

69

ENERO/MARZO 1979

VIALIDAD



REVISTA DE LA DIRECCIÓN DE VIALIDAD DE LA PROVINCIA DE BUENOS AIRES

República Argentina
La Plata
Prov. de Buenos Aires
M. O. P.
Dirección de Vialidad



NUESTRA PORTADA

Las obras viales representan, dentro del quehacer gubernativo, un rubro de trascendente utilidad, y las rutas, con su existir casi anónimo, elevan la rentabilidad bonaerense a cifras insospechadas.

Por sus cintas pavimentadas, armonioso conjunto de caminos y obras de arte, se mueven aun los más sutiles engranajes de la economía, el turismo y la cultura de toda una nación en marcha.



Diseño: Willy Ocampo

Supervisión y ordenamiento de esta Revista
Agrimensor Carlos Alberto Marotta

Sobre la Estructura Granular de las Mezclas Asfálticas Convencionales

RESUMEN

Siguiendo la orientación de distintos investigadores se ha empleado la representación gráfica en doble escala logarítmica de la granulometría de las mezclas asfálticas convencionales. Ella permite interpretar y diferenciar racionalmente los tipos de estructuras granulares que corresponden a cada una de las mezclas convencionales de uso corriente.

Experimentalmente se han determinado las características volumétricas y mecánicas según Marshall y el comportamiento en el ensayo triaxial de seis mezclas preparadas con un mismo agregado pétreo con diferentes granulometrías que corresponden a cuatro tipos de estructuras granulares, todas ellas con el contenido óptimo de un mismo asfalto. Las relaciones entre características de las mezclas y su tipo de estructura granular han sido estudiadas en base a las informaciones a nuestro alcance y los resultados obtenidos.

Ingeniera
YOLANDA R. RIVARA de RONCHI

Técnico
OSCAR F. M. LLANO

Dirección
Dr. CELESTINO RUIZ

Laboratorio de Investigaciones Viales; Facultad
de Ingeniería, Univ. Nacional de Buenos Aires

* La segunda parte se publicará en la Revista Vialidad N° 70.

I. INTRODUCCIÓN

Generalmente se considera que una de las características fundamentales de las capas asfálticas convencionales de tipo superior, y en particular de los concretos asfálticos, es poseer adecuada resistencia al corte para reducir a un mínimo sus deformaciones permanentes en las condiciones de servicio, en beneficio de la lisura del pavimento; en otras palabras, poseer suficiente "estabilidad". La experiencia muestra que las deformaciones mencionadas se desarrollan fundamentalmente a las más elevadas temperaturas de servicio, bajo la acción de cargas estáticas y/o dinámicas de alta frecuencia, estas últimas con efecto acumulativo, sobre todo por la canalización del tránsito y por los elevados esfuerzos tangenciales determinados por el frenado, aceleración y giro de los vehículos pesados.

La resistencia al corte de las capas asfálticas se estudia generalmente en base a los conceptos tradicionales de resistencia cohesiva y friccional, como parámetros convencionales de la recto intrínseca del material. Dado el carácter termo-visco-elástico del ligante asfáltico, cuya interacción con el agregado pétreo da origen a la resistencia cohesiva, ésta se reduce marcadamente a las temperaturas elevadas y más aún cuando las cargas tienden a ser estáticas; por ello se considera que la estabilidad de las capas asfálticas depende en alto grado de la resistencia friccional aportada por la presencia de un esqueleto o estructura granular formado por un acomodamiento estable de las partículas del agregado pétreo, siendo ella dependiente del esfuerzo efectivo normal al plano de corte e independiente de la temperatura y tiempo de aplicación del esfuerzo, es decir, de la velocidad de deformación. Lo dicho no implica ignorar el aporte cohesivo a la resistencia al corte regulado fundamentalmente por la consistencia y susceptibilidad térmica del asfalto.

Las investigaciones realizadas en las últimas décadas han ampliado notablemente el conocimiento sobre el comportamiento bajo cargas de los asfaltos y sus mezclas; pese a ello, en la práctica se continúan utilizando como criterio de calidad y para la determinación del porcentaje óptimo de asfalto, las indicaciones establecidas por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EE.UU. o del Instituto del Asfalto del mismo país (1), (2), basadas en las medidas de "estabilidad y fluencia Marshall" y relaciones volumétricas entre los componentes de las mezclas después de ser compactadas en forma normalizada. Paralelamente, exigencias granulométricas para el agre-

gado pétreo, siguiendo límites avalados por la experiencia, que determinan el tipo de mezcla: "finas" o "gruesas" de acuerdo al tamaño máximo, "densas" o "abiertas" de acuerdo al contenido de vacíos.

La formación de una cierta estructura granular sin ligante o con el contenido óptimo para un determinado tipo y magnitud del trabajo de compactación aplicado en forma normalizada, depende del escalonamiento granulométrico del agregado pétreo y de la forma, angulosidad y textura superficial de sus partículas. El grado de densificación alcanzado se expresa por la porosidad (V.A.M.) de la estructura granular libre de asfalto, valor que, a su vez, regula el porcentaje óptimo de asfalto. En la práctica, frente a los agregados pétreos disponibles en cada caso, la granulometría es la variable más gobernable y por ello —sin ser por sí misma una característica de calidad— es el medio para controlar la formación de una determinada estructura granular, aun en el caso de haber prescindido de la exigencia preestablecida de determinada granulometría.

En este trabajo se pretende contribuir al conocimiento de la influencia de la granulometría en la formación de distintos tipos de estructuras granulares, prescindiendo de la separación arbitraria del agregado en "grueso" y "fino", así como su relación con las características de calidad de las mezclas correspondientes con su contenido óptimo de asfalto según Marshall, en particular con aquellas características que dependen fundamentalmente de la estructura granular. Se considera que ello es de interés práctico si sirve de orientación para establecer la mejor granulometría que puede obtenerse con los materiales disponibles en cada caso.

El problema ha sido encarado en escala de laboratorio, es decir, la que corresponde al proyecto de mezclas asfálticas en base al criterio de calidad antes mencionado.

2 ESTRUCTURAS GRANULARES

El problema de la formación de estructuras granulares por el diferente acomodamiento de las partículas que la componen ha sido encarado por dos caminos distintos:

- Como problema susceptible del cálculo geométrico.
- Por las relaciones entre la granulometría y la porosidad (V.A.M.) para un determinado proceso de compactación.

Desde el punto de vista geométrico el problema de los materiales reales es de difícil solución por ser polidispersos y por la forma irregular de las partículas. Para sistemas ideales formados por esferas de igual tamaño puede calcularse la porosidad que corresponde a cada tipo de acomodamiento geoméricamente posible. En este caso la porosidad calculada depende del número de contactos de cada esfera con las que la rodean; así en el empaquetamiento teórico más suelto —el cúbico— cada esfera se contacta solamente con otras seis determinando la porosidad máxima de 47,64 %, es decir la diferencia de volúmenes entre el cubo circunscrito y el propio de la esfera. En cambio, en el empaquetamiento teórico más cerrado —hexagonal— el número de contactos se eleva a doce y la porosidad se reduce a 25,95 %. Entre ambos casos límites la porosidad cae hiperbólicamente al crecer el número de contactos de cada esfera con las que la rodean.

Pasando a esferas iguales reales a las que se someten a distintos tipos de compactación, sólo es posible crear sistemas granulares estables intermedios entre los teóricos mencionados. Se logran experimentalmente porosidades desde 44 hasta 37 %, dado que sistemas con porosidades mayores de 44 % son inestables y los de porosidades menores de 37 % no se logran por compactación. Cabe señalar que las porosidades de sistemas formados cada uno por esferas iguales pero de distinto tamaño, con igual tipo de acomodamiento, son iguales dado que se compensa el mayor número de poros con su menor tamaño individual.

El segundo camino para el estudio de la formación de estructuras granulares se basa en la determinación experimental de que la porosidad, de conjuntos de partículas heterodispersas de igual o cercano peso específico con determinado proceso de compactación, depende fundamentalmente de su escalonamiento granulométrico y, en menor grado, de la forma más o menos poliédrica de las partículas y su textura superficial.

Se ha verificado que en igualdad de otras variables, agregados pétreos de "granulometría continua" por contener partículas de cualquier tamaño a partir del máximo, que guarden entre tamaños y porcentajes en peso la relación:

$$p = 100 \left(\frac{d}{D_m} \right)^n ; \quad n = \frac{\log p/100}{\log d/D_m} \quad (I)$$

donde p es el % en peso que pasa por la abertura d (mm), D_m es el tamaño máximo donde pasa el 100 %, y n es un exponente adimensional, de-

terminan las menores porosidades para cada D_m cuando n está comprendido entre 0,3 y 0,6 alcanzando el mínimo cuando $n = 0,5$; valor que identifica la fórmula (I) con la clásica establecida por Fuller y Thompson en 1907. Apartarse de este valor significa un exceso de finos o de gruesos con respecto a cada tamaño que perturba el acomodamiento de las otras fracciones.

En el caso particular de la formación de estructuras granulares en las mezclas asfálticas por determinado proceso de compactación conteniendo agregados que cumplan la relación (I), Nijboer (3) (4) ha propuesto para los vacíos mínimos $n = 0,45$, valor aceptado posteriormente por el "Bureau of Public Roads" para su nuevo diagrama granulométrico (5).

El sentido del exponente n surge, evidentemente, si se tiene presente que la fórmula experimental (I) es el resultado de la integración de la ecuación diferencial:

$$\frac{\delta p}{p} = n \cdot \frac{\delta d}{d}$$

Por lo tanto n es el coeficiente de proporcionalidad entre el cambio relativo de cualquier porcentaje granulométrico y el respectivo cambio relativo de tamaño en igualdad de otras variables. Por otra parte, un valor $n =$ constante en todo o parte del escalonamiento granulométrico significa que en el mismo se cumple la relación generalizada:

$$p = P \left(\frac{d}{D} \right)^n ; \quad n = \frac{\log p/P}{\log d/D} \quad (II)$$

donde D es una abertura de malla mayor que d y menor que D_m , P y p son los porcentajes que pasan por D y d , respectivamente.

Dado que para un D_m fijo y un $n =$ constante queda determinada, para cierto proceso de compactación y naturaleza del agregado, la porosidad (V.A.M.) de la estructura granular formada, es evidente que cada valor de n determina el tipo de empaquetamiento de las partículas. Éste será el mismo en todo el escalonamiento granulométrico si $n =$ constante a lo largo del mismo, o bien entre los niveles donde se cumpla la constancia de n (*).

(*) Se considera oportuno mencionar la concordancia de n con otro criterio, el "coeficiente de uniformidad" de Hazen dado por la fórmula $C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$, donde D_{60} y D_{10} son, respectivamente, las aberturas que permiten pasar 60 y 10 % en peso. Las experiencias de Voss (1961) han demostrado que la

Lo expresado corresponde a las estructuras granulares con un tamaño máximo $D_m =$ constante, para los cuales la porosidad (V.A.M.) depende de n . Considerando las estructuras con un mismo tipo de empaquetamiento, o sea $n =$ constante, pero con tamaño máximo variable, a medida que éste aumenta existe mayor predominio del volumen sólido disminuyendo la porosidad. Los resultados experimentales de Nijboer (3) muestran que el logaritmo de la porosidad (V.A.M.) es una función lineal decreciente de los logaritmos del tamaño máximo, cuya pendiente depende del n considerado. Igual criterio ha adoptado el Instituto del Asfalto de los EE.UU. entre los V.A.M. mínimos aceptables para las mezclas asfálticas convencionales en relación al tamaño máximo nominal del agregado (1), tendiendo a que exista una porosidad adecuada que permita ubicar el asfalto necesario en beneficio de la durabilidad del pavimento y su resistencia a la fatiga.

En este trabajo se consideran como punto de partida las granulometrías que responden a la fórmula (I) definida por los valores de D_m y n que correspondan en cada caso. De él derivan otros tipos granulométricos que cumplen parcialmente con la fórmula (II). En todos los casos se considera que la granulometría indica la capacidad potencial de un agregado pétreo para dar origen, por un proceso de compactación, a una estructura granular, cuyo tipo o tipos de acomodamiento de las partículas depende del valor de n en todo o en parte del escalonamiento granulométrico.

3. ESTRUCTURAS GRANULARES TIPO A

Denominamos estructuras granulares tipo A aquellas cuya granulometría para las partículas mayores de 0,074 mm permite que el acomodamiento de las mismas, producido por determinado proceso de compactación, sea el mismo en cualquier nivel de su escalonamiento granulométrico. Para cumplir con esta condición es necesaria una granulometría "continua" que cumpla con las fórmulas (I) y (II) quedando definida por los valores de su tamaño máximo D_m y un n constante.

Para establecer si un agregado pétreo responde al tipo A es conveniente adoptar, para la representación gráfica de su granulometría,

compactación proctor de distintas gravas y arenas acusa su densificación máxima cuando $C_u = 35$. Aplicando la fórmula (I) el valor de n que corresponde es $n = 0,504$, coincidente con el de Fuller y Thompson.

$$\frac{60}{10} = \frac{100 (D_{60}/D_{10})^n}{100 (D_{100}/D_{100})^n}; \quad \frac{60}{10} = \left(\frac{D_{60}}{D_{10}}\right)^n;$$

$$\frac{D_{60}}{D_{10}} = \left(\frac{60}{10}\right)^{1/n} = 35; \quad n = \frac{\log 6}{\log 35} = 0,504$$

doble escala logarítmica como lo han propuesto en el campo de las mezclas asfálticas Wilhemi (1930), Andreasen (1935), Nijboer (1948) y otros. Dando forma logarítmica a la (I) se tiene:

$$\log p = \log 100 + n (\log d - \log D_m)$$

$$\log p = \log 100 - n (\log D_m - \log d)$$

$$\log 100 - \log p = n (\log D_m - \log d) \quad (IV)$$

La representación gráfica de la (IV) corresponde a una recta tomando como ordenadas $\log 100 - \log p$ y como abscisas $\log D_m - \log d$, su coeficiente angular da el valor de n . La única diferencia de esta representación con respecto a la usada corrientemente es el uso de escala logarítmica en ordenadas.

En el gráfico N° 1 se han representado rectas paralelas (igual n) con distintos tamaños máximos D_m , que corresponden a igual tipo de empaquetamiento frente a un mismo proceso de compactación. En el gráfico N° 2 se han representado rectas con igual D_m y distintos n que corresponden a diferentes formas de empaquetamiento de las partículas tendiendo éstas a ser más cerradas a medida que n se aproxima a 0,45.

Para cada tamaño máximo D_m y un n próximo a 0,45 las mezclas preparadas con un mismo filler alcanzan los menores valores de V.A.M. a los que necesariamente corresponden porcentajes de asfalto reducidos, particularmente con agregados pétreos de forma redondeada y textura lisa que contribuyen a menores V.A.M.

Para D_m del orden que corresponde a los concretos asfálticos se puede llegar con n cercanos a 0,45 a mezclas que por su reducido contenido en asfalto acusan baja capacidad para acompañar las deformaciones del conjunto del pavimento, así como comprometer su resistencia a la fatiga bajo ciclos repetidos de carga y descarga y su durabilidad por acción del medio exterior. Para D_m del orden del que corresponde a mezclas "finas" (arena-asfalto, sheet-asphalt) se llega a un elevado grado de fillerización que justifica por las mismas y otras razones su denominación de mezclas críticas.

Dentro del tipo A se pueden elevar los V.A.M. con granulometrías a las que corresponden valores de n grandes (rectas empinadas). Cuando n es igual o mayor de 0,6 existe predominio de las fracciones gruesas que dan origen a estructuras granulares abiertas, tales como las de las clásicas "bases negras", al tipo IIe del Asphalt Institute, o las recomendadas para mezclas preparadas en frío con asfaltos diluidos o emulsionados que permiten la rápida eliminación de los componentes volátiles.

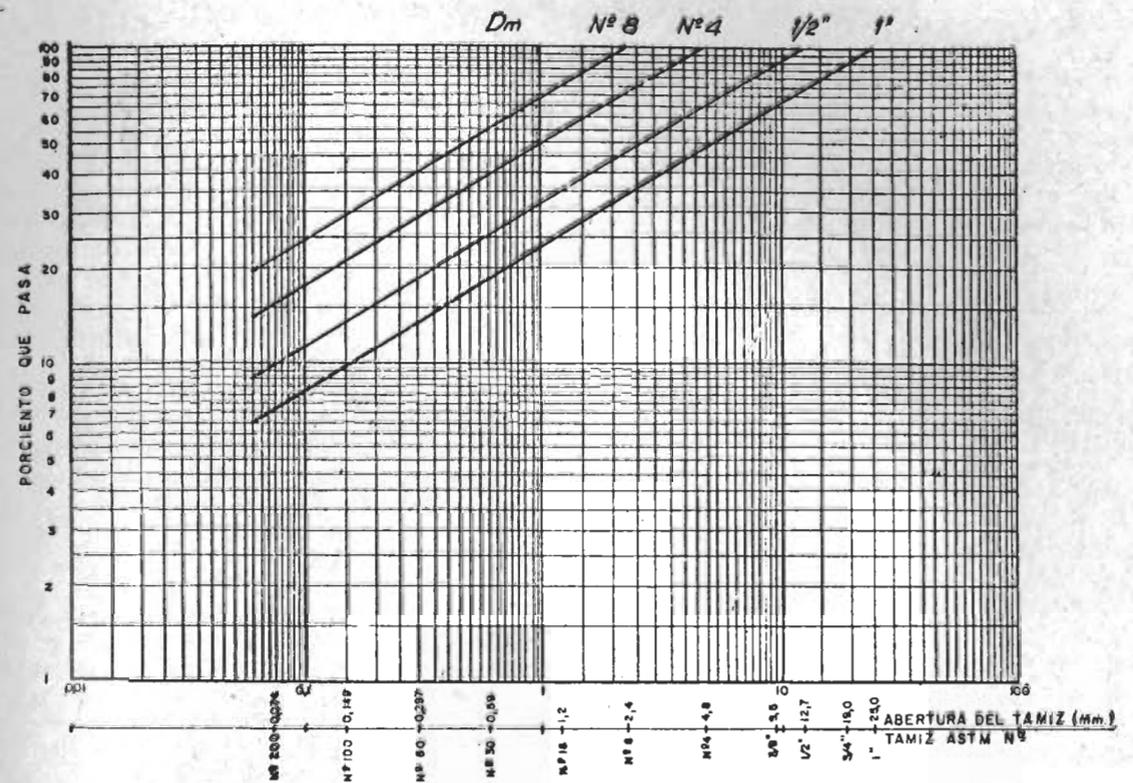


Gráfico N° 1 - Granulometrías para estructuras granulares tipo A con $n = 0,45$ y D_m variable.

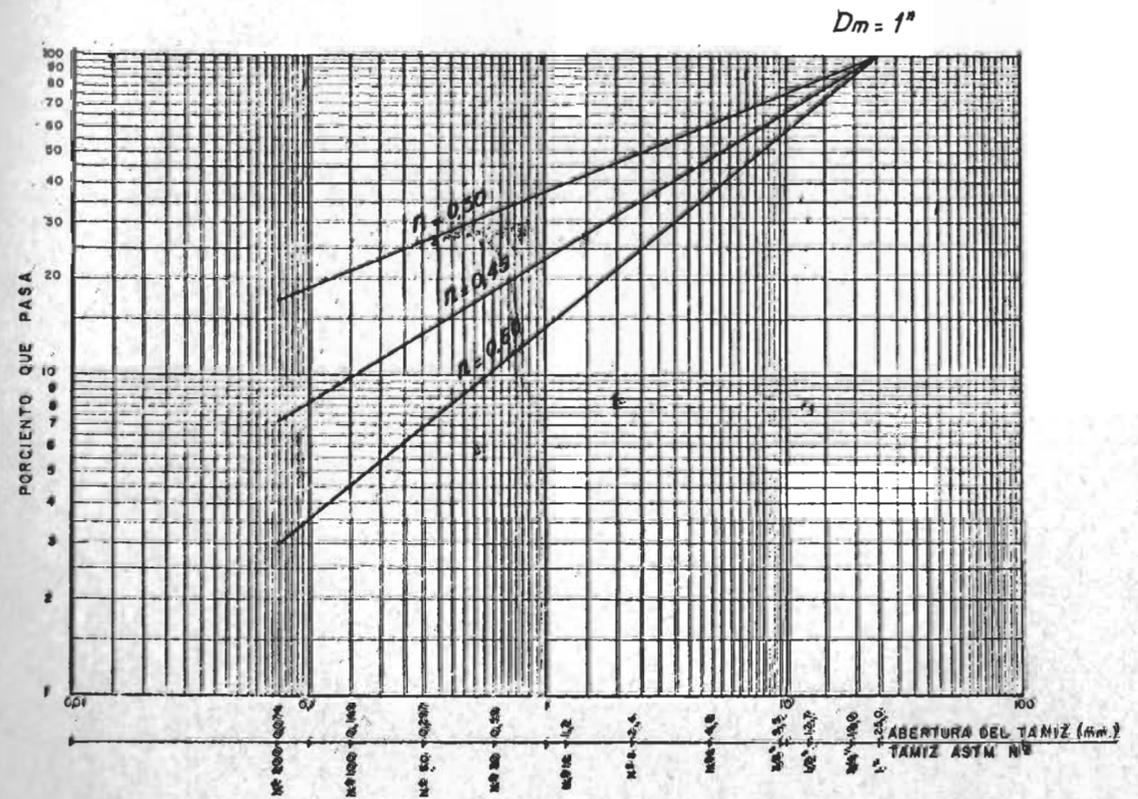


Gráfico N° 2 - Granulometrías para estructuras granulares tipo A con D_m constante (1") y n variable.

4. ESTRUCTURAS GRANULARES TIPO B

El tipo B de granulometría es un medio de aumentar los V.A.M. de las mezclas cuyos D_m son del orden de los concretos asfálticos y su valor de n próximo a 0,45. En ellas se cumple la fórmula (I) desde su tamaño máximo hasta un cierto nivel granulométrico mayor de 0,074 mm, con n constante y próximo a 0,45. A partir de dicho nivel crece n y por lo tanto las partículas menores sólo pueden dar origen a un empaquetamiento más abierto que el de las fracciones mayores, es decir mayores V.A.M. del que correspondería si la constancia de n alcanzara hasta 0,074 mm. La representación gráfica del tipo B en doble escala logarítmica es una recta desde el tamaño máximo hasta un cierto nivel, con una pendiente n próxima a 0,45, luego se quiebra creciendo n hasta el límite inferior de tamaño.

Se comprende que las fracciones mayores del nivel hasta donde n es constante pueden formar una macroestructura granular tipo A. Las fracciones menores sólo alcanzan un menor grado de empaquetamiento (mayor n) por densificarse dentro de los espacios entre las partículas de la macroestructura.

Un ejemplo del tipo B es el huso granulométrico recomendado por el Instituto del Asfalto de los EE.UU. (6) para los concretos asfálticos "densos" y "graduados" en su fórmula IVb. En el gráfico N° 3 se han volcado en doble escala logarítmica los límites del huso y se observa con aproximación aceptable que la granulometría más fina da origen a una recta con $n = 0,40$ hasta un nivel de aproximadamente 0,20 mm, los límites de la granulometría más gruesa dan otra recta con $n = 0,50$ hasta un nivel también de aproximadamente 0,20 mm. Ello significa que dicho huso permite la formación de macroestructuras tipo A hasta los niveles mencionados. Las fracciones menores con n elevados sólo actúan como rellenos menos densificados dentro de los huecos de la macroestructura. En consecuencia, el quiebre de las rectas a cierto nivel es un medio de aumentar los V.A.M. con respecto a los que resultarían de granulometrías que respondieran a la fórmula (I) en todos los niveles.

Se considera oportuno señalar que el nivel inferior de las macroestructuras (0,20 mm) es del mismo orden del tamaño máximo de los fillers calcáreos comerciales.

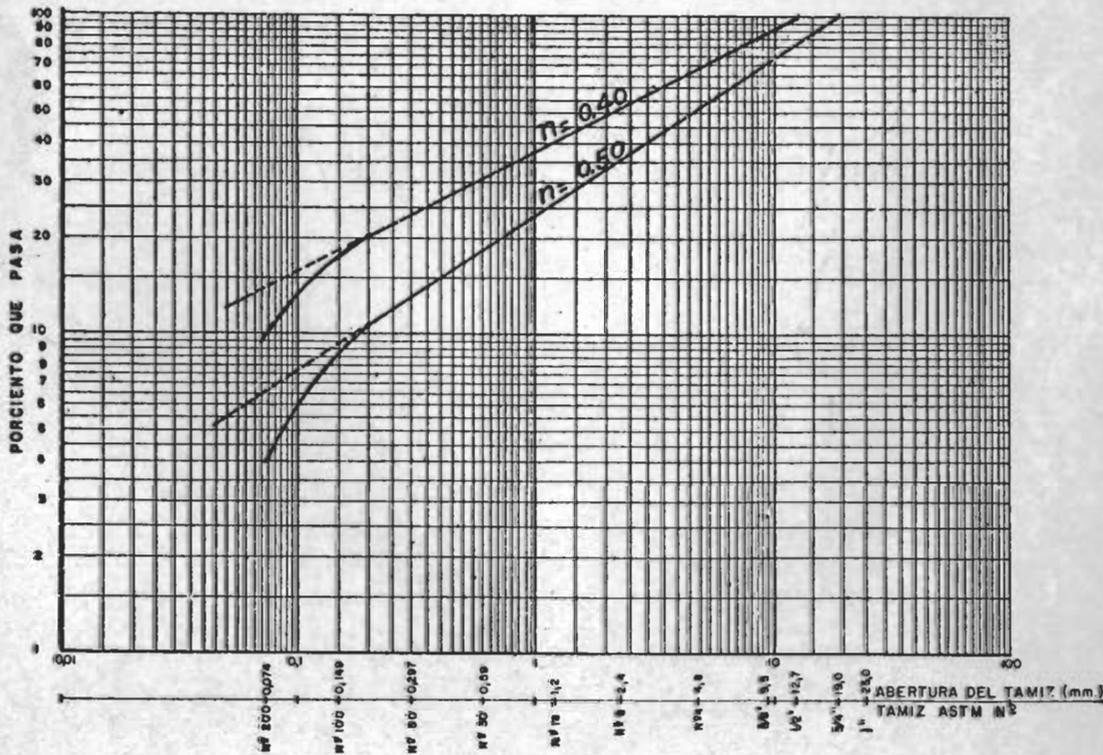


Gráfico N° 3 - Tipo B - Granulometría de la mezcla IV-b del Asphalt Institute (6) concreto asfáltico.

5. ESTRUCTURAS GRANULARES TIPO C

La aplicación de la fórmula (I) con $n = 0,45$ para lograr el máximo grado de acomodamiento de las partículas (mínimos V.A.M.) en granulometrías "finas" cuyos tamaños máximos son del orden de 2 mm a 2,38 mm (tamices N° 10 o N° 8), conduce necesariamente a elevados porcentajes de filler como lo muestra el gráfico N° 1. Estas mezclas han sido consideradas como críticas por su reducida deformabilidad a bajas temperaturas, reducido porcentaje óptimo de asfalto, inconvenientes en el proceso de mezclado en las plantas asfálticas y elevado costo de los fillers comerciales.

Las mezclas "finas" convencionales (arena-asfalto, sheet asphalt) contienen un porcentaje de filler del orden de 10 %; partiendo de valores de este orden hasta su tamaño máximo la fórmula (I) exige valores de n elevados del orden de la unidad; es decir, que las microestructuras que sus agregados pueden formar, deben tener necesariamente un empaquetamiento de las partículas menos cerrado que el de la macroestructura del tipo A o B; en consecuencia, elevados V.A.M.

que conducen a altos contenidos óptimos de asfalto. Para reducir los V.A.M. a valores razonables se ha recurrido a diluir la microestructura incorporando fracciones de mayor tamaño que quedan dispersas en ella sin posibilidad obligada de contacto. Por esta razón el tipo C de estructura granular se caracteriza por existir predominio de las fracciones finas que responden a la fórmula (I) desde su tamaño menor 0,074 mm hasta un cierto límite, formando una microestructura granular con un n elevado. Por arriba de dicho límite las fracciones mayores quedan dispersas dentro de la microestructura. Se comprende que en este caso los esfuerzos de compactación son absorbidos fundamentalmente por la microestructura.

Gráficamente la granulometría tipo C queda representada en doble escala logarítmica por una recta que parte de la abscisa 0,074 mm y con marcha empinada llega a interceptar otra línea acostada que corresponde a las fracciones mayores dispersas en la microestructura.

En el gráfico N° 4 se ha representado en doble escala logarítmica el huso granulométrico aconsejado

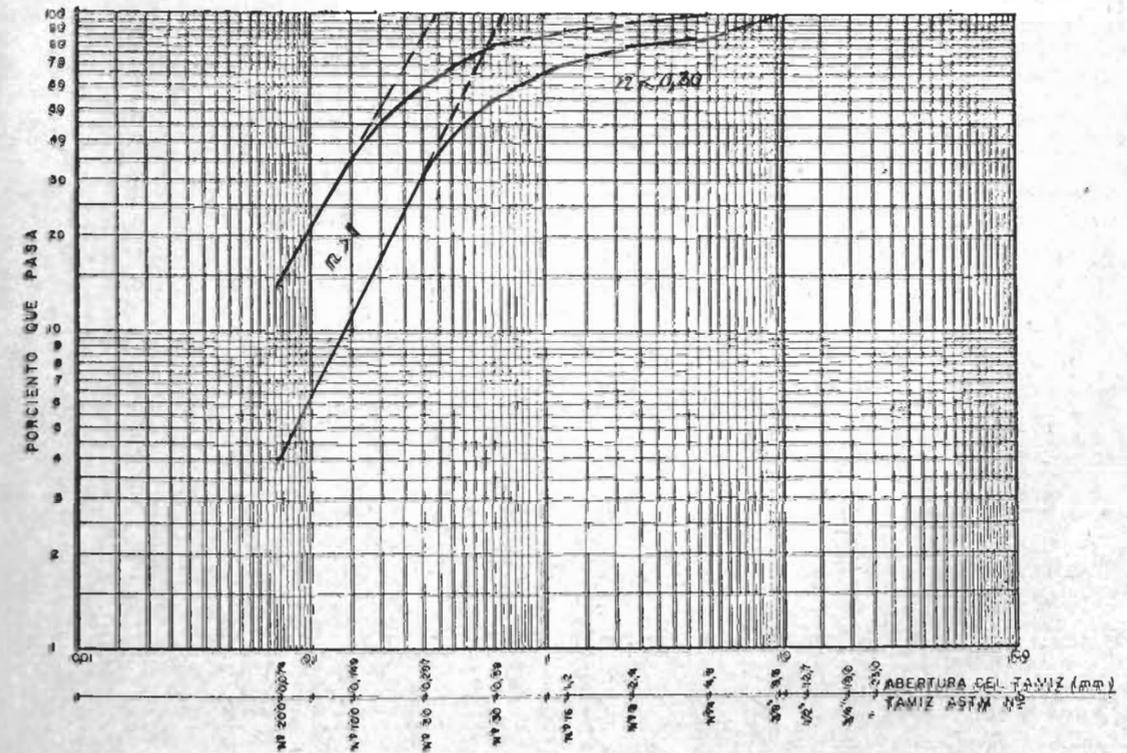


Gráfico N° 4 - Tipo C - Granulometría de la mezcla VII-a del Asphalt Institute (6) sheet asphalt.

sejado por la fórmula VII-a del Instituto del Asfalto de los EE.UU. (6) para el "sheet asphalt". Se observa que responde a lo dicho salvo que la intercepción de ambas líneas ha sido reemplazada por un pasaje gradual, en el cual n cambia rápidamente desde valores elevados mayores de la unidad hasta muy reducidos, en ambos casos alejados de los que conducen a las porosidades mínimas. Ello muestra que la reducción de los elevados V.A.M. que corresponden a la microestructura se logra por el reemplazo de parte de la misma por el volumen sólido de las partículas mayores.

6. ESTRUCTURAS GRANULARES TIPO D

El tipo D se origina cuando el reemplazo de cierto volumen de la microestructura tipo C por partículas mayores se cumple en un grado más elevado, llegando la proporción de agregado grueso a ser lo suficientemente grande para confinar las fracciones menores sin alcanzar a ser la necesaria para dar origen a una macroestructura tipo A o B. Se llega así a reducir los V.A.M. de la microestructura hasta valores cercanos a los que corresponderían al tipo A de igual tamaño

máximo, pero sin llegar a crear la macroestructura granular que caracteriza al tipo A. Para igual tamaño máximo se logra el tipo D incrementando gradualmente el porcentaje de finos que corresponde a los otros niveles granulométricos del tipo A con n cercano a 0,45. De ahí que el valor de n para las fracciones mayores sea muy reducido; crece gradualmente con el menor tamaño para luego alcanzar los mayores que corresponden a la microestructura. Ello implica que el tipo de acomodamiento de las partículas con granulometría tipo D varíe con el tamaño en forma gradual.

Responde a este tipo la granulometría aconsejada por el Instituto del Asfalto de los EE.UU., fórmula VI-a, para mezclas tipo Topeka o "Stone Sheet Asphalt" cuyo huso granulométrico en doble escala logarítmica se muestra en el gráfico Nº 5. A este tipo responde también, en general, la granulometría del "Rolled Asphalt" de acuerdo a la norma inglesa B.S.-594.

7. CARACTERÍSTICAS ESTRUCTURALES

La influencia de la presencia de una estructura granular en las características de las mez-

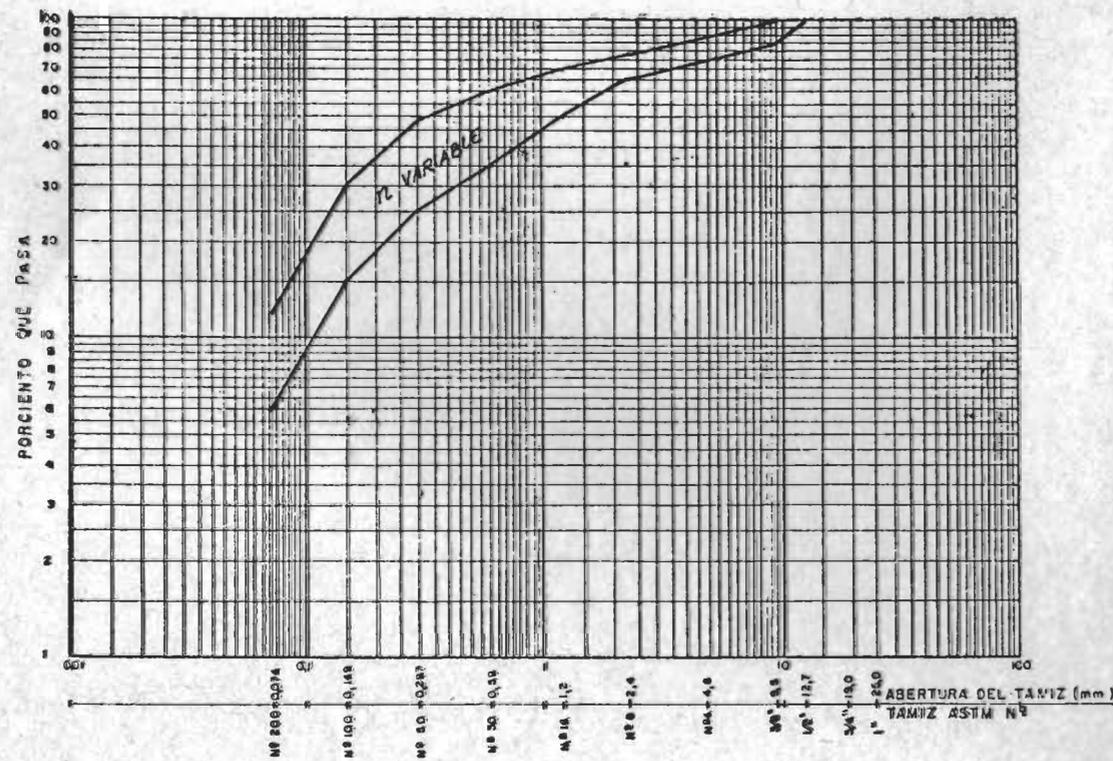


Gráfico Nº 5 - Tipo D - Granulometría de la mezcla VI-a del Asphalt Institute (6) topeka (stone sheet).

clas asfálticas convencionales compactadas, y en particular en los concretos asfálticos, puede interpretarse teniendo presente que la estructura interna de las mismas ha sido concebida en dos formas distintas:

a) Considerando que las partículas del agregado pétreo, recubiertas por películas de asfalto en el estado suelto, forman por compactación un esqueleto o estructura granular con contacto entre ellas, gracias al desplazamiento del ligante hacia los huecos del esqueleto granular (V.A.M.) a los que ocupan parcialmente, quedando como volumen residual los vacíos de la mezcla compactada. A esta forma de concebir la estructura interna corresponden las exigencias volumétricas de calidad establecidas por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EE.UU., o del Instituto del Asfalto del mismo país (1), que son las adoptadas generalmente en la Argentina.

b) Considerando que en las mezclas densas existe una fase continua de asfalto que encierra al agregado pétreo. La incorporación de este último incrementa marcadamente la rigidez (stiffness) del asfalto en forma tal que el cociente rigidez de la mezcla-rigidez del asfalto, ambas a igual temperatura y tiempo de aplicación de la carga, es una función definida de la concentración en volumen del agregado en la mezcla libre de vacíos Cv:

$$Cv = \frac{\text{vol. agregado}}{\text{vol. agregado} + \text{vol. asfalto}} \times 100$$

Este punto de vista ha sido propuesto por Van der Poel en 1954 en base a los resultados obtenidos con mezclas con 3 % de vacíos; posteriormente desarrollado por Heukelomp, Klomp y otros investigadores europeos (9); Van Draat y Sommer lo han generalizado a mezclas con porcentajes de vacíos superiores al 3 % utilizando la Cv corregida igual a:

$$Cv(\text{corr.}) = \frac{Cv}{100 + (\% \text{ vacíos} - 3)} \times 100$$

A nuestro entender ambos puntos de vista se justifican de acuerdo al contenido de asfalto que se considere. El punto de vista a), por debajo del rango donde se ubica el porcentaje óptimo de asfalto según Marshall; el b) para porcentajes iguales o superiores a dicha frontera a partir de la cual puede aceptarse en los concretos asfálticos la existencia de una fase fluida continua formada por el ligante y aire ocluido por lo menos durante el proceso de compactación.

El pasaje gradual de una a otra forma de concebir la estructura interna de los concretos asfálticos en función del contenido de asfalto, ha sido mencionado en un trabajo anterior (10) en base a las curvas que relacionan las "densidades" libres de asfalto con los porcentajes de asfalto efectivo aplicando el proceso de compactación Marshall. En el gráfico Nº 6 se reproduce un ejemplo tomado de la cita (10). Las curvas son análogas a las obtenidas con el sistema suelo-agua en la compactación Proctor y derivados que han sido interpretadas en (11). En dichas curvas se observa una "rama seca" ascendente que corresponde a la formación de estructuras granulares cada vez más cerradas por el efecto lubricante del

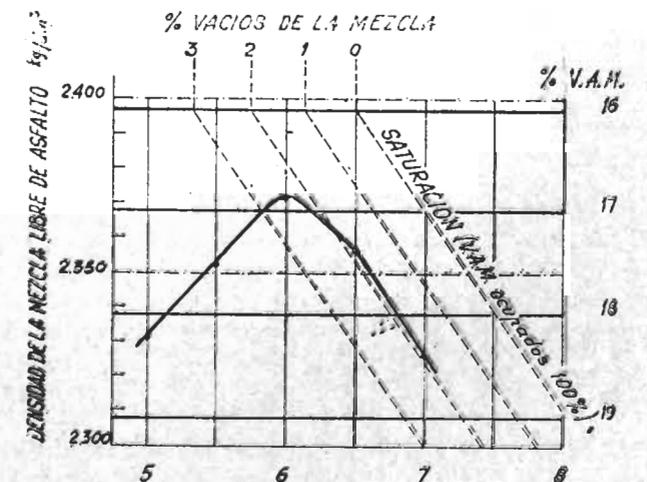


Gráfico Nº 6 - Porcentaje de asfalto de la mezcla en peso. Densidad libre de asfalto de un concreto asfáltico en función del porcentaje de asfalto (10).

asfalto a la elevada temperatura de la compactación. En ella la red porosa intercomunicada que forman los espacios entre partículas permite el drenaje rápido del aire durante el proceso de compactación, hasta alcanzar una relación volumétrica aire-asfalto aproximadamente constante (80 ± 5 % de V.A.M. ocupados por asfalto) donde termina la "rama seca". Mayores porcentajes de asfalto determinan el nacimiento de la "rama húmeda" descendente a pesar que no se han llegado a llenar con asfalto los vacíos (V.A.M.) de la estructura granular; esta "rama húmeda" se acerca a la línea teórica de llenado de los V.A.M. sin alcanzarla nunca, lo que indica que existe un cierto volumen de aire no drenable en las condiciones del proceso de compactación (aire ocluido) por estar en forma de burbujas aisladas dentro de la fase continua de asfalto. En consecuencia, en la "rama húmeda" la mezcla alcanza la saturación de los V.A.M. con respecto a la fase fluida (asfalto efectivo + aire ocluido) y por lo tanto los esfuerzos de compactación determinan en ella presiones hidrostáticas con sus correspondientes rebotes elásticos que se oponen a la densificación. Debe tenerse en cuenta la perfecta compresibilidad elástica del componente volumétrico aire ocluido.

La existencia de una zona de transición entre ambas ramas se explica por la heterogeneidad de las mezclas en el nivel de partículas individuales, y que los valores experimentales se determinan con un volumen de mezcla compactada que sólo puede considerarse macroscópicamente homogéneo. Precisamente es en dicha zona de transición donde se ubica el porcentaje óptimo de asfalto en el cual se confunden ambas formas de concebir la estructura interna de los concretos asfálticos.

La influencia del tipo de estructura granular se refleja en las dos formas de concebir la estructura interna de las mezclas densas convencionales con el contenido óptimo de asfalto. Desde el punto de vista a), el tamaño máximo D_m y el o los valores de n determinan fundamentalmente los V.A.M. de la estructura granular; dichos V.A.M. se reparten en contenido volumétrico de asfalto efectivo óptimo y en huecos o vacíos de la mezcla, en base al valor aproximadamente constante de 80 ± 5 % de los V.A.M. ocupados por C. A. para concretos y 70 ± 5 % para mezclas finas. Desde el punto de vista b), las mismas variables (D_m y n) regulan el valor de la concentración volumétrica del agregado C_v por ser función de los V.A.M. En efecto:

$$\text{Vacíos \%} = \text{V.A.M.} \times$$

$$\begin{aligned} & \times \left(1 - \frac{\% \text{ V.A.M. ocupados}}{100} \right) \\ C_v &= \frac{100 - \text{V.A.M.}}{100 - \text{vacíos}} \times 100 = \\ &= \frac{100 - \text{V.A.M.}}{100 - \text{V.A.M.} \left(1 - \frac{\% \text{ V.A.M. ocupados}}{100} \right)} \times 100 \quad (V) \end{aligned}$$

Por lo tanto, cuando se consideran mezclas preparadas con un mismo agregado (forma y textura superficial de las partículas constantes), con el contenido óptimo de un mismo asfalto y distintas granulometrías (D_m y n variables), el tipo de estructura granular formado regula los valores de V.A.M. y los de C_v y por lo tanto las exigencias volumétricas de calidad.

Pasando ahora a considerar las exigencias de "estabilidad y fluencia Marshall", corresponde distinguir que la "fluencia Marshall" es prácticamente independiente de la temperatura, tiempo que actúa la carga y rigidez del ligante asfáltico, por lo cual debe considerarse que ella depende en forma prácticamente exclusiva del tipo de estructura granular y del porcentaje de asfalto. En cambio, la "estabilidad Marshall" depende de las variables mencionadas y por lo tanto de la interacción entre el asfalto y la estructura granular.

En la "fluencia Marshall", definida como la reducción del diámetro de la probeta normalizada en la dirección de la carga aplicada cuando ésta alcanza su valor máximo o "estabilidad Marshall", se observa que ella crece lentamente a lo largo de la "rama seca" de la curva de compactación, es decir, que con porcentajes reducidos de asfalto ella es una medida de la deformación axial recuperable y no recuperable que debe sufrir la estructura granular para alcanzar la falla. En cambio, en la "rama húmeda" la "fluencia Marshall" crece rápidamente al aumentar el contenido de asfalto dado que el exceso de fase fluida perturba la formación de estructuras granulares cerradas. En esta última rama la "fluencia Marshall" está vinculada con el carácter plástico de la mezcla, de ahí que fijar un máximo de "fluencia Marshall" es una forma indirecta de evitar un exceso de asfalto. El cambio más o menos definido de la pendiente de la curva que relaciona las "fluencias Marshall" con el porcentaje de asfalto coincide con la zona de transición antes

mencionada, en la que se ubica el contenido óptimo de asfalto.

La "estabilidad Marshall" depende, para igual agregado y granulometría, de la temperatura, tiempo que actúa la carga y contenido y rigidez del asfalto, por lo cual debe considerarse que ella depende de la interacción entre la estructura granular y el ligante asfáltico, por lo tanto, de acuerdo a la forma b) de concebir la estructura interna de las mezclas asfálticas, ella debe ser función de la concentración del agregado en la mezcla libre de vacíos C_v corregida, cuando se considera un mismo tipo de agregado con diferentes granulometrías (distintos tipos de estructuras granulares), a cada una de las cuales corresponde un valor de C_v , utilizando el mismo asfalto en los porcentajes óptimos que corresponda a cada mezcla.

No tenemos conocimiento de estudios que relacionen la "estabilidad Marshall" con los C_v corregidas en igualdad de las otras variables mencionadas, por lo cual este tema ha sido encarado en la parte experimental. Como se verá en ella la "estabilidad Marshall" crece exponencialmente con la C_v corregida que corresponde a cada estructura granular en igualdad de las otras variables, por lo menos en el rango explorado.

La ley que regula el valor de la "estabilidad Marshall" en función de las C_v corregidas, mide la capacidad de un determinado agregado para incrementar la resistencia a la deformación de las mezclas de acuerdo al tipo de estructura granular que corresponde a cada granulometría. Lógicamente, para distintos agregados con igual granulometría, la forma y textura superficial de las partículas debe modificar el valor de dicho parámetro. Por otra parte, dicho parámetro relaciona las exigencias volumétricas de calidad con las vinculadas con su resistencia a los esfuerzos deformantes en las condiciones arbitrarias del ensayo Marshall, marcando el rol que cumple la granulometría del agregado pétreo como factor determinante del tipo de estructura granular que puede originar por la compactación Marshall, así como la influencia que tienen la forma y textura superficial de las partículas en la capacidad de cada agregado pétreo para regular la "estabilidad Marshall".

8. RESISTENCIA FRICCIONAL

El estudio racional de la resistencia a la deformación de las mezclas asfálticas convencionales ha sido encarado en base a los conceptos de "resistencia cohesiva" (viscosa y no viscosa) y "resistencia friccional", como componentes de

su resistencia al corte de acuerdo a la bien conocida fórmula de Coulomb, utilizando los resultados del ensayo triaxial y la teoría de Mohr. En este caso es necesario utilizar probetas que cumplan con las exigencias que impone el análisis del estado de tensiones de Mohr.

La experiencia muestra que la llamada "resistencia friccional", es decir, la parte de la resistencia al corte que los sistemas granulares cementados o no pueden movilizar o desarrollar cuando existe un esfuerzo normal al plano de corte (σ) igual al producto de dicho esfuerzo por un coeficiente adimensional inherente del material expresado como tangente de un hipotético ángulo de fricción interna (ϕ), es una propiedad de las mezclas asfálticas convencionales prácticamente independiente de la temperatura, tiempo que actúa la carga y rigidez del ligante, por lo cual debe considerarse que la "resistencia friccional" depende exclusivamente de la estructura granular existente cuando no existe un exceso de asfalto.

Considerando que la condición de falla en los ensayos triaxiales corresponde a la máxima resistencia al corte para determinado confinamiento lateral, en ella, además de haber sido vencido todo vínculo cohesivo, se ha producido desplazamiento de unas partículas con respecto a otras en los planos de corte para dar origen a las deformaciones permanentes previas a la rotura.

Dado que en el estado compactado cada partícula del agregado está trabada por las que la rodean, su desplazamiento en los planos de corte sólo es posible si se afloja el empaquetamiento con aumento de volumen, es decir, por dilatación (*), salvo que exista rotura de las partículas en los puntos o áreas de contacto que impiden el desplazamiento en virtud de la concentración de tensiones que en ellos exista. Se comprende que antes de alcanzar la resistencia máxima la estructura granular puede sufrir cambios de forma y/o volumen en gran parte recuperables, siempre dentro de las condiciones de equilibrio necesarias para la permanencia de la estructura granular.

(*) Dilatación es el término usado por O. Reynolds en 1885 para el incremento de volumen necesario para que sea posible el desplazamiento de las partículas de un sistema granular compactado al fallar por corte. Terzaghi (1926) lo menciona en el campo de la Mecánica de los Suelos. Casagrande (1936) define como "densidad crítica" aquella que permite a un sistema granular deformarse por corte sin cambio de volumen. En los ensayos por corte directo los sistemas granulares sueltos alcanzan la densidad crítica por densificación, los compactados por aumento de volumen, es decir por dilatación. La falla por dilatación de mezclas asfálticas en ensayos al corte directos ha sido mencionada por Lee y Markwick (16).

En la falla de la estructura granular puede predominar la dilatación con bajas contenciones laterales, en cambio, cuando estas últimas son elevadas, ellas pueden reducir o impedir la dilatación. En este último caso los elevados valores del producto $\sigma_x \text{ tang } \phi$ aumentan la probabilidad de desgaste o rotura en los puntos de contacto entre las partículas determinantes de la trabazón.

Lo expresado muestra que la "resistencia friccional" $\sigma_x \text{ tang } \phi$ en la fórmula de Coulomb comprende, además de la resistencia puramente friccional por rozamiento, otra resistencia estructural provocada por la trabazón entre las partículas del agregado pétreo. Esta última tiende a anularse cuando la "resistencia friccional" alcanza su valor máximo, quedando como resistencia residual la provocada por el deslizamiento.

La envolvente de Mohr en los ensayos triaxiales con mezclas asfálticas convencionales es generalmente recta, lo que permite una correcta diferenciación de la resistencia cohesiva (ordenada en el origen) de la "resistencia friccional" medida por el producto $\sigma_x \text{ tang } \phi$. Se ha observado que algunas mezclas preparadas con agregados pétreos angulares y tamaño máximo relativamente elevado (¾ pulg) acusan resultados, en el ensayo triaxial, que conducen a envolventes de Mohr curvas. En tales casos ϕ es una función decreciente de la diferencia entre los esfuerzos principales y la extrapolación de la parte recta de la envolvente, en la zona de presiones laterales mayores, para determinar la resistencia cohesiva no es más que un artificio matemático. Algunos autores (3) consideran que ello se debe a reducidas relaciones altura/diámetro de las probetas; otros, (8) y (12), consideran que la curvatura de la envolvente no es accidental sino una consecuencia de efectos estructurales.

Ya ha sido mencionado que estas consideraciones se refieren a la "resistencia friccional" que se registra en base a ensayos triaxiales que cumplen las exigencias necesarias para que no existan efectos paralelos que perturben la aplicación de la distribución de esfuerzos en la probeta, aceptada por la teoría de Mohr, en particular utilizar probetas cilíndricas con altura/diámetro por lo menos igual a 2, adecuada relación entre el tamaño máximo del agregado y el diámetro de las probetas del orden de ¼ ó ⅓, según distintos autores, y un porcentaje de vacíos en las mezclas que elimine la posibilidad de desarrollo de presiones hidrostáticas internas por acción de las cargas.

Lo indicado es particularmente importante cuando se considera el aporte de la "resistencia

friccional" al valor de la "estabilidad Marshall". En este último ensayo se aplica la carga diametralmente a una probeta cilíndrica de 6,35 cm de altura y 10 cm de diámetro, en la cual el plano de falla debe formar con la dirección de la carga un ángulo igual a $45^\circ - \frac{\phi}{2}$ de

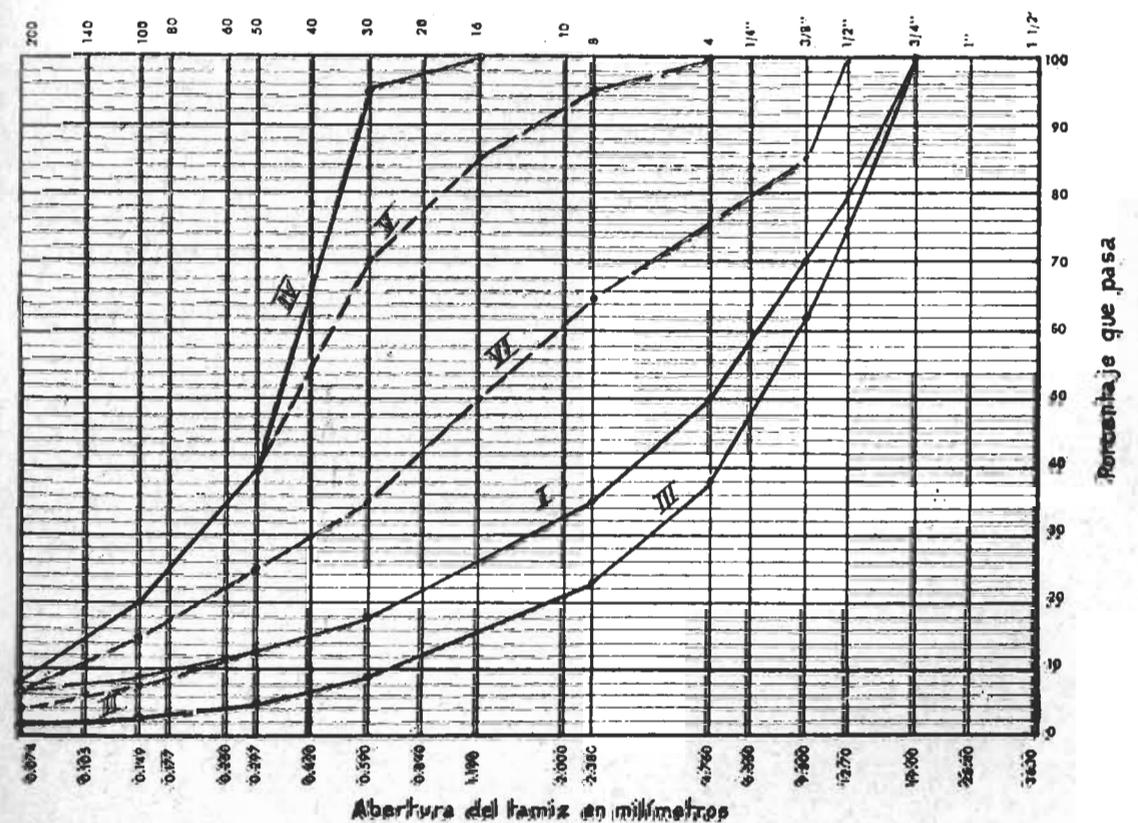
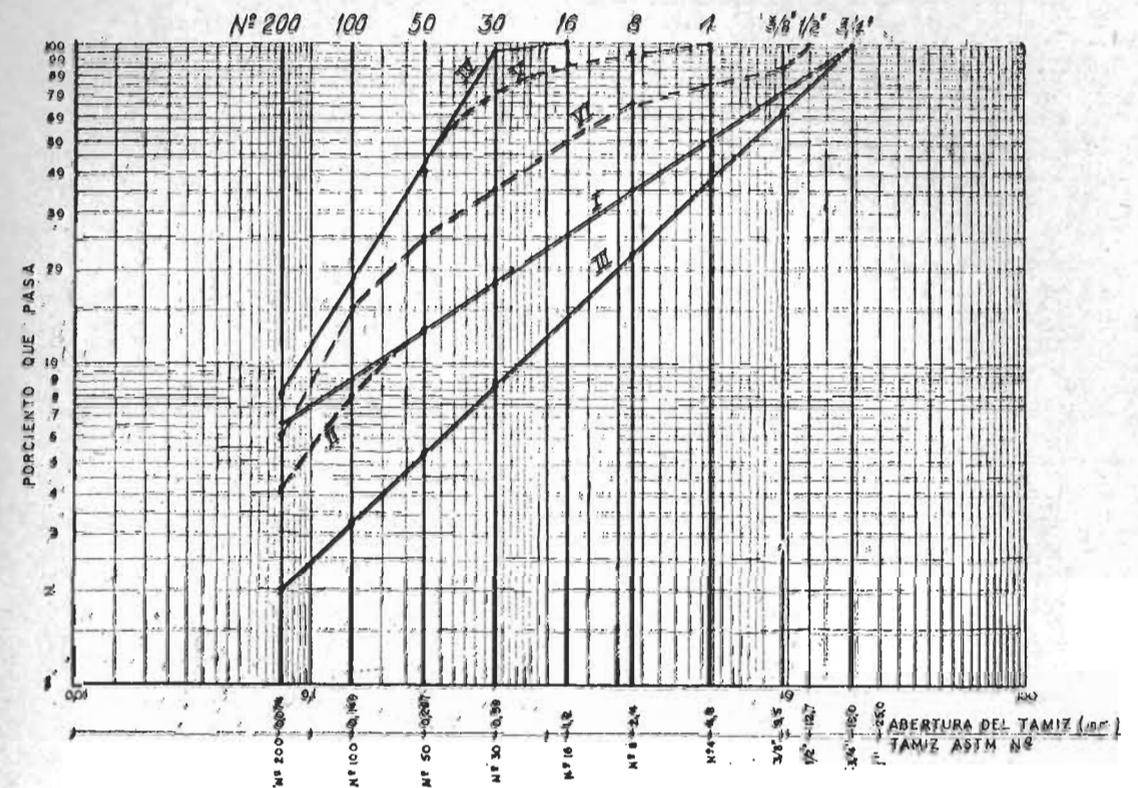
acuerdo a la teoría de Mohr. En tal caso dicho plano puede pasar a través de la superficie cilíndrica de la probeta en contacto con las mordazas, por lo cual la fricción que pueda existir en cada caso incrementa la resistencia friccional real del material. Se une a lo dicho el confinamiento parcial ocasionado por la forma de las mordazas, el hecho que la forma y dimensiones de la probeta normalizada se presta a un efecto de columna entre las mordazas cuando el tamaño máximo del agregado se acerca al máximo admitido, y, por último, que con contenidos de asfalto cercanos al óptimo no puede excluirse la posibilidad de desarrollo de presiones hidrostáticas en la fase fluida.

El estado de las tensiones en el ensayo Marshall no se presta para un análisis racional como ocurre en el ensayo triaxial; por esta razón toda relación entre ambos es puramente experimental. Así, por ejemplo, Vallerga (14) considera que la "estabilidad Marshall" es equivalente a la carga de rotura en una prueba de compresión inconfiada con sección transversal igual a la máxima de la probeta Marshall normalizada, con relación altura/diámetro del orden de la unidad, en igualdad de otras condiciones; Goetz (13) encuentra que el contenido óptimo de asfalto para la "estabilidad Marshall" es el mismo que cuando se utiliza el ensayo triaxial con un soporte lateral de 10 libras/pulgadas cuadrada.

Lo dicho muestra que el aporte de la estructura granular al valor de la "estabilidad Marshall", si bien responde al sentido que tiene en la fórmula de Coulomb la llamada "resistencia friccional", obedece también a un conjunto de otras variables ajenas a la misma e inherentes al carácter empírico del ensayo normalizado, cuyo valor, como medida de calidad, se basa en la correlación de sus resultados con el comportamiento en servicio para cada material.

9. PARTE EXPERIMENTAL

El propósito que ha orientado la parte experimental ha sido considerar como variables dependientes las características de las mezclas asfálticas ensayadas y como variable independiente la granulometría ya que ella regula el tipo



de estructura granular que se forma por compactación. Para ello se han mantenido constantes:

- a) La forma y textura superficial de las partículas del agregado pétreo utilizando un solo material, roca granítica sana no absorbente, triturada y separada en fracciones de acuerdo a cada par de tamices sucesivos. Las fracciones se mezclaban en las proporciones que corresponden a la granulometría de cada mezcla que se menciona en el Cuadro 1.
- b) Se utilizó en todas las mezclas un mismo asfalto, penetración (25 °C, 100 g, 5s) = 82 y punto de ablandamiento = 48 °C.
- c) Se consideró en todas las mezclas únicamente el porcentaje óptimo de asfalto, determinado en cada una de ellas de acuerdo al método Marshall y criterio de calidad mencionado en (1).
- d) En la preparación de las mezclas, probetas y técnicas de ensayo, se trabajó de acuerdo al método Marshall empleando en la compactación 75 golpes por cara. Para la determinación del ángulo de fricción interna φ se utilizó el ensayo triaxial con celda abierta, lenta velocidad de deformación 0,0127 cm/minuto, temperatura ambiente entre 20 y 24 °C y edad de las probetas entre 10 y 14 días. Se utilizaron probetas cilíndricas de altura ≈ 14,30 centímetros y diámetro 7,1 cm, preparadas en 3 capas, cada una de las cuales fue compactada por golpes con una varilla metálica y presión estática a doble pistón hasta alcanzar lo más aproximadamente posible la densidad Marshall de la misma mezcla con 75 golpes por cara. Las presiones laterales utilizadas (σ_a) fueron cero; 0,49; 1,05 y 2,10 kg/cm².

Se estudiaron seis mezclas cuyas granulometrías como variable independiente comprenden los cuatro tipos de estructuras granulares antes mencionados, a saber:

Mezclas I, III y IV

- Corresponde al tipo A de estructura granular variando D_m y n.

Mezcla II

- Corresponde al tipo B de estructura granular obtenido reduciendo las fracciones menores de la I.

Mezcla V

- Corresponde al tipo C de estructura granular incorporando fracciones gruesas a la mezcla fina IV.

Mezcla VI

- Corresponde al tipo D de estructura granular.

Paralelamente pero en forma separada de la serie mencionada, se prepararon las mezclas I', II' y VI' en las cuales se conservó la granulometría pero con reemplazo total (I' y II') y parcial (VI') del pasa n° 50 R ≅ 200 triturado por arena sílicea natural.

10. RESULTADOS

Los valores experimentales obtenidos con las seis mezclas antes mencionadas que figuran en el Cuadro 2 justifican los comentarios siguientes:

1 - Tomando como referencia los V.A.M. de la mezcla I con estructura granular tipo A se observa: a) Comparando con las otras mezclas tipo A (la III y la IV) se aprecia el aumento de V.A.M. al apartarse n del valor 0,45 cuando D_m es igual; el aumento es mucho más marcado cuando se reduce simultáneamente D_m; b) Comparando con la mezcla II (tipo B) se observa que una ligera reducción de las fracciones más finas aumenta en igual forma los V.A.M. Comparando

CUADRO Nº 1 - GRANULOMETRÍA % PASA ACUMULADO DE LAS MEZCLAS ESTUDIADAS

Mezcla	I	II	III	IV	V	VI
	A	B	A	A	C	D
Tipo de estructura granular n = 0,48			n = 0,70	n = 1,17		
¾ pulg.	19,1	100	100	-	-	-
½ "	12,7	80	80	75	-	100
¾ "	9,52	70	70	62	-	85
n° 4	4,76	50	50	38	100	-
n° 8	2,38	35	35	23	-	95
n° 16	1,19	-	-	-	100	85
n° 30	0,590	18	18	9	95	70
n° 50	0,297	13	13	5	40	40
n° 100	0,149	9	8	3	20	20
n° 200	0,074	6,5	4	2	8	8

CUADRO Nº 2 - VALORES EXPERIMENTALES

Mezclas	Asfalto óptimo %	V.A.M. %	Vacios %	C _v %	C _v (corr.) %	Estabil. kg	Fluencia mm	Índice de compact.	φ grados	Cohesión kg/cm ²
I	5,00	15,3	3,5	87,8	87,4	1285	4,25	4,7	48 21	2,7 6,0
II	5,25	15,9	3,5	87,1	86,7	1250	4,40	4,8	45 27	2,7 5,0
III	6,40	21,0	6,2	84,2	81,6	775	4,40	3,8	-	-
IV	8,70	28,3	10,0	79,7	74,5	445	3,15	5,4	42	1,3
V	8,25	24,0	6,0	80,9	78,5	615	3,40	5,2	39	1,3
VI	5,35	16,0	3,5	87,0	86,6	1190	3,10	5,3	45	2,9
I'	5,00	15,1	3,0	87,5	87,5	1075	3,90	4,9	45 35	2,0 3,2
II'	5,15	15,5	3,3	87,4	87,1	1080	3,70	4,7	40	2,5
VI'	5,55	16,6	3,5	86,6	85,9	950	3,10	6,3	45	2,7

Los dos valores que se indican en las columnas de φ y de C corresponden a envolventes curvas. Siendo los de la parte superior los correspondientes a presiones laterales de 0-0,49 y 1,05 kg/cm² y los de la parte inferior a 1,05 y 2,10 kg/cm².

los V.A.M. de la mezcla fina IV (tipo A) con los de la V (tipo C) se observa que la incorporación de 15 % de partículas mayores reduce en igual porcentaje los V.A.M. de la primera. Los V.A.M. de la mezcla VI (tipo D) muestran que el reemplazo gradual puede conducir a valores de V.A.M. próximos a los que corresponde a las mezclas I (tipo A cuando n es cercano a 0,45). Todo ello responde a las consideraciones mencionadas en los apartados referentes a estructuras granulares.

2 - Teniendo presente que se consideran mezclas con el contenido óptimo de asfalto, la interrelación entre agregados y asfalto expresada por la concentración volumétrica de los primeros C_v, ésta debe ser aproximadamente función de los V.A.M. de acuerdo a la ecuación (V) dado que el porcentaje de los mismos ocupado por el asfalto es groseramente constante para cada tipo de mezclas. En el gráfico 7 se han marcado los valores experimentales frente a las curvas correspondientes a los valores medios aceptados de

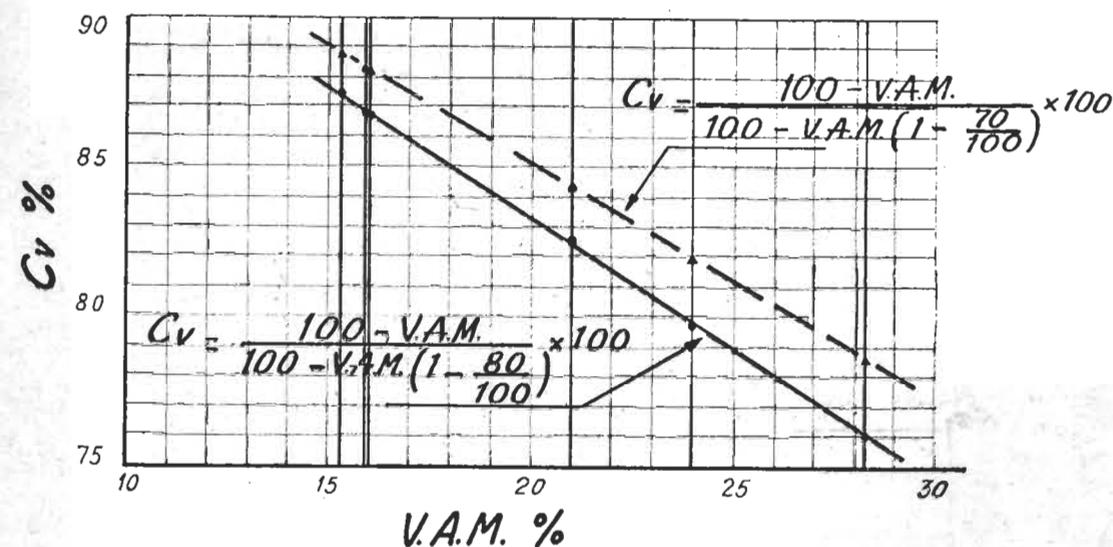


Gráfico 7.

Valores de C_v en función de los V.A.M. en relación con las curvas que representan la fórmula V con 80 y 70 % de V.A.M. ocupados por asfalto.

V.A.M. ocupados por asfalto. Por lo tanto cuando se comparan mezclas preparadas con un mismo agregado en diferentes granulometrías y un mismo asfalto en la proporción óptima que corresponde a cada granulometría, es prácticamente indiferente referirse a los V.A.M. del esqueleto mineral o a la concentración Cv del agregado, dado que ambos guardan aproximadamente la relación inversa de la fórmula V.

3 - El gráfico 8 muestra que no existe una relación definida entre las Cv corregidas de las seis mezclas estudiadas y sus correspondientes "fluencias Marshall"; sólo se observa que estas últimas forman dos grupos. Las "fluencias Marshall" mayores corresponden a las Cv corregidas más elevadas de las mezclas con estructura granular tipo A o B con Dm grande. Estas mezclas acusan, en el ensayo de estabilidad, una brusca rotura tendiendo al tipo frágil, con reducidas deformaciones plásticas antes de alcanzarla a pesar de ser mayor la deformación total o "fluencia Marshall". El segundo grupo comprende al tipo A de estructura granular con Dm reducido (mezclas finas), y a los otros tipos de estructuras; en ellas es más marcado el carácter plástico de la deformación al alcanzar la rotura. Debe tenerse presente que esta diferenciación corresponde a mezclas preparadas con un mismo agregado pétreo con diferentes granulometrías, todas ellas preparadas con un sólo asfalto y en la proporción óptima que corresponde a cada granulometría. La influencia de la forma y textura superficial de las partículas pétreas en el valor de la "fluencia Marshall" se revela en que el simple reemplazo total del pasa nº 50 R \pm 200 triturado en las mezclas I y II por arena natural desplaza la "fluencia Marshall" hacia menores valores, lo que no ocurre con la mezcla VI, tipo D. Todo lleva a pensar que debe ser importante diferenciar en la "fluencia Marshall" la relación entre deformaciones recuperables y no recuperables que corresponden a cada caso.

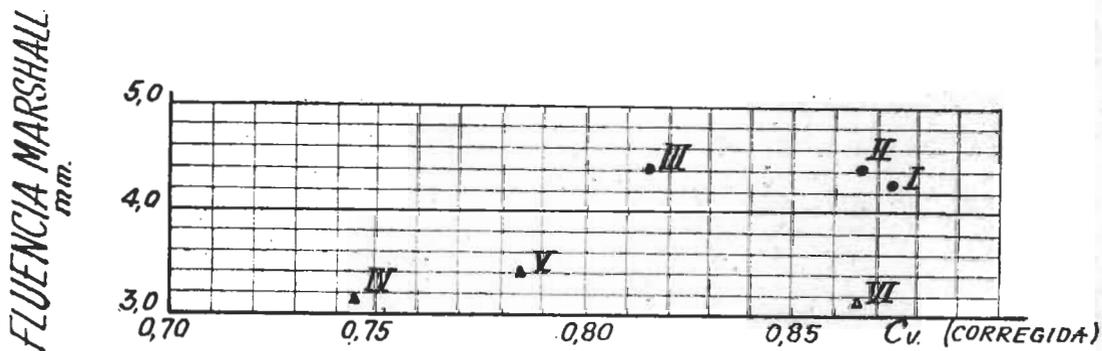


Gráfico 8.

Fluencia Marshall frente a la concentración en volumen del agregado Cv (corregida).

4 - El gráfico 9 muestra que existe la esperada relación definida entre la "estabilidad Marshall" y la interacción entre agregados pétreos y ligante asfáltico expresada por la Cv corregida en igualdad de las otras variables antes mencionadas. Existe una aceptable relación lineal creciente entre el logaritmo de la "estabilidad Marshall" y la Cv corregida a la que por cuadrados mínimos corresponde la ecuación:

$$\log \text{ Est.} = 3,5988 \cdot C_v \text{ correg.} - 0,0369$$

por lo menos en el ámbito estudiado para las seis mezclas mencionadas. El coeficiente angular de la recta es el parámetro que mide la capacidad del agregado pétreo usado para incrementar la "estabilidad Marshall" en función de su granulometría, ya que ésta regula la Cv corregida cuando el porcentaje de asfalto es el óptimo que corresponde a cada granulometría. Lógicamente, dicho parámetro debe variar de uno a otro agregado con diferentes formas y texturas superficiales de las partículas; prueba de ello es que los puntos correspondientes a las mezclas I, II' y VI, caen debajo de la recta del gráfico 9.

La extrapolación de la función hacia Cv (corr.) = 100 no tiene sentido físico real dado que las mezclas de mayor Cv (corr.) tienen un mínimo de V.A.M. La extrapolación hasta Cv (corr.) = 0 mide teóricamente la "estabilidad Marshall" del asfalto usado (antilog. de - 0,0369 = 0,92 kg), pero se comprende que ello no es susceptible de verificación experimental y tampoco se conoce el límite inferior de validez para la función hallada.

5 - En el cuadro nº 2 y gráfico nº 10 se mencionan los resultados obtenidos en los ensayos triaxiales y su interpretación en base a la teoría de Mohr, con excepción de la mezcla III, para la cual los valores individuales acusaron excesiva dispersión. Pueden diferenciarse los mismos grupos indicados en el caso de las "fluen-

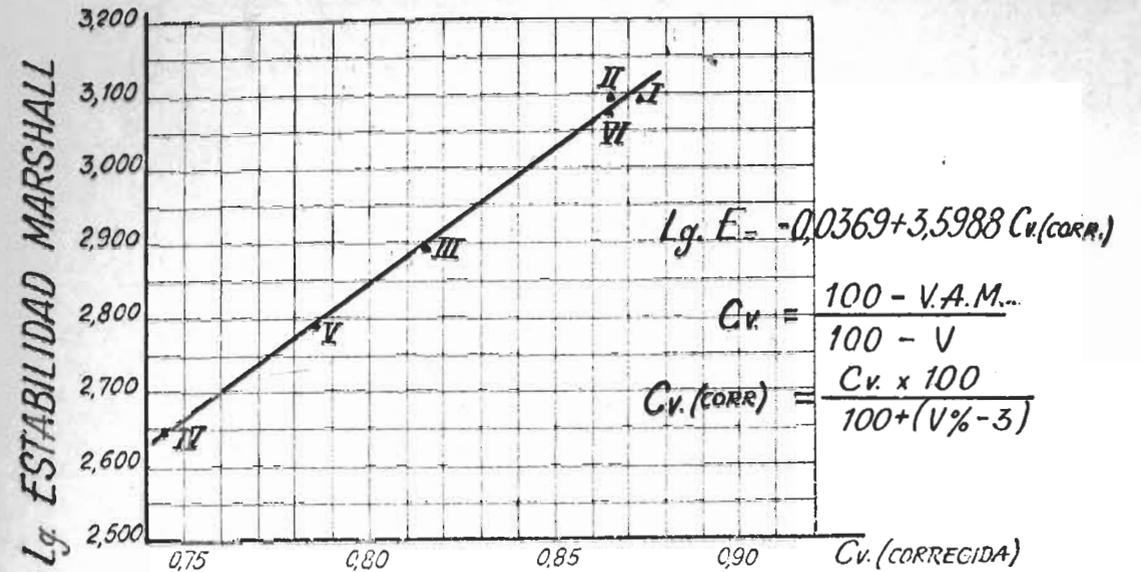


Gráfico 9.

Lg. Estabilidad Marshall frente a la concentración en volumen del agregado Cv (corregida).

cias Marshall", dado que las mezclas I y II, con estructura granular tipo A o B y Dm del orden de los concretos asfálticos, muestran envolventes curvas con pendientes decrecientes al crecer el confinamiento lateral, tendiendo paulatinamente a un valor mínimo y constante. En cambio, las mezclas restantes forman el otro grupo caracterizado por su envolvente recta con pendiente constante. Ha sido mencionado que en el caso de envolventes curvas la diferenciación de los parámetros resistencia cohesiva y ángulo de fricción interna es aleatorio, tal como los mencionados en el Cuadro 2, y en realidad correspondería considerar los valores calculados en base a la tangente en el punto de la envolvente que se desee.

Puede explicarse la curvatura de la envolvente en el primer grupo de mezclas considerando que con los confinamientos menores la falla se produce fundamentalmente por dilatación. En cambio, al crecer la contención lateral se reduce paulatinamente la posibilidad de falla por dilatación, predominando la resistencia cohesiva con rotura de los puntos de las partículas determinantes de la trabazón mecánica, paralelamente con la deformación o rotura del medio ligante. Debe tenerse presente que nuestros resultados han sido obtenidos con el ensayo triaxial con celda abierta, en el cual para cada probeta se alcanza la falla previa aplicación de cada presión lateral. Es posible que los resultados en ensayos triaxiales con celda cerrada sean diferentes, dado que en este caso no se aplica determinada pre-

sión lateral sino que ellas son originadas por la propia deformación de la probeta bajo presiones normales crecientes (*).

Comparando los valores de ϕ de las mezclas I y II en la zona de contenciones laterales menores, con los obtenidos con las otras mezclas con envolventes rectas, se observa que no es marcada la diferencia de los ángulos de fricción interna para las distintas estructuras granulares en igualdad de otras variables. Puede interpretarse lo dicho considerando que en todos estos casos la falla se produce por dilatación y que el valor de ϕ está regulado fundamentalmente por la forma y textura superficial de las partículas del único agregado usado.

La influencia de la forma y textura superficial de las partículas se revela también al comparar el comportamiento de las mezclas originales con las obtenidas por reemplazo parcial de la fracción fina triturada por arena natural. Se observa una reducción de la curvatura de la envolvente de la mezcla I al pasar a la I' y envolvente recta en la II' con respecto a la II.

Estas consideraciones han llevado a planear una segunda parte de este trabajo, tomando como variable dependiente las características de las mezclas asfálticas y como variable indepen-

(*) Las diferencias entre ambos ensayos triaxiales ha sido mencionada por Hennes (17). Un mismo concreto asfáltico acusó $\phi = 59^{\circ}30'$ y cohesión = 0,236 kg/cm² con celda abierta y bajas contenciones laterales; en cambio, con la celda cerrada del triaxial de Smith se obtuvo $\phi = 46^{\circ}20'$ y cohesión = 1,030 kg/cm².

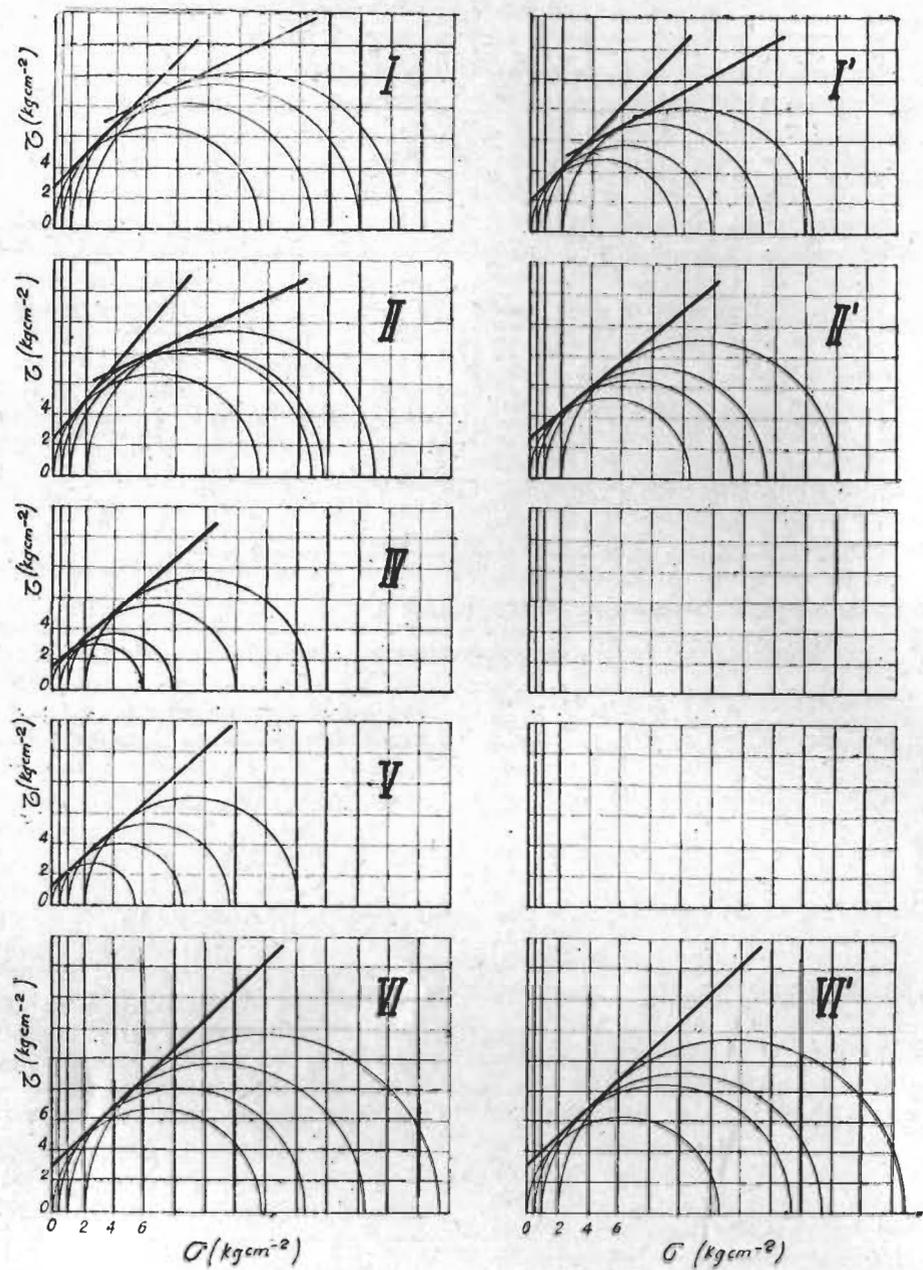


Gráfico 10. Envolvente de Mohr.

diente la forma y textura superficial de las partículas, manteniendo constante la granulometría, porcentaje óptimo de un mismo asfalto, compactación y técnica de ensayo.

6 - Sin pretender separar las resistencias cohesivas y friccional, la estabilidad de las mezclas asfálticas medida por el ensayo triaxial queda definida por la diferencia entre la presión máxima vertical σ_1 menos la presión de confinamiento lateral σ_3 aplicada a la celda abierta. La

diferencia $\sigma_1 - \sigma_3$ lógicamente crece al aumentar el confinamiento como se observa en el Cuadro 3 y gráfico 11.

El gráfico 11 muestra que en las mezclas IV, V y VI la estabilidad $\sigma_1 - \sigma_3$ crece con la contención lateral en la misma forma aproximadamente lineal; en cambio, en las mezclas I y II, ello sólo ocurre con las presiones laterales menores y la ley de crecimiento disminuye con las mayores. Lo expresado es otra forma de relacio-

CUADRO Nº 3 - ESTABILIDAD TRIAXIAL ($\sigma_1 - \sigma_3$) EN FUNCIÓN DE LA PRESIÓN LATERAL

σ_3 kg/cm ²	$\sigma_1 - \sigma_3$ (kg/cm ²) Mezclas				
	I	II	IV	V	VI
0	13,45	13,30	5,81	5,62	13,73
0,49	16,43	16,18	7,80	8,02	15,80
1,05	18,91	16,48	10,76	10,52	19,36
2,10	20,27	18,73	14,73	13,93	23,25

nar los valores experimentales para poner en evidencia la diferencia de comportamiento en el ensayo triaxial de las mezclas densas I y II con estructura granular tipo A y B.

Se considera de interés señalar que la mezcla VI, tipo Topeka, con estructura granular tipo D, acusa una estabilidad Marshall comparable a la de las mezclas I y II de concreto asfáltico y lo mismo ocurre con la estabilidad triaxial $\sigma_1 - \sigma_3$ para bajas presiones laterales. En cambio, para altas contenciones laterales la estabilidad triaxial

de la mezcla VI es mayor que la de las mezclas I y II, lo que puede interpretarse por los distintos procesos que llevan a la falla antes mencionados.

Los valores de los Cuadros 2 y 3 muestran que no existe una relación definida entre la estabilidad Marshall a 60 °C y las estabilidades triaxiales $\sigma_1 - \sigma_3$ a temperatura ambiente en las mezclas estudiadas, salvo que ambos ensayos revelan la marcada influencia de la presencia de fracciones gruesas.

7 - La compactabilidad de las seis mezclas estudiadas ha sido medida por el "Índice de Compactabilidad" (Ic) propuesto en la cita (15) igual a:

$$Ic = \frac{\log 75/10}{D_{75} - D_{10}}$$

donde D_{75} y D_{10} son las densidades (kg/dm³) de una misma mezcla compactada con 75 y 10 golpes Marshall por cara. Como corresponde al uso exclusivo de un agregado pétreo obtenido por trituración, la forma angular de las partículas determina que el orden general de los valores Ic

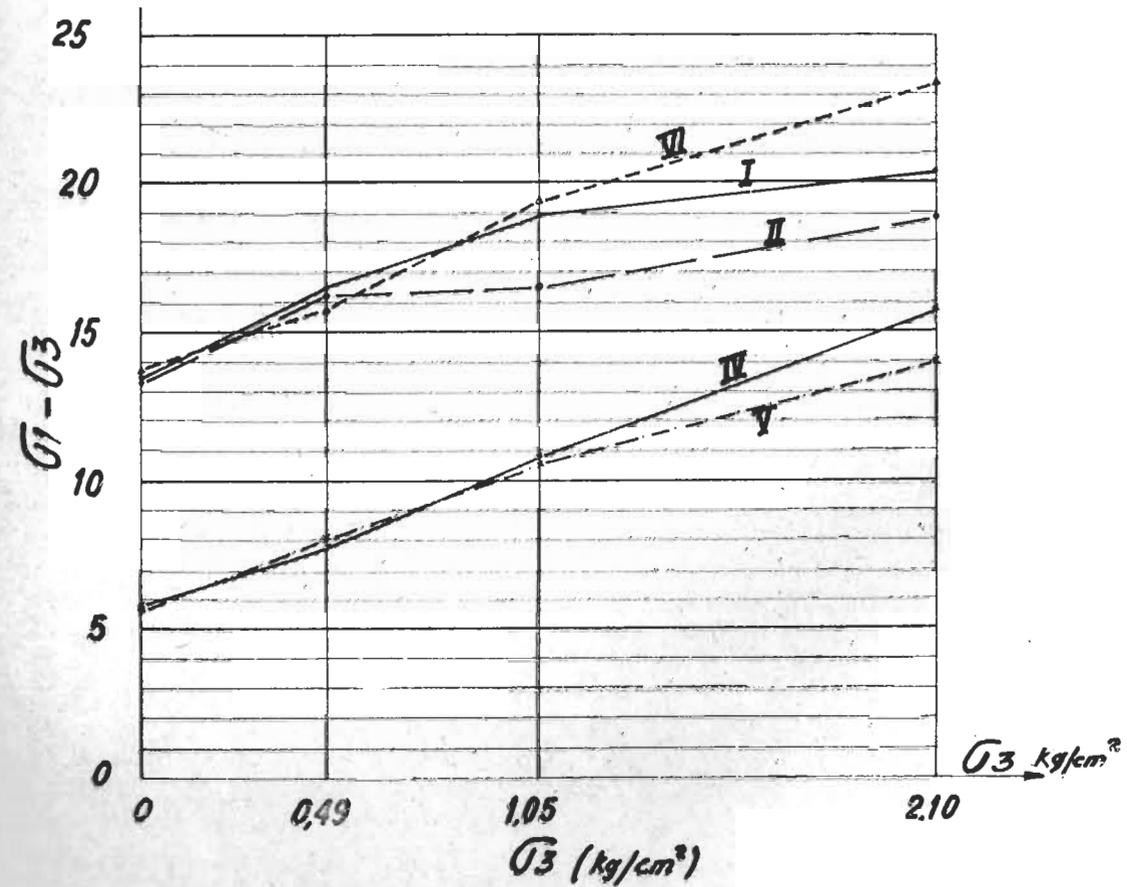


Gráfico Nº 11

en todas las mezclas sea relativamente bajo, ratificando el rol fundamental de esta característica para gobernar la compactabilidad. Dentro de este orden se observa que el valor menor de I_c corresponde a la mezcla III con estructura granular tipo A y altos Dm y n (elevado contenido de fracciones gruesas); el índice de las mezclas finas es mayor junto con la estructura granular tipo D de la mezcla VI, ocupando un lugar intermedio las mezclas I y II de concretos asfálticos. El reemplazo total o parcial del pasa n° 50 $R \neq 200$ triturado por arena natural redondeada conservando la granulometría no mejora la compactabilidad de los concretos asfálticos I y II, en cambio lo hace con la mezcla VI, superando el valor aproximadamente crítico de $I_c = 6$.

11. CONCLUSIONES

1) Se considera que las estructuras granulares de las mezclas asfálticas convencionales responden a tipos de granulometría adecuadamente representadas en doble escala logarítmica.

2) La representación gráfica en doble escala logarítmica, de la granulometría de un agregado pétreo, es un medio simple y práctico que informa de manera objetiva y racional sobre las correcciones granulométricas que pueden ser necesarias para establecer el tipo de estructura granular más cercano a la misma.

3) En la parte experimental se han establecido las características Marshall y ensayo triaxial de 6 mezclas preparadas con un mismo agregado en diferentes granulometrías (cuatro tipos de estructuras granulares), todas ellas con el contenido óptimo de un mismo asfalto. Se interpretan los resultados obtenidos mostrando las relaciones entre las características de las mezclas y su tipo de estructura granular.

12 — BIBLIOGRAFÍA MENCIONADA

- 1 — THE ASPHALT INSTITUTE. *Mix Design Methods for Asphalt Concrete and Other Hot-Mix Types*. Manual Series n° 2 (MS-2), 1969.
- 2 — N. W. Mc LEOD. *Diseños de Mezclas de Concreto Asfáltico Densamente Graduadas*. XIII Reunión Anual del Asfalto. C. P. del Asfalto, 1964.
- 3 — J. W. NIJBOER. *Consideraciones sobre el Contenido en Betún en Carpetas Cerradas para Caminos*. III Reunión del Asfalto. C. P. del Asfalto, 1948.

- 4 — J. W. NIJBOER. *Plasticity as a Factor in the Design of Dense Bituminous Road Carpets*. Elsevier Publ. C° Inc. 1948, Chapter VI.
- 5 — J. F. GOODE y L. A. LUGSEY. *A new Graphical Chart for Evaluating Aggregate Gradation*. Procc. A. A. P. T., vcl. 31, 1962.
- 6 — THE ASPHALT INSTITUTE. *Specifications and Construction Methods for Asphaltic Concrete and others Plant-Mixes Types*. Specific. Series n° 1 (SS-1), 1964.
- 7 — V. A. ENDERSBY. *The Analytic Mechanical Testing of Bituminous Mixes*. Procc. A. A. P. T., vol. 11, 1940.
- 8 — B. A. VALLERGA. *Discusión*, en Procc. A. A. P. T., vol. 21, pág. 415, 1952.
- 9 — W. HEUKELOM y A. J. G. KLOMP. *Road Design and Dynamic Loading*. Procc. A. A. P. T., vol. 33, 1964 y vol. 35, 1966.
- 10 — C. L. RUIZ. *Interpretación del Ensayo Marshall. Razón Estabilidad Fluencia*. XIV Reunión del Asfalto, pág. 201, 1966.
- 11 — C. L. RUIZ y Y. R. R. DE RONCHI. *Sobre el Mecanismo del Proceso de Compactación de los Suelos*. VI Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito. Tomo III, 1968. Revista Carreteras n° 70, 1974.
- 12 — W. H. GOETZ, J. LAUGHLIN, L. WOOD. *Load Deformation Characteristic of Bituminous Mixtures*. Procc. A. A. P. T., vcl. 26, 1957.
- 13 — W. H. GOETZ. *Comparison of Triaxial and Marshall Test Results*. Procc. A. A. P. T., vol. 20, 1951 y vol. 21, 1952.
- 14 — B. A. VALLERGA. *Discusión*, en Procc. A. A. P. T., vol. 21, pág. 218, 1952.
- 15 — C. L. RUIZ y B. DORFMAN. *Sobre la Medida de la Compactación y de la Compactabilidad de las Mezclas Asfálticas de Tipo Superior*. XV Reunión del Asfalto, 1968.
- 16 — A. R. LEE y A. H. D. MARKWICK. *Road Research Lab. Bituminous Materials in Road Construction*. London, 1962. pág. 135.
- 17 — R. G. HENNES. *Discusión. Triaxial Testings of Soils and Bituminous Mixtures*. A.S.T.M. Spec. Techn. Pub. n° 106, año 1951, pág. 45.
- 18 — J. R. TOSTICARELLI, H. O. PONCINO y R. O. LANGHI. *Evaluación de las Características Físico-mecánicas de las Mezclas Asfálticas mediante Ensayos Triaxiales*. XVI Reunión del Asfalto, 1971.

Necesidades de Refuerzo de Pavimentos en la Provincia de Buenos Aires

RESUMEN

En este trabajo se plantea el problema, para la provincia de Buenos Aires, que de mantenerse el ritmo tradicional de refuerzos, en el término de cinco años se correrá el riesgo de perder, aproximadamente, la mitad de los pavimentos de la Red Troncal de Primera Categoría.

En efecto, se ha estudiado cuali y cuantitativamente el inventario de la citada Red, analizando longitud, estructuras, fallas, tránsito, cargas y comportamiento.

Se ha determinado que de continuar con el ritmo de refuerzos de los últimos años, la red actual quedaría reducida, en el año 1982, a un 46 % de su longitud total.

Lo expresado no es compatible con una administración racional de los recursos, con la consiguiente consecuencia negativa para el patrimonio provincial.

Por lo expuesto, se propone un criterio de mínima consistente en reforzar 850 km de pavimento en el bienio 1977 - 1978 y un promedio de 750 km anuales para el cuatrienio 1979 - 1982,

Ingeniero
MARTÍN BRUCK

Agrimensor
CARLOS J. VAJDA

División Investigaciones Viales
Dirección Departamental Estudios
Técnicos y Económicos. D.V.B.A.

con lo cual se completaría una longitud de 3.850 km.

Cabe agregar que de no realizarse a tiempo los refuerzos adecuados, no sólo se perderá el 54 % de la longitud de los caminos pavimentados de la red, sino que, posteriormente, su reconstrucción resultará mucho más complicada y onerosa, experiencia que ya sufrió el país alrededor del año 1956.

El análisis que sigue se ha efectuado sobre los pavimentos de la Red Troncal de la Provincia de Buenos Aires; sin tener en cuenta caminos de carácter urbanos; el total de estos pavimentos se puede considerar, aproximadamente, sin introducir mayor error, en unos 5.000 kilómetros.

El trabajo ha consistido en el inventario cuantitativo y cualitativo de la citada red, para determinar, mediante algunos parámetros que se definirán a continuación, el estado actual, en cuanto a serviciabilidad, su degradación permanente debido a factores climáticos y de tránsito, y cargas, entre otros. A partir de estos elementos, se establece la crítica posibilidad de perder aproximadamente la mitad de los 5.000 km pavimentados, con la consiguiente consecuencia para el patrimonio provincial. A esta situación se podría llegar en un término de 5 años, de no mediar un oportuno plan de refuerzos que resultará tanto más oneroso cuanto más próximo se

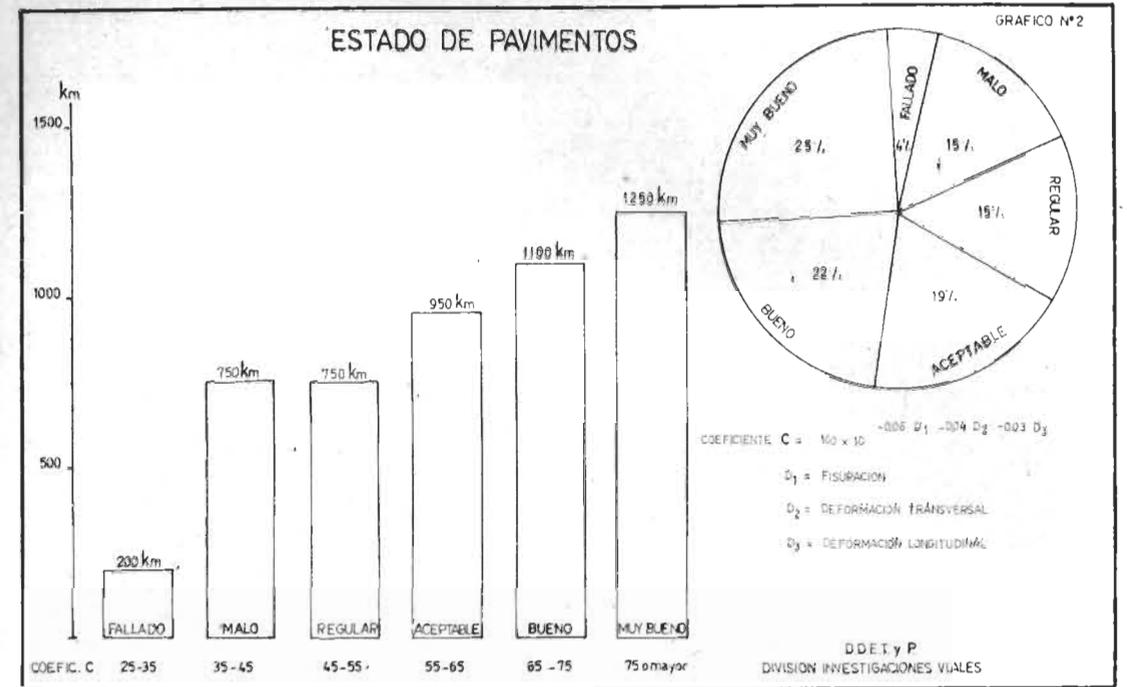
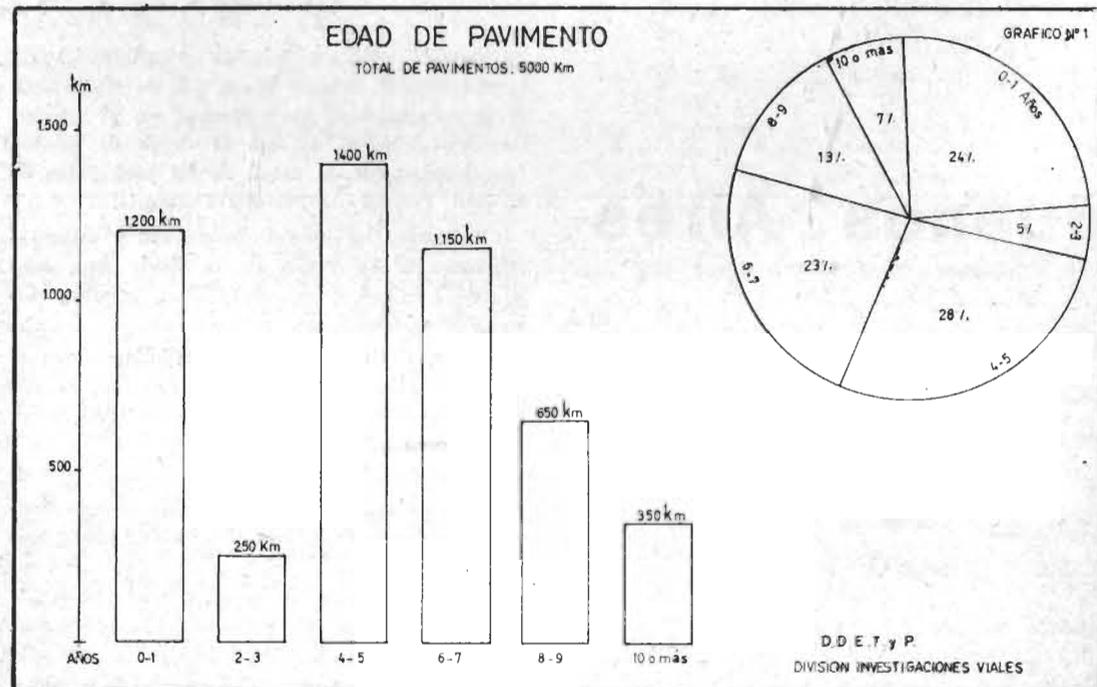
llegue a la situación de reconstrucción en lugar de refuerzos.

El gráfico 1 muestra la clasificación por edades de los distintos pavimentos; cabe aclarar que en cada caso se ha tomado como fecha base la de la última reconstrucción o refuerzo de importancia realizado sobre el pavimento.

La edad del pavimento no es de por sí un parámetro que aisladamente pueda caracterizar su serviciabilidad. En efecto, el hecho de existir pavimentos construidos, en su oportunidad, con mayor o menor resistencia, de acuerdo a las posibilidades económico-financieras a la época de su construcción, como así también distintas condiciones locales, climáticas y fundamentalmente de tránsito y cargas, hacen que pavimentos ejecutados hacia una misma época pueden presentar en la actualidad y en el futuro condiciones de serviciabilidad completamente distintas.

Por lo tanto, para considerar las condiciones actuales del pavimento se hace necesario apreciar su estado. En el gráfico 2 se han clasificado los pavimentos de acuerdo a su estado, definiéndose, este último, mediante una escala técnicamente comparable que tiene en cuenta el grado de fisuración y las deformaciones del pavimento. Un detalle de la técnica del levantamiento de estado se indica en el apéndice.

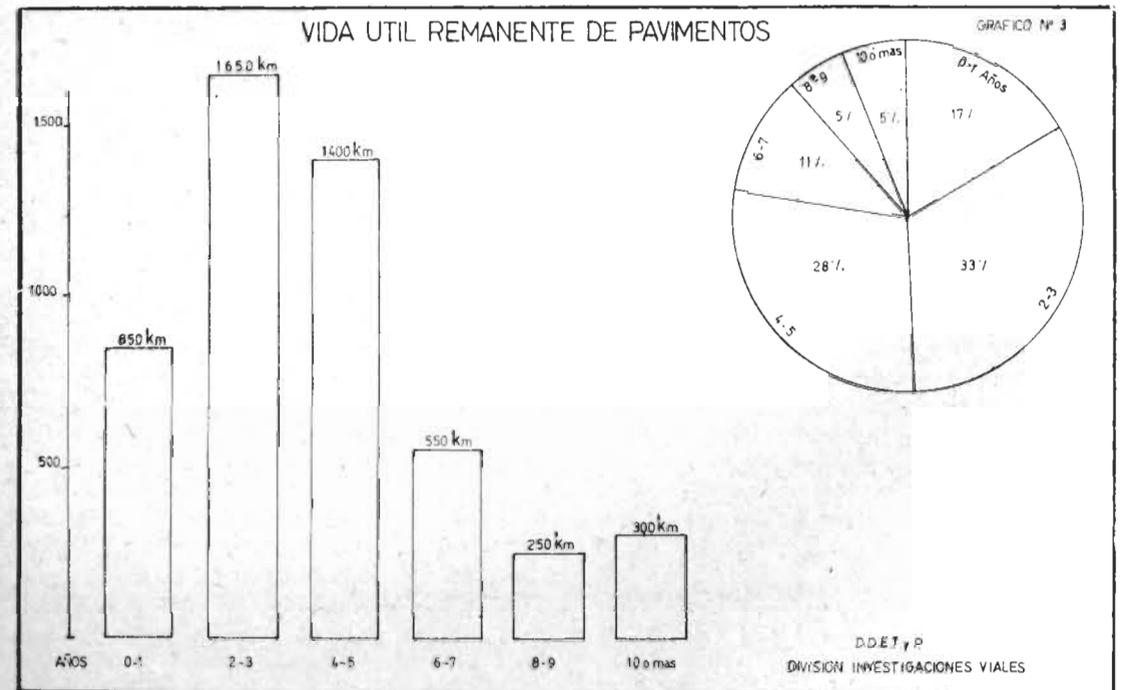
A fin de tener una proyección futura de serviciabilidad de la red pavimentada, se ha estimado la vida útil remanente de los distintos pa-

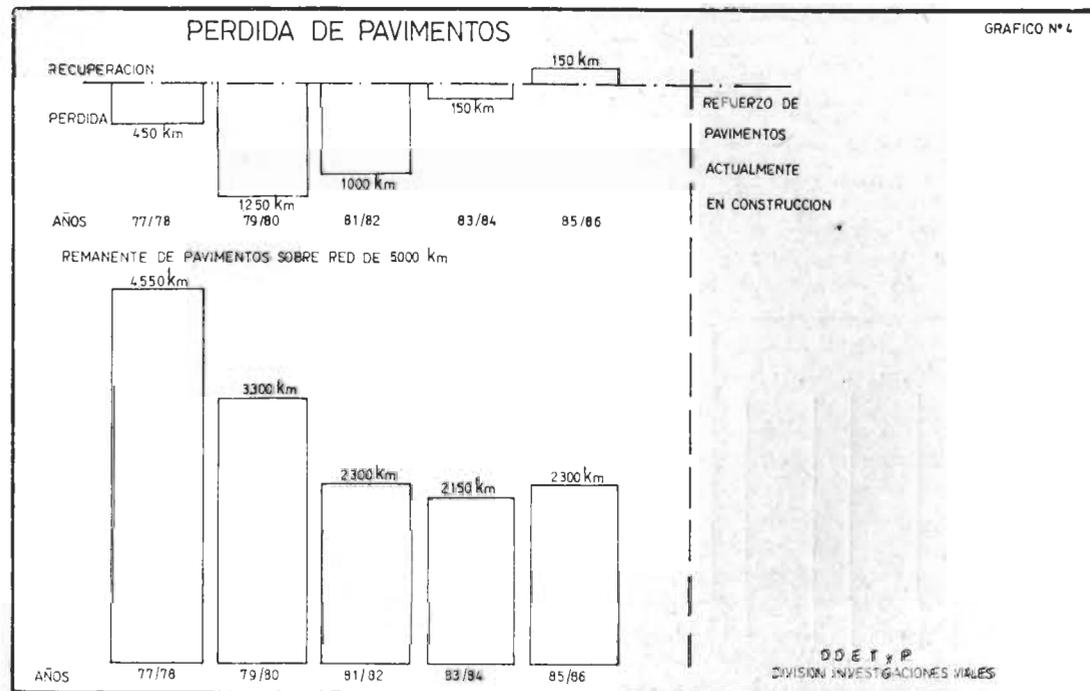


vimentos en base a su estado actual, definido en el gráfico anterior, y considerando asimismo sus distintas capacidades estructurales y los posibles tránsitos a soportar.

En el gráfico 3 se han clasificado los pavimentos en función de su vida útil remanente.

De este gráfico se pueden deducir los distintos kilometrajes que se irán perdiendo año a año, de no realizarse en tiempo los debidos refuerzos de estos pavimentos; en otras palabras, a fines del año 78 se perderán los kilómetros indicados en la primera barra, 850 km, al término del año





80 se perderán, a más de los anteriores, los kilómetros indicados en la segunda barra, 1.650, y así sucesivamente.

Si consideramos el ritmo de refuerzo promedio de los últimos años, de aproximadamente 200 km por año, habría que restar este último valor a los valores anteriores a fin de tener la pérdida anual de pavimentos; esto último es lo que se ha representado en la parte superior del gráfico 4; el análisis se ha detenido a fines del año 86, dado que para esa época habrá que comenzar ya a considerar refuerzos para los pavimentos actualmente en construcción.

En la parte inferior del gráfico 4 se ha restado, por período bianual al total de pavimentos considerados a la fecha, 5.000 km, las pérdidas indicadas anteriormente; de este modo se obtiene la longitud remanente de pavimentos.

Es importante notar en este punto que, de mantenerse el ritmo de refuerzos indicado anteriormente, al término del año 1982 la red actual quedaría reducida a solamente 2.300 km, esto es, quedaría reducida al 46 % de su valor original; como es lógico, para no alterar la línea de razonamiento no se han considerado los pavimentos nuevos que se incorporarán en el transcurso de este período.

Evidentemente, un ritmo de refuerzo como el considerado, que provoque esta caída en la serviciabilidad de la red, no es compatible con una administración racional de los recursos.

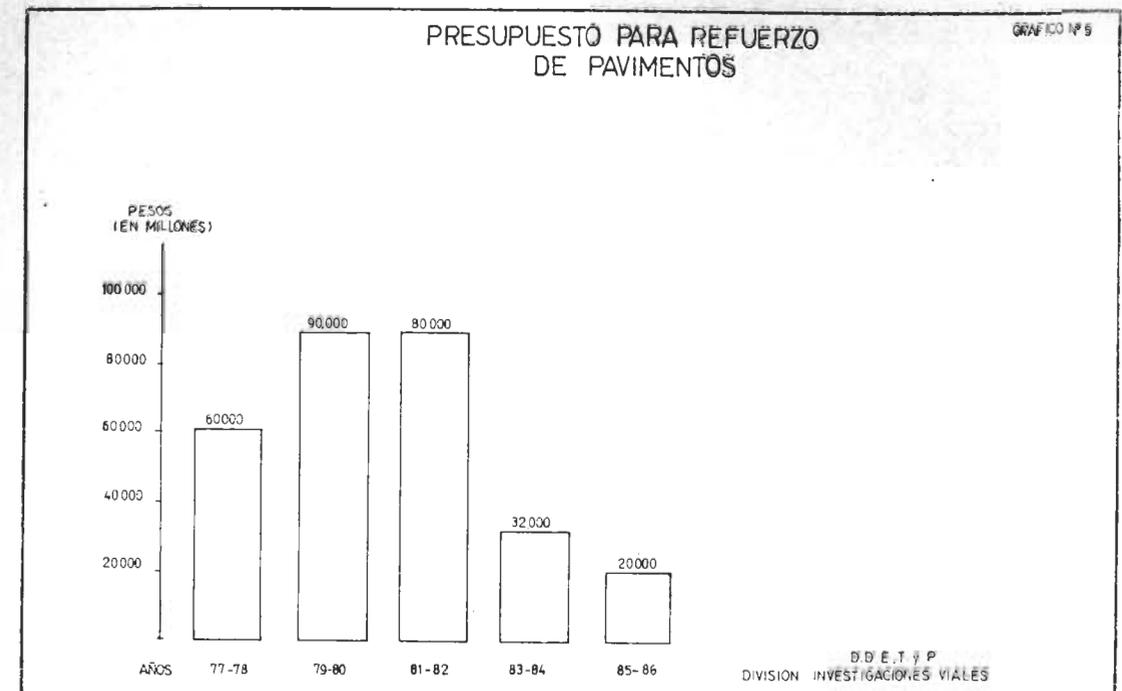
Un criterio de mínima podría consistir en prever para cada período una magnitud de refuerzo de pavimento a realizar, similar al kilometraje de pavimentos que se perdería en dicho período de no realizarse ese refuerzo, tal cual se ha indicado en el gráfico 3.

Congruentemente con este criterio, la Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires elevó un listado de obras, a reconstruir en los años 1977 y 1978, a los efectos de que se aprobaran los planes respectivos, y que suman 854 km, correspondiendo, lo expresado, a la primera barra del gráfico de referencia: "Vida Útil Remanente de Pavimentos".

A los efectos de mantener el criterio expuesto, en los cuatro años subsiguientes se deberían reforzar pavimentos a un ritmo de aproximadamente 750 km anuales.

Llevando este criterio a previsiones presupuestarias se ha confeccionado el último gráfico; en él se indican, para cada período, los recursos necesarios para reforzar los pavimentos que lleguen al término de su vida útil. Gráfico 5.

Cabe aclarar que para el primer año se ha previsto un mayor presupuesto por kilómetro, dado que es necesario, en este primer momento, proceder a la reconstrucción directa de una gran cantidad de kilómetros que no admiten ya el simple refuerzo, dado el avanzado estado de destrucción; esta circunstancia podría haberse obviado de haberse contado en su oportunidad con



los presupuestos adecuados para su refuerzo, operación, esta última, a todas luces más simple y económica.

Esta última consideración cabe también para el futuro de la red; de no realizarse en tiempo los refuerzos adecuados, no sólo se perderán los kilómetros de pavimentos que se indican sino que posteriormente su tarea de reconstrucción resultará mucho más complicada y onerosa.

APÉNDICE

LEVANTAMIENTO DE ESTADO

Este procedimiento consiste en un relevamiento de las fallas más significativas que afectan el pavimento tales como, fisuración, ahuellamiento y deformación longitudinal; estas fallas se clasifican mediante coeficientes que van de 1 a 10, correspondiendo los valores más altos a las situaciones más desfavorables; cabe aclarar que para llevar a un mínimo las apreciaciones subjetivas, las valorizaciones se efectúan, comparando con catálogo de fotografías tipo para el caso de fisuración y deformación longitudinal y en el caso de ahuellamiento midiendo su profundidad mediante un dispositivo simple.

Obtenidos los coeficientes de valorización se calcula para cada sección el llamado coeficiente de estado C, que combina los coeficientes valorando el pavimento, en forma general, en esa sección. A tal efecto se utiliza la siguiente expresión:

$$C = 100 \times 10^{-0,1 \times D_1 - 0,04 \times D_2 - 0,03 \times D_3}$$

donde:

D_1 = coeficiente que valoriza el grado de fisuración.

D_2 = coeficiente que valoriza el grado de ahuellamiento.

D_3 = coeficiente que valoriza la deformación longitudinal.

De esta fórmula se obtienen los valores de C que se clasifican en una escala entre 0 y 100.

Los valores más altos de C corresponden a los mejores estados de pavimentos, mientras que los valores bajos de C corresponden a los peores. Como indicación general, y así se puede apreciar en el gráfico 2, se puede acotar que un valor de C alrededor de 80 indicaría un pavimento muy bueno; un valor de alrededor de 50, un estado regular, para el cual sería conveniente un inmediato refuerzo; en tanto un valor de alrededor de 30 significaría un pavimento fallado.

Este procedimiento ha sido tomado, con algunas modificaciones, del trabajo presentado por el licenciado Guillermo W. Herrera: "Un Criterio de Clasificación del Comportamiento de Pavimentos Flexibles", presentado en el VI Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito celebrado en Mar del Plata en 1968.

Pavimentación de la Ruta de las Diligencias

Camino Luján - Navarro, Tramo I

Con las obras de pavimentación del primer tramo, de 26 km, de la Ruta Provincial Nº 47, que abarca hasta el límite de Mercedes con Navarro partiendo desde Luján, podrá transitarse a modernas velocidades sobre gran parte de un sabio camino bicentenario tendido por las necesidades de nuestra época colonial, y dotará a sus vecinos y poblaciones de la comodidad y economía que toda empresa de este tipo trae apareadas.

Se reafirma con esto, en los hechos, el acierto del trazado otrora serpenteante de aquella antigua ruta caminera llamada en la vieja cartografía "Camino de las diligencias", y surge como el ave fénix pero renacida ésta en medio de campos fértiles bien cultivados y ciudades pujantes, rectificando las infinitas curvas y contracurvas a que obligaban sus indomables ríos, arroyos y cañadas, para comunicar, con los rudimentarios medios de transporte de esas fechas, a Buenos Aires con los renombrados pagos de Luján, plétóricos de acontecimientos históricos.

Las enormes carretas de ruedas gigantes, tal vez hostigadas por el bravo indígena pampa en

acecho, recorrían al paso cansino aunque forzado de sus yuntas, no más de 20 km por jornada, merced a los cuatro o más bueyes que uncidos al yugo rendían, trabajosamente picaneados, tan exigua distancia; las diligencias, por su parte, con sus bricosos corceles, cruzaban la misma pampa con idénticos riesgos.

Hoy sólo se construirán 26 km de la "nueva Ruta Provincial 47", que luego se completarán en su total denominación, alcanzando Navarro al llegar a unos 100 km de longitud, uniéndose por camino de técnicas actualizadas dos importantes poblaciones del siglo XVIII, fundadas, Luján en 1756, junto al río, aunque su nombre venía del siglo XVI, y Navarro en 1775, después de tener por precursores a la Guardia de San Lorenzo y a los fortines, construidos junto a la laguna.

Muchos hechos de nuestro nacimiento como nación están relacionados con este camino que, digamos, se reivindica, y se desarrollaron en sus inmensas llanuras desde el lejano 1536 en que don Pedro de Mendoza, en lucha con los indios en el río Luján, hasta entonces sin nombre conocido, pierde, entre otros, a su capitán Pedro

Continúa en la página 36

Pavimentación

CONGRESO ANUAL DE LA
ASOCIACIÓN BRASILEÑA DE
PAVIMENTACIÓN.

JOAO PESSOA, 4-8/IX/1978

Los autores de la presente comunicación desean, por vía de la misma, cubrir los siguientes propósitos:

1. Expresar nuestro agradecimiento a las autoridades de la Repartición, por la brillante oportunidad que se nos brindó con la designación, en carácter de delegados, al Congreso Anual de la Asociación Brasileña de Pavimentación, en Joao Pessoa, llevada a cabo entre el 4 y 8 de setiembre del pasado año 1978, que nos permitió aquilatar una rica experiencia dentro de un marco dilatado, que trascendiendo las fronteras, se llenó de impresiones importantes, diferentes, y muy útil para conjugar nuestros conocimientos.

Efectivamente, la presencia de un nuevo escenario, con rico poder de desarrollo tecnológico en obras ejecutadas y nuevas ideas, no comunes en nuestro medio, ofrecieron un nuevo patrón comparativo para medir las escalas que como profesionales, dispongamos, para futuras realizaciones.

Ingeniera
NANCY VILLABONA DE SUÁREZ

Agrimensor
RODOLFO A. DUARTE

Laboratorio de la Dirección de Vialidad de la
Provincia de Buenos Aires

2. Facilitar la divulgación entre el personal profesional y técnico de las conclusiones arribadas en los distintos trabajos leídos durante las reuniones.
3. Manifiestar la íntima y amplia satisfacción de que el nivel tecnológico existente en la Ingeniería Argentina no sólo es compatible con el que resultó de las jornadas del congreso, sino que, además, en innumerables temas, se ratificó la profunda experiencia que como pioneros fue lograda en nuestro campo de investigación y aplicación en la Ingeniería Vial.

Razón esta, que en nuestro carácter de profesionales interesados en el adelanto y rumbo del quehacer vial argentino utilizamos para alentar y manifiestar apoyo a aquellas autoridades que se prestan a impulsar la labor creadora y estudiosa, inquieta por resolver problemas, posibilitando sus realizaciones, accesos a congresos, y al de fuentes donde el debate de los temas tecnológicos tiendan a mejorar el conocimiento y capacidad de los individuos abocados a un futuro quehacer.

TRABAJOS PRESENTADOS

1. Determinación nuclear del contenido de betún.
Ing. Regina de Castro Barbosa.
2. Posibilidades técnico-económicas de la implantación del control de ejecución de pavimentos por medio del densímetro nuclear.
Ing. Homero Bañados Pérez
Ing. Eduardo Costa Espifanio
3. Base de suelos arcillosos en pavimentos flexibles.
Mayor Affonso Taboza Pereira
4. Determinación de la resistencia a compresión simple de mezclas de suelo estabilizado con ceniza volante y cal hidratada; tentativa de método de ensayo.
Ing. José Vidal Nardi
5. Estabilización de suelos arcillosos con cal y cemento.
Ing. Castro, N. L.
Ing. Varne, R. E.
6. Una investigación del módulo de resiliencia de revestimientos bituminosos brasileños.
Ing. César A. V. Queiroz
Ing. Alex T. Visser
7. Utilización experimental de tela de yute plastificada en capa estructural para experiencia de pavimentación en Amazonia.
8. Estudio de la temperatura en revestimientos bituminosos; mediciones, previsiones y efectos sobre las deflexiones.
Ing. Laura María Coretti de Motta
9. Ensayos triaxiales dinámicos en la evaluación de la resistencia.
Ing. Ernesto Preussler
Ing. Jacques de Medina
10. Sección de pavimento envuelta en membrana.
Ing. Affonso Taboza Pereira
11. Estudio sobre el estado actual del pavimento de hormigón NASP-41.
Equipo A B C P, e Ings. Marcio Rocha Pitta (coordinador), Marcos Dutra de Carvalho, Angelo R. N. Manghella, René Bonassi, Luis Gonzaga Basilio Pereyra de Souza.
12. Pavimento de concreto — Control de ejecución y recibimiento de obra.
Ing. Carlos Alberto Thomaz
13. Simulador de tránsito en pista experimental.
Ing. Sobeil R. Rahni
Ing. Marilda Serra
14. Revibrado de concreto. Una técnica utilizada en pavimentos y estructuras.
Ing. Eduardo E. Arana Benítez
15. Estudio de Comportamiento del pavimento de un trecho experimental. - D A B R - 116/S P
Ing. Haroldo Stewar Dantas
16. Mezclas tratadas con emulsión M T E.
Ing. Joro Bento Lopes
17. Sellado de juntas en pavimentos de concreto.
Ing. Marcio Rocha Pitta
18. Análisis de una proposición de drenaje superficial para pavimento.
Ing. Joao E. O. Rodríguez
Ing. José Antonio T. Arcias
19. Proyecto y Construcción de tratamientos superficiales para la conservación de caminos.
Ing. Alex T. Visser
20. Problemas de superficie de rodamientos en pavimentos bituminosos.
Ing. Elías Esquenazi
Ing. Domingo Soricchio
21. Dimensionamiento de pavimentos de hormigón para el caso de ejes tandem triples.
Ing. Marcio Rocha Pitta
Ing. Marcos Dutra de Carvalho

1. DETERMINACIÓN NUCLEAR DEL CONTENIDO DE BETÚN

Ing. Regina de Castro Barbosa

Describe estudios desarrollados en instrumental nuclear marca Troxler, modelo 2226, calibrado para mezclas específicas finas y gruesas destinadas a la pavimentación de calles del municipio de Río de Janeiro. Simultáneamente, en los ensayos nucleares se realizaron determinaciones de tenor de betún con el extractor centrífugo Rotarex.

El equipo Troxler utilizó el Principio de Moderación de neutrones. Los neutrones rápidos son prontamente frenados moderándose por los choques elásticos con los átomos de hidrógeno y, por tanto, pueden servir como indicación de tenores de asfalto en las mezclas bituminosas.

Dado que influye en el resultado la distinta composición química de agregados, el tenor de asfalto de la mezcla, así como la procedencia y penetración del mismo, al variar dichos factores es necesario construir una nueva curva de calibración del instrumental, vinculando "lectura vs. porcentaje de asfalto".

Se efectuó un estudio comparativo de los errores producidos según los dos métodos (nuclear y centrífugo), llegándose a las siguientes conclusiones:

- a) El error introducido por el uso del instrumento nuclear en la determinación del tema de asfalto es aproximadamente 10 veces menor que el del extractor centrífugo.
- b) El tiempo de ensayo es del orden de 10 minutos para el método nuclear y de 50 minutos para el centrífugo.
- c) El instrumental nuclear requiere de la asistencia de un técnico en electrónica para su mantenimiento.

2. POSIBILIDADES TÉCNICO-ECONÓMICAS DE IMPLANTACIÓN DEL CONTROL DE EJECUCIÓN DE PAVIMENTOS POR MEDIO DEL DENSÍMETRO NUCLEAR

Ing. Quím. Homero Bañados Pérez
Ing. Civil Eduardo Costa Espifanio

El trabajo pretende informar a aquéllos que ejercen su actividad en el control de obras, empresas constructoras, organismos o departamentos estatales que entran y administran obras, sobre los resultados de experiencias en obra en equipos

portátiles nucleares para la medición de densidades, importados o de fabricación brasileña.

Se plantea una diferencia entre los dos métodos conocidos para la determinación de densidades por vía nuclear.

- a) Por absorción de radiación directa.
- b) Por absorción de la radiación reflejada.

Existiendo normalización ASTM para ambos procedimientos, los autores preconizan la necesidad de la confección de una norma brasileña, complementaria de las especificaciones para construcción.

La experiencia por ellos recogida en el empleo del instrumental se vuela en recomendaciones de índole práctica, que concuerdan con las contempladas por ASTM.

Entre las principales ventajas que ofrece la aplicación del densímetro nuclear se cuentan la facilidad de transporte del instrumental, el hecho de tratarse de un ensayo no destructivo, la rapidez de medición. Entre las desventajas que se plantean frente a la comparación con los métodos tradicionales, se cita la necesidad de contar con intenso apoyo técnico por parte del personal de nivel superior específicamente entrenado en esa técnica, así como una infraestructura de mantenimiento especializada en electrónica.

Las experiencias realizadas en Minas Gerais y en los tramos I, III y IV de la Autovía dos Bandeirantes (San Pablo), sobre verificación de densidades y humedades de suelos, condujeron a resultados satisfactorios.

3. BASES DE SUELOS ARCILLOSOS EN PAVIMENTOS FLEXIBLES

Mayor Affonso Taboza Pereira

Las arcillas no orgánicas, cuando se compactan con el tenor de humedad óptimo, adquieren alto valor soporte; teniendo la posibilidad de absorber agua, el mismo decae sensiblemente. Si una capa de suelo arcilloso puede ser envuelta por una membrana impermeable, mantiene su resistencia inicial.

El Cuerpo de Ingenieros del Ejército de U.S.A. estudió el problema entre los años 1966 y 1974, denominándose "Sección de Pavimento Envuelta en Membrana" (MEPS) al sistema constructivo resultante.

El trabajo detalla especificaciones sobre el tipo de suelos a emplear, ensayos para el proyecto, selección de densidades a obtener y Valor soporte de diseño, composición de las membranas superior (tejido de polipropileno similar a un

fieltro fino y ralo) e inferior (polietileno de 0,15 mm de espesor), material bituminoso.

Para el diseño de espesores se aconseja adoptar el método de diseño CBR, con un eje patrón de 18.000 lb.

Tratándose de un material que requiere una adecuada técnica constructiva, se detallan las precauciones que se tomaron durante la ejecución de una obra con características experimentales en Amazonia, supervisada por el autor.

4. DETERMINACIÓN DE LA RESISTENCIA A COMPRESIÓN SIMPLE DE MEZCLAS DE SUELO ESTABILIZADO CON CENIZA VOLANTE Y CAL HIDRATADA; TENTATIVA DE MÉTODO DE ENSAYO

Ing. José Vidal Nardi

El trabajo describe una tentativa para establecer un método de ensayo para determinar la resistencia a compresión simple de mezcla de suelos estabilizados con ceniza volcánica y cal hidratada, para el caso de suelos granulares, con aprovechamiento del material denominado "ceniza volante", proveniente de desecho de industria de material puzolánico.

El método del ensayo de compactación, como el de ejecución de probetas para el ensayo de rotura a compresión, es similar al utilizado en la Dirección de Vialidad Nacional para mezclas similares con cal y cemento.

La estabilización que se logra, si bien se proyecta en principio del punto de vista granulométrico, da como resultado una interacción de cementación tipo puzolánica, por la incorporación de la ceniza volante que se muestra a través del aumento de resistencia con el tiempo.

5. ESTABILIZACIÓN DE SUELOS ARCILLOSOS CON CAL Y CEMENTO

Ing. Castro, N. L.

Ing. Varne Re

Tiene la finalidad de presentar los ensayos y conclusiones preliminares obtenidas de una mezcla de suelo arcilloso con cal y cemento en proporciones variables.

Incorpórase la cal, no sólo con el objeto de obtener resistencia sino la de permitir la mezcla por propia acción de desmenuzamiento del suelo.

Los resultados obtenidos se muestran a través del ensayo de compactación y resistencia a compresión simple y valor soporte.

Con relación a este tema, Vialidad Provincia de Buenos Aires tiene la más amplia experiencia, que fue iniciada en base a estudios sugeridos

por el doctor Celestino Ruiz en trabajos de investigación efectuados por Marchetti y Duarte (Publicación 3er. Concurso de Trabajos Viales - Año 1961 - publicación nº 17 de Vialidad).

6. UNA INVESTIGACIÓN DE MÓDULOS DE RESILIENCIA DE REVESTIMIENTOS BITUMINOSOS BRASILEÑOS

Ing. César A. V. Queiroz

Ing. Alex T. Visser

El estudio se realiza por medio de determinaciones de módulos de resiliencia obtenidos a través de tracción indirecta con cargas repetidas, en estructuras de concreto asfáltico y tratamientos bituminosos superficiales dobles.

Se presenta un resumen estadístico de los módulos obtenidos a diferentes temperaturas y sus determinaciones se efectuaron por medio de ensayos con dos equipos diferentes (S.E.E. y MARC IV), estableciéndose una correlación entre los módulos obtenidos por ambos caminos.

Se hace un análisis de la influencia de la vida útil del pavimento en el módulo de resiliencia, adoptando un criterio de fatiga y utilizando un programa de capas elásticas, concluyéndose que, para cada valor de módulo, existe un espesor crítico de revestimiento que corresponde a un número mínimo de aplicaciones admisibles de cargas, lo cual explica porqué ciertos pavimentos construidos con materiales de alta calidad, presentan fallas después de la aplicación de un número relativamente pequeño de cargas de vehículos.

7. UTILIZACIÓN EXPERIMENTAL DE TELA DE YUTE PLASTIFICADA EN CAPA ESTRUCTURAL PARA EXPERIENCIA DE PAVIMENTACIÓN EN AMAZONIA

El trabajo describe un proyecto de tramo experimental que se construye en Amazonia, aprovechando experiencias recogidas en la India y Vietnam, basadas en el empleo de materiales locales finos, predominantes en la región, como una capa única que sustituya la base y subbase.

Para un tránsito de 100 vehículos comerciales por día, se utiliza en la estructura la arcilla encapsulada, rodeada por membrana impermeable de yute plastificado.

Al efecto de cumplimentar la premisa del aprovechamiento integral de materiales locales, se emplea la estructura en capas de wet-sand mix, aun cuando no se suministre información completa sobre técnicas de dosificación ni control de obra.

8. ESTUDIO DE LA TEMPERATURA EN REVESTIMIENTOS BITUMINOSOS; MEDICIONES, PREVISIONES Y EFECTO SOBRE LAS DEFLEXIONES

Ing. Laura M. Goretti de Motta

Dado el efecto que la temperatura posee sobre la rigidez de las mezclas asfálticas que constituyen las capas superiores de los pavimentos flexibles, influyendo sobre el comportamiento de los mismos a ese nivel, la autora estudia la correlación existente entre las deflexiones medidas sobre una pista experimental con la Regla Benkelman y la temperatura del revestimiento asfáltico, medida con termopares instalados a distintas profundidades.

Dicha correlación alcanza una ley aproximadamente lineal, para intervalo de temperatura comprendido entre 30 y 45 °C.

Con el fin de afectar la medida de deflexión Benkelman de un factor de correlación, estudia, según la teoría de Barber, la temperatura del pavimento en función de distintas variables propias del medio ambiente (temperatura del aire, velocidad del viento, radiación solar, etc.) y de la mezcla asfáltica (calor específico, densidad, profundidad, coeficiente de absorción de la radiación solar).

En general se conforma la tendencia conocida, expuesta por distintos autores en nuestro país.

9. ENSAYOS TRIAXIALES DINÁMICOS EN LA EVALUACIÓN DE LA RESISTENCIA

Ing. Ernesto Preussler

Ing. Jacques de Medina

El trabajo aborda la cuestión resiliencias de los suelos y materiales viales. Específicamente trata de los ensayos triaxiales dinámicos para determinación del módulo resiliente de un suelo arenoso fino sometido a cargas repetidas, en diferentes estados de la curva de compactación, diferentes grados de saturación, y tensiones confinantes y de desvío. Se muestran resultados obtenidos en el laboratorio mecánico de suelos de COPPE/UFRS con un suelo de arenita de Río Grande del Sur, con lo cual se permite evaluar la contribución del mismo en la deformabilidad elástica o resistente de la estructura del pavimento. Se busca, en este estudio, la simulación de condiciones no previstas en los métodos de dimensionamiento corriente.

Se pone en evidencia la influencia del grado de saturación y se revela el efecto de la temperatura en el valor del módulo de resiliencia.

Se recomienda considerar no solamente el valor soporte de la subrasante, sino también las propiedades resilientes.

10. SECCIÓN DE PAVIMENTO ENVUELTA EN MEMBRANA

Ing. Affonso Taboza Pereira

Se sugiere efectuar una envoltura con membrana elástica de una capa de suelo altamente compactado, a fin de aislarla de los efectos dañinos del agua superficial y del agua proveniente de terrenos adyacentes. Los suelos arcillosos, en esas condiciones, presentan buena resistencia al tránsito de los neumáticos, pudiéndose comparar a los pavimentos comerciales. Todo hace pensar que su comportamiento es estable, siempre que se pueda mantener la impermeabilidad de la membrana protectora.

En el trabajo se indica el procedimiento constructivo para la utilización de la membrana o sistema denominado MEPS, el que se estima competitivo económicamente, en lugares donde no hay materiales seleccionados.

11. ESTUDIO SOBRE EL ESTADO ACTUAL DEL PAVIMENTO DE HORMIGÓN N A SP - 41

Equipo ABCP; e Ings. Marcio Rocha Pitta (coordinador); Marcos Dutra de Carvalho; Angelo R. N. Manghella; René Bonassi; Luis Gonzaga Basilio Pereyra de Souza.

Relata el análisis del estado de comportamiento de una ruta de hormigón que interlaza la ruta Anchieta (SP - 150) y la Inmigrante (SP - 160), dándose el estado de comportamiento bajo el concepto de una clasificación de defectos, que obedece a nomenclatura previamente establecida, que puede ser perfectamente compactada.

Asimismo, fueron tomadas fotografías, haciéndose una colección ilustrativa de todas las imperfecciones características detectadas.

Uno de los defectos más evidenciados, que no comprometen la capacidad estructural pero que perjudican la superficie de rodamiento, es el levantamiento de los bordes, y entre los defectos que afectan a medio plazo la vida útil de los pavimentos, se citan las fisuras de canto, como las fisuras de retracción y aquéllas que se presentan generalizadas con mayor o menor grado de deterioro.

Los valores de vida media probable encontrados fueron de 21 a 24 años.

12. PAVIMENTO DE CONCRETO. CONTROL DE EJECUCIÓN Y RECIBIMIENTO DE OBRA.

Ing. Carlos Alberto Thomaz

Se considera el control de calidad, hasta ahora bien poco utilizado en la producción industrial, como instrumento destinado a garantizar, dentro de los límites exigidos por las normas y especificaciones de servicios, la ejecución de los proyectos en obras, tal como concebidos por los proyectistas.

En principio se propone el estudio de una metodología de control, como medio de lograr las cualidades deseadas para los pavimentos de hormigón. Se analizan los tipos de control y se llega a una evaluación final de calidades de los servicios, de las penalidades referentes a las fallas incurridas y finalmente a un modelo de clasificación del constructor.

Los aspectos profundizados se hacen con el propósito de mejorar la calidad, cuidando la economía y buena ejecución de los pavimentos, como así también juntas, elementos técnicos, para tratar de complementar las normas brasileñas, con las conclusiones arribadas.

13. SIMULADOR DE TRÁNSITO EN PISTA EXPERIMENTAL

Ing. Sobeil R. Rahani
Ing. Marilda Serra

Se propone el montaje de una pista circular de experimentación, para evitar gastos innecesarios en pruebas de campo.

Se observa en el trabajo la importancia de la prueba de desgaste, cuando se utiliza esa pista experimental circular.

Para el caso de pistas lineales los resultados no son reales, comparados con los que se obtienen, por cuanto si es mayor la fuerza centrífuga, aumenta el grado de fricción originándose un desgaste muy elevado.

Para el caso de los puntos críticos de las rutas, como es el caso de las curvas, los resultados de la prueba de desgaste son reales, ofreciendo mejores condiciones de estudio para investigar.

14. REVIBRADO DE CONCRETO. UNA TÉCNICA UTILIZADA EN PAVIMENTOS Y ESTRUCTURAS

Ing. Eduardo E. Arana Benítez

Se basa en estudios e investigaciones realizados en diversos países, respecto a las altera-

ciones que se producen en la masa del hormigón, por efectos de la revibración.

En Estados Unidos de Norteamérica se realizaron los primeros ensayos sistemáticos de revibración (año 1942) con motivo de fabricación de barcos de concreto reforzado.

En Polonia también, B. Krihabinski, hizo experiencias sobre revibrado de hormigones, obra en laboratorio y durante la construcción de rutas.

En Estocolmo, en el III Congreso Internacional (año 1960), y en Budapest, "Conferencia de Técnica de Compactación por Vibración" (año 1963), se consideró que es prematuro dar sugerencias sobre metodologías a seguir en la aplicación de revibración.

En Francia, Mariuz Buriez observa efectos contrarios que produce la revibración en concretos plásticos, donde la revibración hecha después de una hora y media a dos horas de la primera vibración produce incrementos medios de resistencia mecánica de 15 a 20 %. En cambio, cuando el hormigón es seco y de granulometría abierta, se verifica, por acción del revibrado, una disminución de resistencia.

En el trabajo se dan las composiciones en que se basa la particularidad encontrada, estimándose que con la revibración se eliminan las microfisuras provocadas por la evaporación, a causa del calor originado por la reacción química que se produce, y se logra un nuevo acomodamiento del material.

Otros aspectos que se consideran, en favor del aumento de la resistencia que produce la revibración, es permitir la exudación sólida del agua en exceso, como asimismo otros fenómenos colindantes que se suscitan con la revibración, que concurren al aumento de resistencia.

15. ESTUDIO DE COMPORTAMIENTO DEL PAVIMENTO DE UN TRECHO EXPERIMENTAL DA BR - 116/SP.

Ing. Haroldo Stewart Dantas

Relata el resultado de una pista experimental construida en la ruta BR - 116, en el trecho San Pablo - Curitiba.

La misma se efectuó como consecuencia del mal resultado que arrojó la vida del pavimento construido, frente a las características lluviosas de la región.

La conclusión a que se arribó fue que una capa de "vachao" (piedra de pulenao), mejora las condiciones drenantes, contribuyendo a resistir los esfuerzos transmitidos por el tránsito.

16. MEZCLAS TRATADAS CON EMULSIÓN MTE

Ing. Joro Bento Lopes

El trabajo presenta un estudio sobre mezclas asfálticas tratadas con emulsión de rotura media, de características más abiertas que las mezclas asfálticas densas convencionales.

El uso de emulsión en reemplazo de cemento asfáltico proporciona ventajas adicionales: evita la polución ambiental y los posibles incendios, las mezclas son altamente drenantes y flexibles, no necesitan finos, requieren menor costo de trituración para los agregados, permiten la liberación inmediata de la capa al tránsito.

Se incluye en el trabajo una evaluación de los materiales intervinientes (agregados y emulsión) con miras a establecer una especificación, dosificándose las mezclas según una adaptación del procedimiento desarrollado en nuestro país por los ingenieros Massaccesi y Ciafardo.

Asimismo se recomienda el tipo de equipo apropiado para el proceso constructivo según sus distintas etapas: mezclado, distribución, compactación, fijando la secuencia y frecuencia de ensayos destinados al control en obra.

En las consideraciones finales se destaca el buen comportamiento del tramo carretero Fucks-Santa Cecilia, construido en 1968 empleando este tipo de mezcla.

17. SELLADO DE JUNTAS EN PAVIMENTOS DE CONCRETO

Ing. Marcio Rocha Pitta

A partir de la exposición de los perjuicios estructurales que origina la introducción indebida de agua y sólidos en las juntas del pavimento de hormigón, el autor plantea la necesidad del estudio de los materiales sellantes y el dimensionado de las juntas destinadas a alojarlos.

Se explica, en tal trabajo, el fenómeno que determina el movimiento de las losas en función de las variaciones de temperatura y de las características de aquéllas, estudiando su influencia sobre cada tipo de junta (de contracción, longitudinal, de expansión).

Después de analizar las posibles causas de fallas y las características que deben reunir los buenos materiales sellantes, propone la fijación de normas brasileñas para dichos materiales, controlando la calidad en base a ensayos de distorsión, fragilidad, compresión, absorción de agua, fluidez, fusión, extrusión y solubilidad en aceite.

Se transcriben especificaciones vigentes en EE.UU. según normas ASTM.

Asimismo se proporcionan tablas para dimensionar el ancho y largo de junta y la profundidad del sellante, tanto sea colocado in situ (en frío o caliente) o premoldeado.

Entre las conclusiones se destaca la importancia de elegir el sellante adecuado, que proporciona un equilibrio razonable entre el comportamiento esperado y su precio de aplicación, así como el dimensionado acertado de la junta, que puede incrementar sensiblemente la calidad de respuesta del material en servicio.

18. ANÁLISIS DE UNA PROPOSICIÓN DE DRENAJE SUPERFICIAL PARA PAVIMENTOS

Ing. Joao Eduardo O. Rodríguez
Ing. José Antonio T. Arcias

Se efectúa el análisis de una investigación realizada en los años 1970 a 1973 por H. R. Adorgren en conjunto con Ken O'Briend y Asociados, para la Administración Federal de Caminos, cuya función fue descubrir cómo salvar el deterioro y destrucción del pavimento por acción del agua libre, de lluvia o condensación en el interior del pavimento.

En síntesis el drenaje propuesto consiste en una base de graduación granulométrica abierta, con drenes longitudinales en ambos costados del camino, que se comunican al exterior por medio de drenes de salida que llevan el agua a las cunetas.

Como resultado del análisis efectuado desde el punto de vista técnico y económico, se advierte que es recomendable que, previa implantación de un sistema de drenaje, se realice una investigación sistemática a nivel regional.

19. PROYECTO Y CONSTRUCCIÓN DE TRATAMIENTOS SUPERFICIALES PARA LA CONSERVACIÓN DE CAMINOS

Ing. Alex T. Visser

Resalta el tratamiento superficial como solución para reparar pavimentos que estén desintegrados, que sea necesario reparar o estén faltos de resistencia al deslizamiento.

De las variadas connotaciones que posee el tratamiento superficial en todas las partes del mundo, en este trabajo acepta al mismo con la definición dada por el Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. (D N E R), que considera el tratamiento como una capa de desgaste, que consiste en un ligante bituminoso y un agregado.

Para el proyecto de dosificación, en el trabajo se dan las consideraciones en que debe basarse: dimensión mínima, selección del agregado pétreo, como asimismo las características del ligante de acuerdo a la temperatura de la zona a utilizarlo, etc.

20. PROBLEMAS DE SUPERFICIE DE RODAMIENTO EN PAVIMENTOS BITUMINOSOS

Ing. Elías Esquemazu
Ing. Domingo Loricchio

Se trata en este trabajo de situar, dentro de los defectos más frecuentes de pavimentos, los problemas específicos de superficie de rodamiento que son comunes en los caminos e investigar, dentro de las obras que se van ejecutando, buscando soluciones que tienden a minimizar los problemas, que originan defectos en la superficie de rodamiento.

Las fallas a que se alude son deformación de la superficie de rodamiento, fisuración, desagregación, afloramiento o movimiento de material.

Analizanse las causas probables de cada una de esas fallas (tránsito, climáticas, dimensionamiento de pavimento y calidades del material), y se hace referencia a distintas formas de encarar soluciones.

21. DIMENSIONAMIENTO DE PAVIMENTOS DE HORMIGÓN PARA EL CASO DE EJES TANDEM TRIPLES

Ing. Marcio Rocha Pitta con colaboración del Ing. Marcos Dutra de Carvalho

En vista a la significativa frecuencia de ejes tandem triples en la composición del tránsito de carga del Brasil, se considera la influencia que ejercen los mismos sobre el pavimento.

La esencia del trabajo es extender el método de dimensionamiento del Portland Cement Association para ejes simples y tandem a ejes tandem triples.

Pavimentación de la Ruta de las Diligencias

Continuación de la página 28.

de Luján; más adelante se produce en el "pago" el portentoso milagro de Nuestra Señora, llamada por ello de Luján. Mientras esto ocurre en un extremo, en el actual comienzo de la nueva ruta, en el otro, cercano a su finalización, otro hecho histórico aguarda: en El Talar, en Navarro, el coronel Dorrego fue fusilado por orden del general Lavalle.

Por el legendario camino de las diligencias, frenados por los accidentes geográficos y acuciados por los nativos circulaban los carruajes, los troperos, los soldados, los comerciantes y otros viajeros rumbo al norte o desde él, ya que desde allí llegaba el cordón umbilical del Virreynato del Río de la Plata, prolongándose en el camino a Córdoba, existente ya a los cien años del descubrimiento de América. El desplazamiento absorbía gran parte de las fuerzas y las finanzas pero confirmóse que "al andar se hace camino", pese a la inmensidad de las llanuras esmeralda, de sus caprichosos y cambiantes cursos de agua y sus pantanos, cosa que podremos hacer hoy, sin preparativos previos, sin temores ni acechanzas, gracias a la franja pavimentada y sus puentes, en

muy pocos minutos en lugar de los varios días que tardaban nuestros antepasados.

A la vera del camino de las diligencias se desarrollaron las estancias, desde Luján hasta Navarro como en otros sitios, y en las de los Pagos de Luján estuvieron prisioneros los invasores ingleses que en dura lucha se rindieron a los ya casi patriotas argentinos de la Reconquista de Buenos Aires. Muchos de ellos se mostraban sorprendidos ante la forma de vida de los colonos, sus costumbres y diversiones, y más de uno se maravilló ante el juego del pato que se jugaba con gracia y habilidad. En uno de ellos, cuenta la tradición, el prisionero inglés coronel Denis Parck, jefe del famoso regimiento de escoceses 71 de Infantería, donó un par de espuelas de plata para ser disputadas en el juego.

Los caminos de la historia y con historia, como éste de Luján a Navarro, se mantuvieron a través de los siglos, como las milenarias vías romanas, nunca desmentidos como columnas vertebrales de nuestra red caminera, pavimentada actualmente, o a pavimentarse, para bien de la patria, que es el bien de la comunidad.

C.A.M.

Viaductos Desmontables de Acero

Descripción
del Sistema
Nobels Peelman S. A.*

SUMARIO

INTRODUCCIÓN

CAPÍTULO 1: DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA MODULAR

- 1.1. Descripción
- 1.2. Fundaciones
- 1.3. Rampas de conexión-estribos y muros de contención
- 1.4. Soportes
 - 1.4.1. Armaduras aporticadas
 - 1.4.2. Columnas centrales
- 1.5. Vigas del puente y elementos del camino
- 1.6. Elementos de los costados

CAPÍTULO 2: CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO GEOMÉTRICO

- 2.1. Pendientes y perfiles
- 2.2. Trazado
- 2.3. Taludes transversales - Superelevación - Combadura

* De la publicación de la Empresa Nobels-Peelman S.A.

- 2.3.1. Taludes transversales
- 2.3.2. Superelevación
- 2.3.3. Combadura

2.4. Número de Trochas - Ancho de la Calzada y Revestimiento

2.5. Espacios libres verticales y horizontales

2.6. Cruces a diferente nivel

CAPITULO 3: CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO ESTRUCTURAL

CAPITULO 4: ADITAMENTOS

4.1. Iluminación

4.2. Barandas y barreras divisorias centrales

4.3. Bordes - Cunetas - Drenaje - Pasarelas

CAPITULO 5: DETALLES E INFORMACIÓN GENERAL

5.1. Material

5.1.1. Acero

5.1.2. Juntas y soportes

5.1.3. Revestimiento del camino

5.2. Información general

5.2.1. Transporte

5.2.2. Erección

5.2.3. Desmontado

5.2.4. Almacenamiento

INTRODUCCIÓN

Los cruces sobre nivel Nobels Peelman fueron originariamente diseñados como cruces de acero móviles para ser usados como puentes temporarios, pero pronto fueron desarrollados como permanentes.

El nombre "cruce sobre nivel instantáneo" se refiere a la velocidad de erección que excede los 120 m² por hora permitiendo, si es necesario, la construcción de un cruce durante un fin de semana.

Debido a esta rápida erección, junto con su corto tiempo de entrega, nuestro sistema de cruces sobre nivel se convierte en una excelente solución a los problemas del tránsito en los centros de las ciudades. Hemos desarrollado un sistema muy flexible con un rango de soluciones adaptado a las necesidades de cambio que dependen del proyecto usado. Si el cruce va a ser usado sólo durante un corto período y si será desmontado y re-erecto varias veces, se presta menos atención a la estética pero se hace más importante la posibilidad de recuperación y el bajo mantenimiento.

En ese caso se indica un acero tratado para resistir las condiciones climáticas (Weathering steel) sin pintar.

Este acero genera una capa de óxido adherente y ofrece una remarkable resistencia a la corrosión atmosférica.

Cuando la estética se vuelve preponderante se puede considerar la pintura.

El cruce está normalmente sostenido por armaduras aporticadas. Estos soportes se pueden reemplazar por columnas centrales en forma de T. A pesar de que el trabajo de fundación y la erección toman más tiempo, este tipo de soporte tiene interesantes ventajas.

En realidad, las columnas centrales no sólo mejoran la estética sino que aumentan la altura libre debajo del viaducto.

Los cruces Nobels tienen las mismas características de los puentes clásicos y han sido diseñados de acuerdo a diferentes códigos internacionales.

Consecuentemente, son por lo menos equivalentes a otros puentes de hormigón o de acero y además pueden ser desmontados, removidos y fácilmente reinstalados en otro sitio.

Dependiendo de las circunstancias locales nuestro sistema permite la rápida construcción de puentes de tres o cuatro trochas, derechos o curvos y esto sin problemas debido al restringido número de elementos estándares.

Además de la rápida erección nuestros períodos de entrega son también muy cortos. El sistema se completa con una amplia elección de aditamentos tales como barreras, cordones, iluminación, etc. Por esto es posible componer un puente con un buen aspecto para un tránsito fácil y seguro.

Esta descripción técnica está dada como una pauta de la interpretación de los trazados del proyecto y de la fabricación y como una referencia a las ofertas técnicas. Las mejoras y los cambios pueden hacer a algunas descripciones obsoletas y no comprometidas.

CAPITULO 1

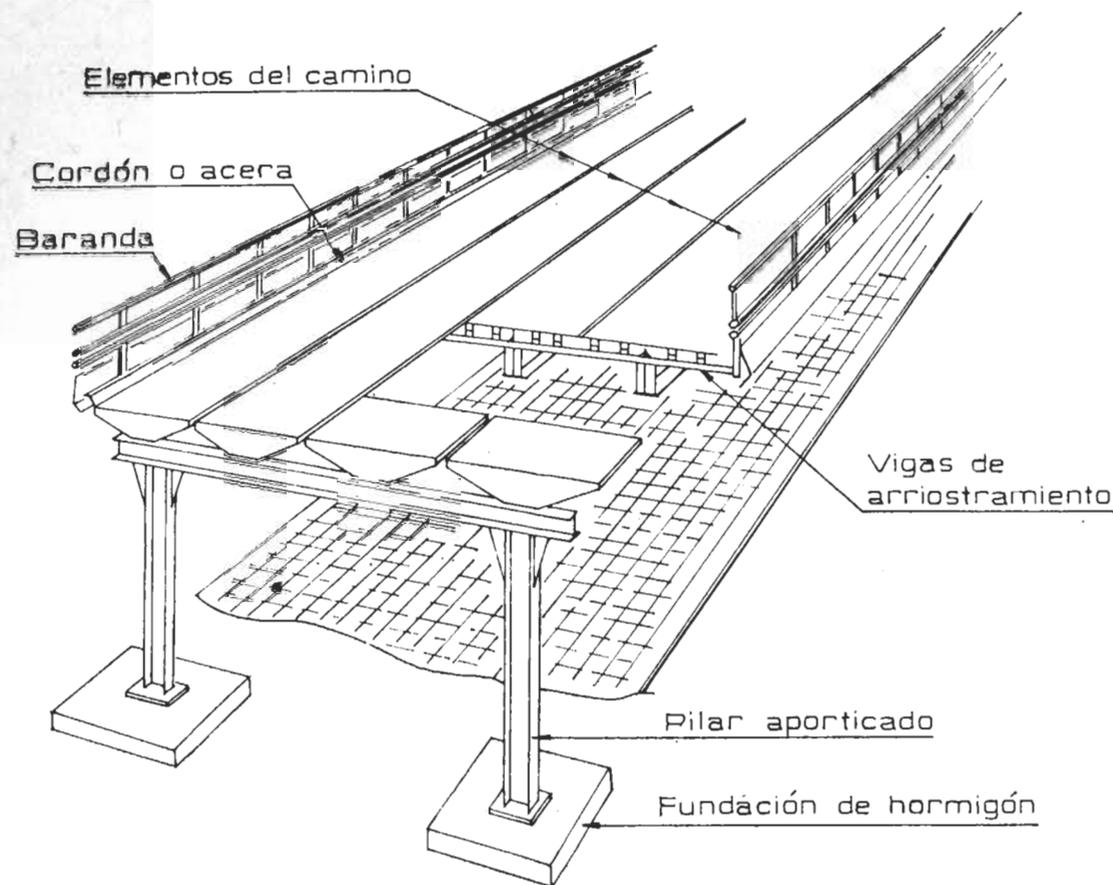
DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA MODULAR Y SUS POSIBILIDADES

1.1. Descripción

Básicamente el puente consiste en vigas idénticas simplemente apoyadas, de alrededor de 24 metros de largo y 1,75 m de ancho.

La cabeza superior de cada viga se fabrica como una cubierta ortotrópica y está sostenida cada 3 m por travesaños transversales rigidamente conectados a los travesaños de la viga adyacente.

Una trocha de tránsito de 3,5 m de ancho está formada por 2 de tales vigas adyacentes.



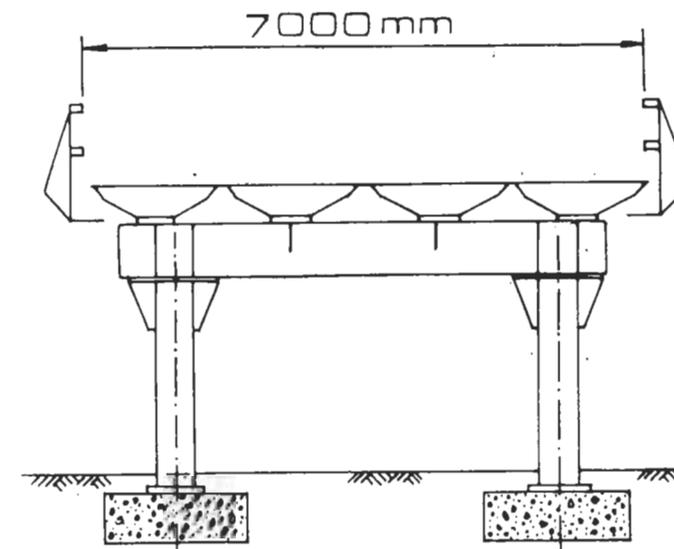
Los puentes de 3, 4 o más trochas se pueden construir fácilmente aumentando el número de estas vigas o elementos del camino.

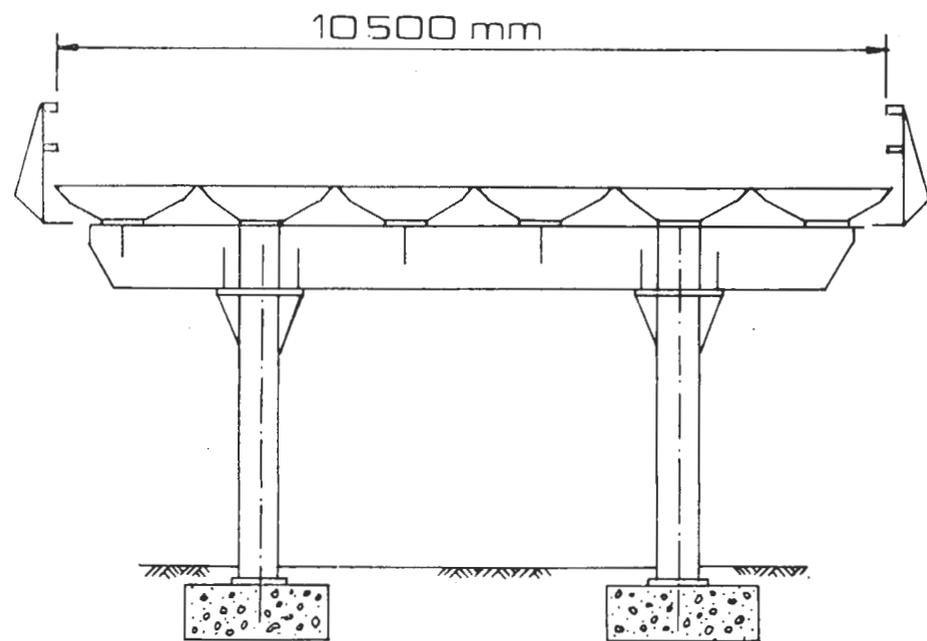
Las vigas están sostenidas por pórticos generalmente situados cada 24 m. El cordón y las barreras se fijan a los travesaños transversales de las vigas externas.

1.2. Fundaciones

Debido a las bajas cargas por columna (alrededor de 100 t) sólo se necesitan relativamente pequeñas fundaciones.

Hay dos posibilidades para ejecutar las fundaciones cuando el subsuelo es bueno (capacidad de carga vertical mínima 1,5 kg/cm²).





1. Si es importante un tiempo de ejecución corto recomendamos el uso de fundaciones de hormigón armado premoldeado.

Estas zapatas se colocan sobre una capa de arena estabilizada.

2. Si el tiempo de ejecución es menos importante, las zapatas se pueden moldear sobre una capa de hormigón pobre.

Cuando el subsuelo es algo malo y la superficie de las fundaciones tienen que ser limitadas, podría ser necesario el pilotaje.

Las dimensiones de las fundaciones dependen principalmente de la presión admisible del suelo y fluctúan desde 2,4 x 2,4 x 0,5 m hasta 2,5 x 4 x 0,5 m para zapatas de pórticos normales.

Las fundaciones se instalan antes de la erección en un tiempo que no desorganice el tránsito.

Pueden ser colocadas bajo nivel y cubiertas permitiendo que el tránsito pase sobre ellas hasta que se pongan al descubierto para la erección.

1.3. Rampas de Conexión, Estribos y Muros de Contención

Las rampas de acceso a ambos lados del cruce sobre nivel que hacen la conexión entre el camino existente y la parte de acero del puente son normalmente de alrededor de 25 m de largo.

El relleno de grava y arena se mantiene en el lugar por muros de contención de hormigón armado que están hechos, a menudo, de elementos premoldeados. Excepcionalmente, también se pueden usar elementos de acero. Estos accesos al puente tienen, generalmente, taludes que van del 5 al 6 %.

Sobre el subsuelo compactado se coloca una capa de asfalto de acabado.

En caso de que el desorden del tránsito se deba limitar al mínimo, la construcción de las rampas de acceso puede coincidir con la erección del propio cruce sobre nivel.

1.4. Soportes

Desde el punto de vista arquitectural hay diferentes tipos de soportes. Los más comúnmente usados son los pórticos normales y las columnas centrales.

1.4.1. Armaduras aporticadas

Los soportes diseñados más simples son las armaduras aporticadas que consisten en una viga transversal grande rígidamente conectada a 2, 3 o más columnas, dependiendo del ancho de los cruces.

Las columnas tienen usualmente forma de I pero se pueden hacer como tubos o secciones cuadradas ahusadas.

Desde el punto de vista estructural hay dos tipos de soportes:

— Las armaduras aporticadas rígidas que están fijadas tanto transversalmente como longitudinalmente.

Estos soportes transmiten tanto las cargas longitudinales como las transversales debidas al tránsito, el viento, sismos, etc. y también sirven como apoyos fijos para los elementos del puente de soporte simple.

— Las otras armaduras aporticadas se hacen articulables en dirección longitudinal.

Foto 1. Cruce congestionado en Amberes.



Foto 2. El acarreo de los elementos del viaducto, a pie de obra comenzó un viernes por la tarde.



Foto 3. El montaje se inicia inmediatamente.

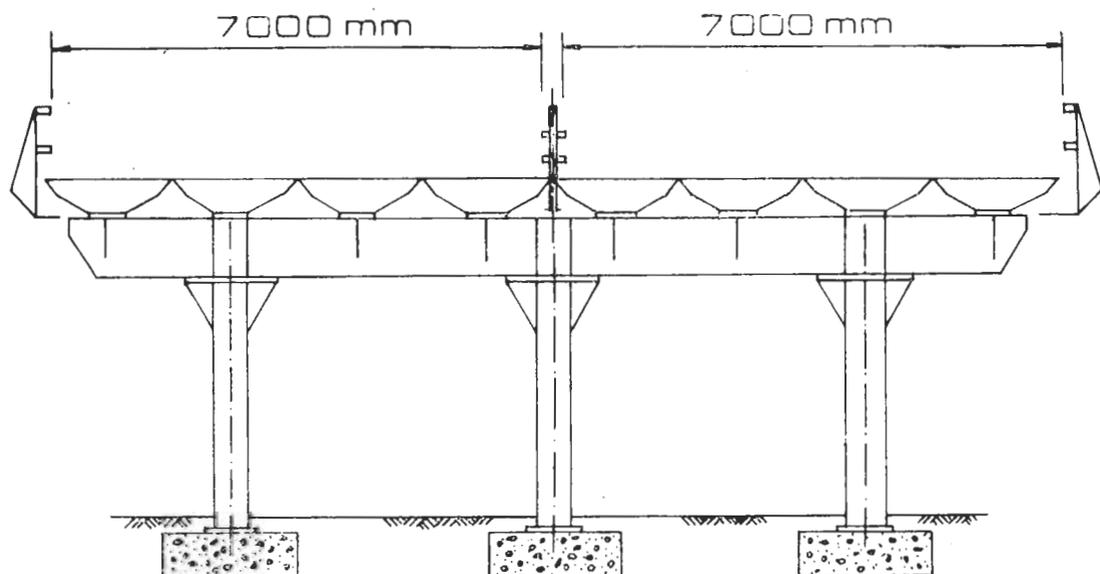


Foto 4. Los trabajos prosiguen día y noche, ajustándose a un programa.



Foto 5. El mismo cruce 38 horas después, el domingo por la mañana. El viaducto compuesto de 4 carriles de circulación de abre al tránsito.





El espaciamiento entre las juntas fijas fluctúa desde 48 a 72 m.

Las armaduras aporticadas rígidas fijas se obtienen normalmente por conexión de momento situadas a nivel del suelo.

Para cruces sobre niveles temporarios también podemos usar tirantes para obtener las armaduras aporticadas fijas.

1.4.2. Columnas centrales

Los otros soportes usados comúnmente son las columnas centrales (cabeza de martillo). Estos soportes están todos fijados rigidamente a las fundaciones y tienen una sección cuadrada.

1.5. Vigas del Puente y Elementos del Camino

Las vigas del puente, cuyas cabezas superiores se ejecutan con placas ortotrópicas, son vigas de alma llena derechas o curvas, dependiendo de las necesidades del trazado de los cruces sobre nivel. Las vigas del mismo tipo son todas idénticas.

Nuestros tipos estandarizados son, no obstante, restringidos. La longitud, dependiendo del tipo, varía entre 24 a 25 m aproximadamente y se impone por curvatura, especificaciones estándares u ordenanzas de transporte.

Los anchos varían entre 1,5 m, 1,75 m o 6 pies.

Para los modelos de exportación, la longitud estándar es de 24 m y el ancho es de 1,75 m permitiendo que estos dos elementos formen una trocha de 3,5 m de ancho.

Para satisfacer las necesidades del trazado se pueden obtener vigas de alma llena curvas con diferentes radios. Los radios más usados están entre 100 y 150 m.

La placa de la cubierta ortotrópica se obtiene atesando longitudinalmente la cabeza superior de las vigas del puente con travesaños en forma de H (doble T).

Esos travesaños están sostenidos transversalmente cada 3 m por canales conectados con chapas de nudo a los canales de las vigas adyacentes. Estos canales, junto con las vigas maestras, forman un plano de emparrillado ortotrópico de aproximadamente 24 m de largo y tan grandes como el puente.

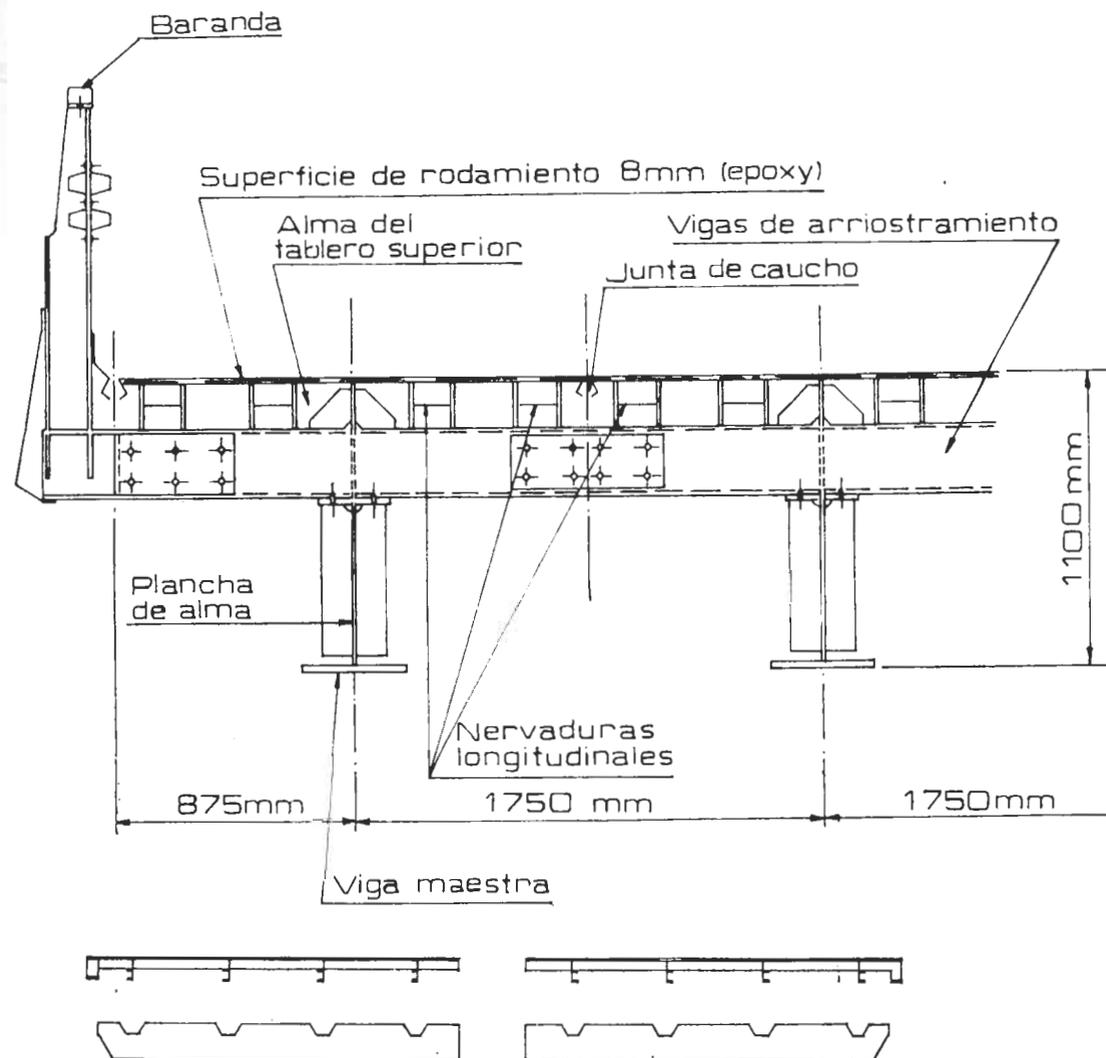
Usando ménsulas especiales fijadas al extremo de 2 vigas de puentes cantilevers es posible obtener fácilmente luces entre 15 a 33 m. Se obtienen luces mayores usando vigas no estandarizadas.

Los elementos del camino están separados en cuatro partes para permitir un transporte económico.

Las vigas destinadas para exportación tienen un empalme vertical en su centro, resultando en dos secciones de 12 m para vigas de 24 m de largo.

Normalmente, hay también un empalme horizontal separando la cabeza superior ortotrópica del alma para mejorar las posibilidades de almacenamiento. El montaje de esas cuatro partes por abulonado da como resultado los elementos del camino (vigas del puente) de 24 m de largo, 1,75 m de ancho y aproximadamente 1,1 m de alto.

Los elementos del caminos curvos tienen un alma llena curva y los bordes de las cabezas son paralelos al eje del alma.



EMPALMES VERTICALES Y HORIZONTALES ANTES DEL MONTAJE (MODELOS DE EXPORTACION)

1.6. Elementos de los Costados

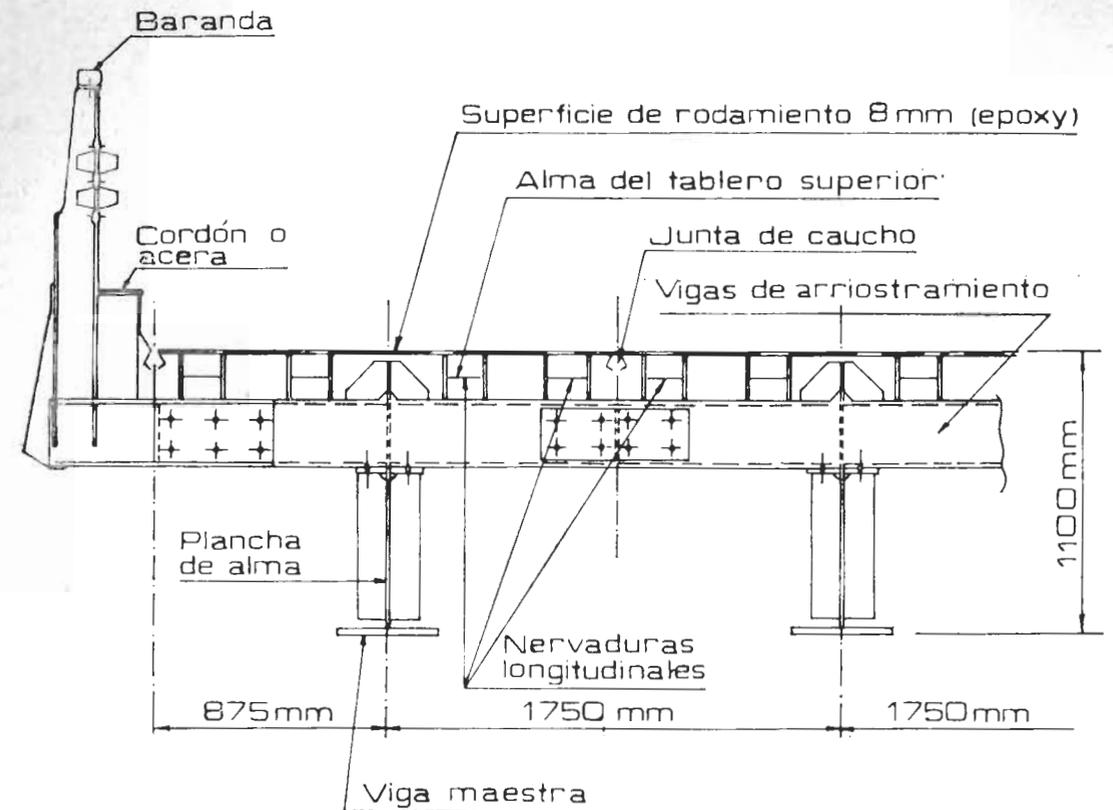
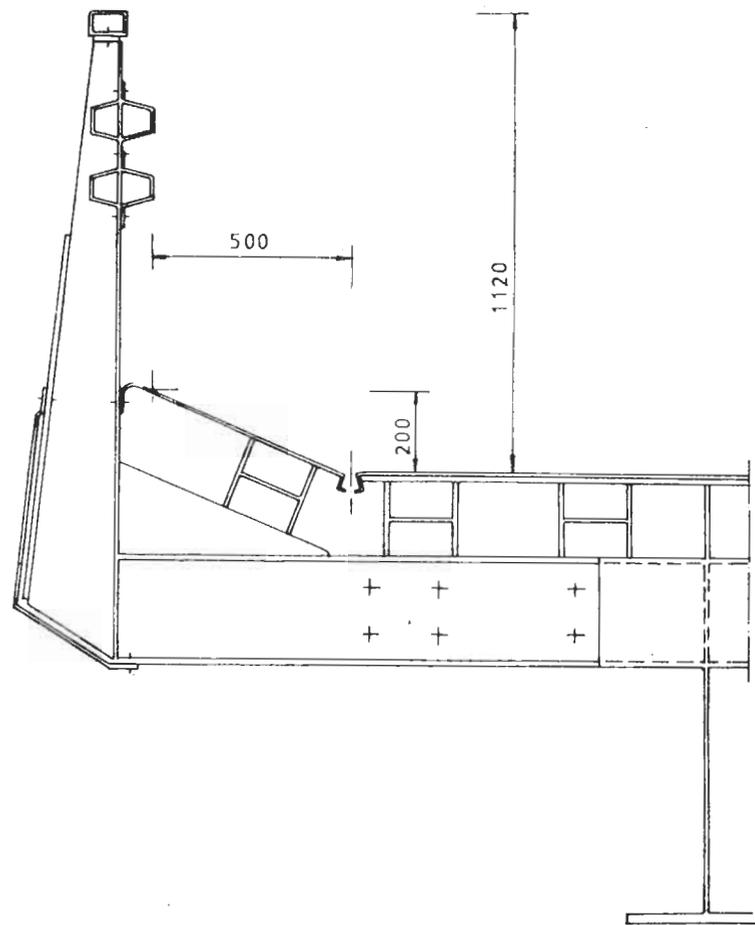
Los elementos de los costados se abulonon a los extremos abiertos de los canales transversales de las vigas maestras. Los elementos de los costados consisten en parapetos con barreras de guías adicionales para contener y redirigir los vehículos errantes. Si se necesitan veredas, aconsejamos separarlas de las trochas de tránsito por parapetos adicionales.

El uso de pasarelas sobre los cruces en áreas muy congestionadas debe, no obstante, ser desaprobado en general. Cuando sólo se necesita una pequeña senda de servicio se pueden proveer cordones.

Según algunas especificaciones estándares el uso de cordones sobre las calzadas también es desaconsejable por razones de seguridad, economía y simplicidad.

En caso adicional de que se desee un espacio libre entre la trocha de tránsito y la baranda de seguridad sin usar un cordón, sugerimos el uso de una superficie de acero con una ligera subida.

Las placas blancas prelacadas sobre ambos costados externos ponen de relieve el aspecto curvilíneo de nuestros cruces sobre nivel y crean un efecto de contraste estético con el color marrón oscuro del acero "weathering" que está sin pintar.



Si se desea se puede pintar el puente en casi todos los colores tales como azul oscuro, verde, gris o marrón claro para hacer juego con los entornos.

Las rampas de acceso, aproximadamente 25 m de largo, tienen generalmente una pendiente del 5 al 6 %.

CAPÍTULO 2

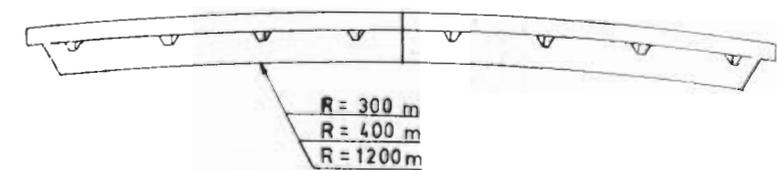
CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO GEOMÉTRICO

2.1. Pendientes y Perfil

Dependiendo de la altura libre necesaria, que generalmente se encuentra entre 4,8 m a 5,2 m y el largo longitudinal obtenible, y la velocidad máxima permitida, son posibles diferentes perfiles.

Si no hay impedimentos financieros o de situación, el mejor perfil para altas velocidades se obtiene con elementos rectos, comenzando con una pendiente desde el 6 % y cambiando cada 24 m a 1 %. De esta manera, el cruce sobre nivel tendrá una longitud de alrededor de 360 m. Dejando inclinaciones diferenciales mayores es posible obtener cruces más cortos pero se debe recomendar de 2,5 a 3 % como límite para asegurar una fácil conducción.

También es posible limitar la longitud de los cruces usando elementos del camino curvos ver-

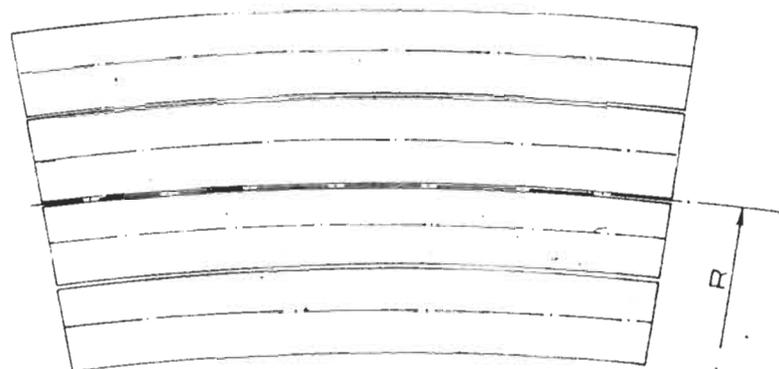


ELEMENTOS CURVOS VERTICALES TÍPICOS



Puente en arco sobre la confluencia Escalda-Rhin en Bath.

ELEMENTOS CURVOS



ticales. Algunas de las posibilidades se encuentran en las siguientes páginas.

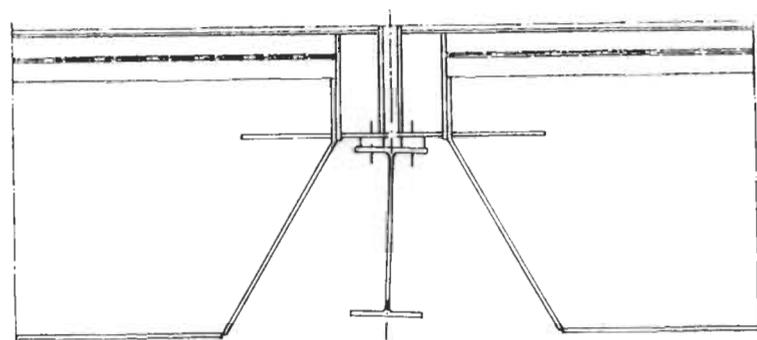
2.2. Trazado

Las condiciones del tránsito y los impedimentos de situación local limitan generalmente los mejores trazados obtenibles.

No obstante, usando elementos curvos horizontales con diferentes radios en combinación con los elementos rectos usuales usados como tangentes, es posible obtener trazados satisfactoriamente uniformes.

Los elementos curvos más comúnmente usados en los cruces del centro de la ciudad tienen radios de 100 o 150 m.

La longitud de esos elementos del camino varían desde la posición interior a la exterior y fluctúan desde aproximadamente 20 a 24 m.



APOYOS CON NEOPRENO CON DIMENSIONES VARIABLES

Esas vigas curvas se obtienen curvando el alma llena y alineando los bordes de las cabezas paralelos al eje del alma.

2.3. Taludes Transversales - Superelevación - Combadura

2.3.1. Taludes Transversales

Los taludes transversales necesarios para proveer un drenaje adecuado son limitados y de alrededor de 0,5 % entre cada elemento del camino.

Este abovedamiento del pavimento se obtiene dimensionando adecuadamente las almohadillas de teflón que se encuentran entre los travesaños de soporte y la vigas del puente.

2.3.2. Superelevación

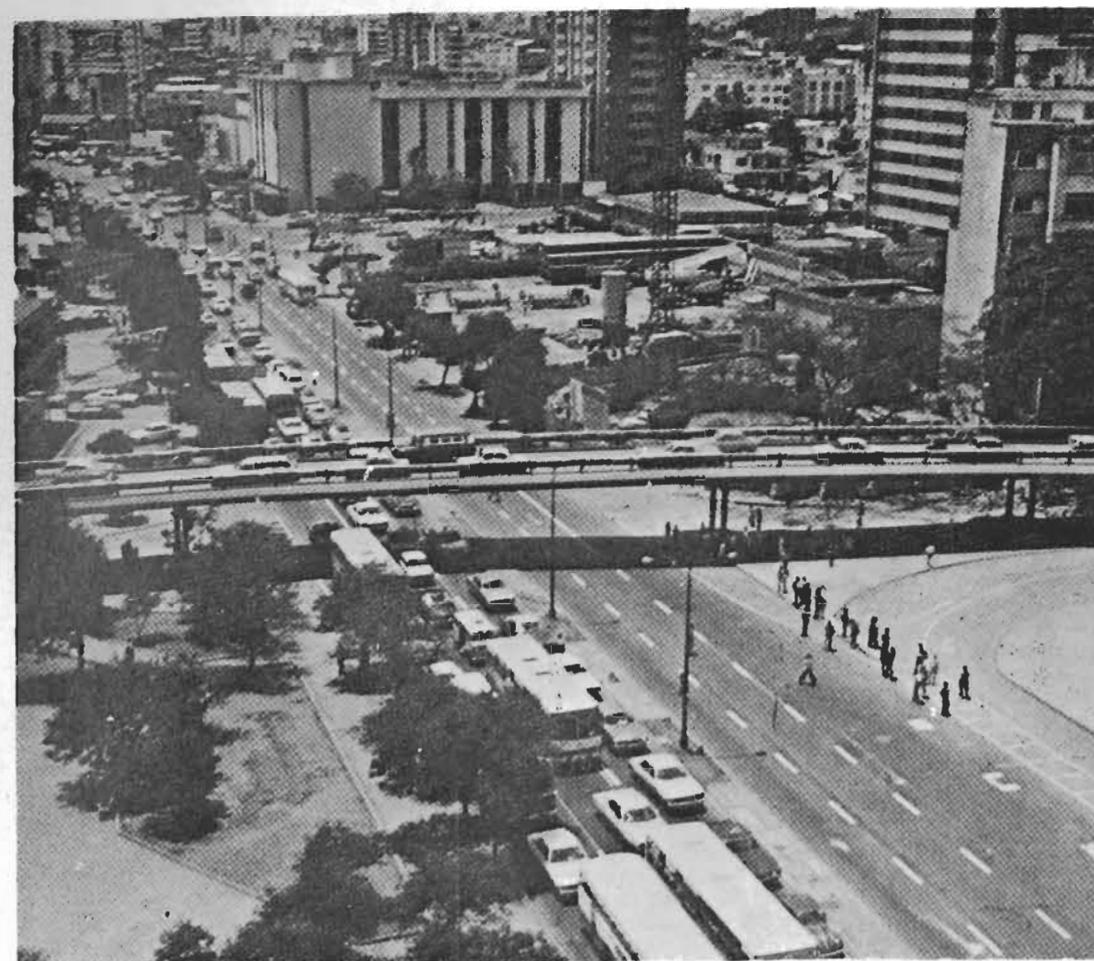
Cuando el cruce tiene un trazado curvo horizontal se provee una superelevación.

Dependiendo de la curvatura usada, la velocidad permitida y las condiciones atmosféricas prevalecientes, esta superelevación varía generalmente entre 6 y 8 %.

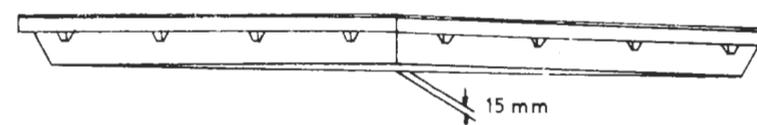
Tal superelevación se obtiene inclinando adecuadamente los travesaños de los soportes.

2.3.3. Combadura

Las deflexiones iniciales se incorporan a las vigas del puente para eliminar los feos efectos geométricos, mejorar el drenaje y dejar espacio para las curvas verticales y los taludes transversales en la superficie del camino.



Cruce salvado en un fin de semana. En igual tiempo se construyeron viaductos en Bruselas, Diegem, Gante, Caracas y Teherán.



COMBADURA DEBIDA AL PESO PROPIO



Puente colgante sobre el canal Alberto, en Godsheide-Hasselt.

Esta combadura se puede obtener combando la cabeza superior o por un diseño adecuado del empalme central.

La combadura recomendada depende de los códigos usados.

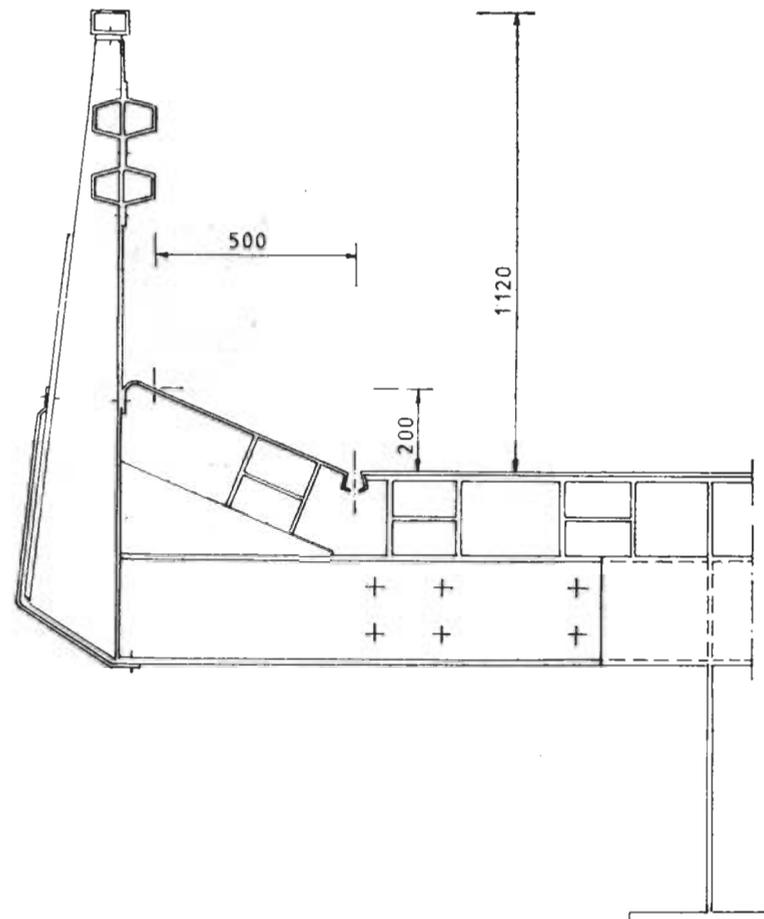
2.4. Número de Trochas - Ancho de la Calzada - Revestimiento

El número de trochas es generalmente un término medio entre el volumen de tránsito pronosticado, la velocidad y las condiciones locales.

El ancho de la calzada depende del ancho del afirmado y de los anchos usables de banquina que dependen de los códigos usados.

Nuestros elementos del camino usuales tienen anchos de 1,5 m, 1,75 m y 6 pies, lo que permite anchos de trochas de 3 m, 3,5 m y 12 pies, lo que permite a nuestro sistema cumplir con todos los códigos internacionales. Los anchos de trocha usuales son de 3,5 m.

Instalando un múltiplo de 2 vigas es posible construir cruces de 2, 3, 4 y 6 y trochas múltiples.



Por razones de seguridad se recomienda instalar una baranda entre los flujos de tránsito opuestos.

2.5. Espacios Libres Verticales y Horizontales Altura Libre

Dependiendo de los códigos usados y de los hábitos locales, la altura libre fluctúa desde 4,8 a 5,2 m.

Espacio Libre Horizontal

Además de los anchos de banquina, algunos códigos requieren un espacio libre horizontal mínimo desde el borde de la trocha de tránsito a la cara del parapeto o baranda. Las distancias fluctúan desde 0 a 50 cm.

Cuando este espacio libre es requerido, se obtiene, generalmente, emplazando un cordón más una parte plana (chapa) adicional.

Si el cordón está prohibido sugerimos inclinar ligeramente esta superficie de acero adicional entre la trocha de tránsito y la baranda.



Viaducto desmontable en el boulevard Em. Jacqmain, Bruselas.

2.6. Cruces a Diferentes Niveles

En los empalmes importantes podría ser necesario construir dos cruces sobre nivel cada uno en diferente altura.

No hay objeción en construir tales cruces siempre que se construyan soportes especiales.

CAPÍTULO 3

CONSIDERACIONES SOBRE EL DISEÑO ESTRUCTURAL

Los cálculos de diseño para nuestros cruces sobre nivel ya fueron hechos para diferentes códigos internacionales tales como las especificaciones belgas, alemanas, americanas, francesas y británicas.

- En Bélgica fueron diseñados dos tipos de cruces sobre nivel dependiendo de las cargas de tránsito admitidas. Por cierto, en los centros de las ciudades donde no se permiten camiones con remolques pesados sería antieconómico diseñar los cruces para cargas de camiones más pesados.
- Los códigos más comúnmente usados para nuestros modelos de exportación son las es-

pecificaciones de EE.UU. AASHTO con su carga de camiones más pesados, designada HS 20-16.

También se hicieron los controles de sismos y fatiga.

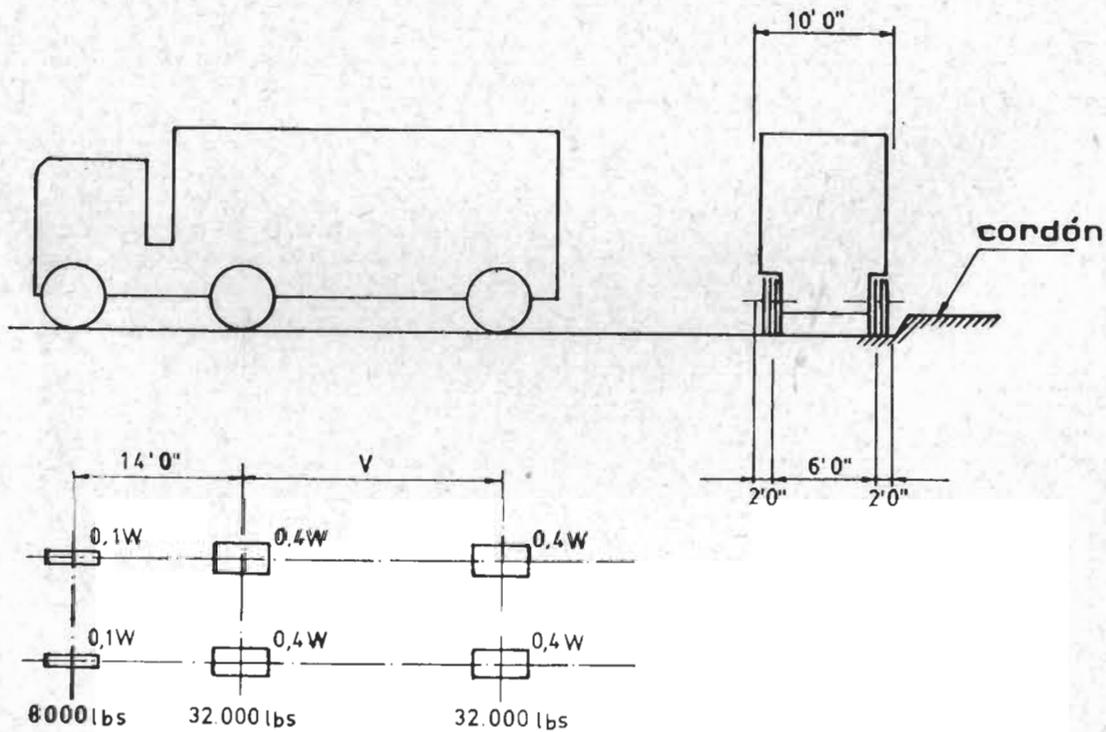
- El diseño de acuerdo a las especificaciones alemanas se basó en la norma DIN 1073 para el cálculo de puentes de acero y la norma DIN 1072 para las cargas teniendo en cuenta el tren tipo móvil KI-30.
- El diseño de acuerdo a la carga británica PS 153 parte 3A usaba la carga HA y también fueron controladas para la carga HB de 35 unidades.
- Los diseños para cargas específicas pesadas hasta camiones de 70 t también fueron hechas en el pasado.

CAPÍTULO 4

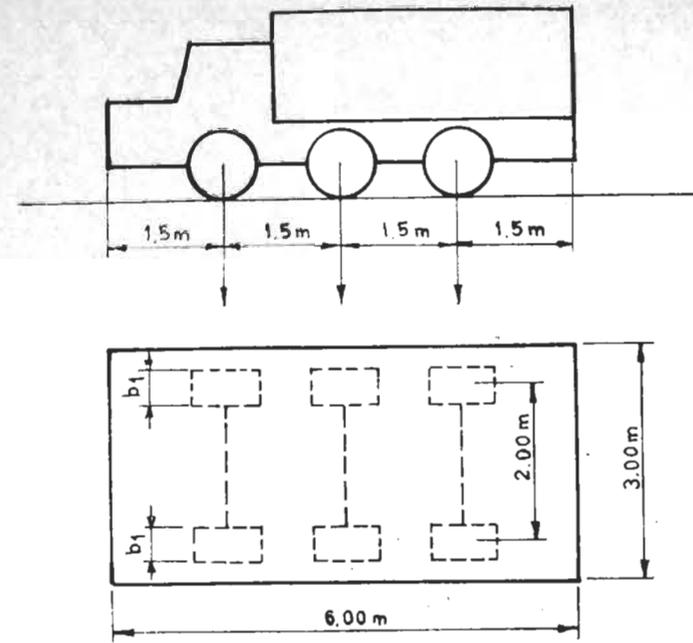
ADITAMENTOS

4.1. Iluminación

Se pueden proveer diferentes postes de iluminación dependiendo del ancho del cruce sobre



V = distancia variable 14 pies a 30 pies inclusive
Carga AASHTO - HS 20-44



nivel. Los postes se instalan, normalmente, cada 24 m.

En un cruce de dos trochas se instalan alternadamente y en uno de cuatro trochas con barrera central se instalan, generalmente, en las barreras divisorias centrales.

Son posibles varias combinaciones.

4.2. Barandas de seguridad y barreras divisorias centrales

Las barandas de seguridad se instalan siempre en los parapetos exteriores. Si aparece un flujo de tránsito opuesto, se recomienda proveer una barrera divisoria central con barandas de seguridad adicionales.

4.3. Cordones - Cunetas - Drenaje - Pasarelas

- Si se desea se pueden proveer cordones pero no son necesarios.

- Se pueden instalar drenajes y cunetas pero los taludes transversales los hacen, considerando la corta longitud de los cruces sobre nivel, superfluos.
- También se pueden proveer pasarelas pero se deben evitar por razones de seguridad.

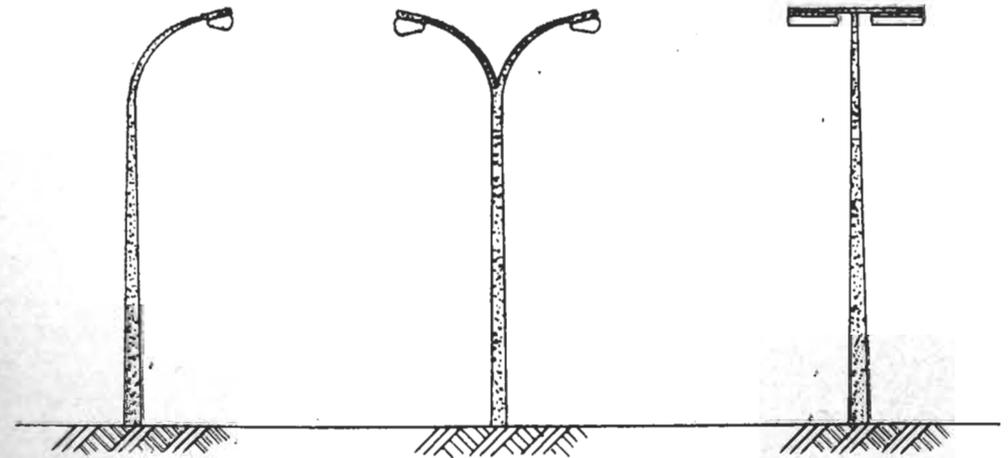
CAPÍTULO 5

DETALLES DE INFORMACIÓN GENERAL

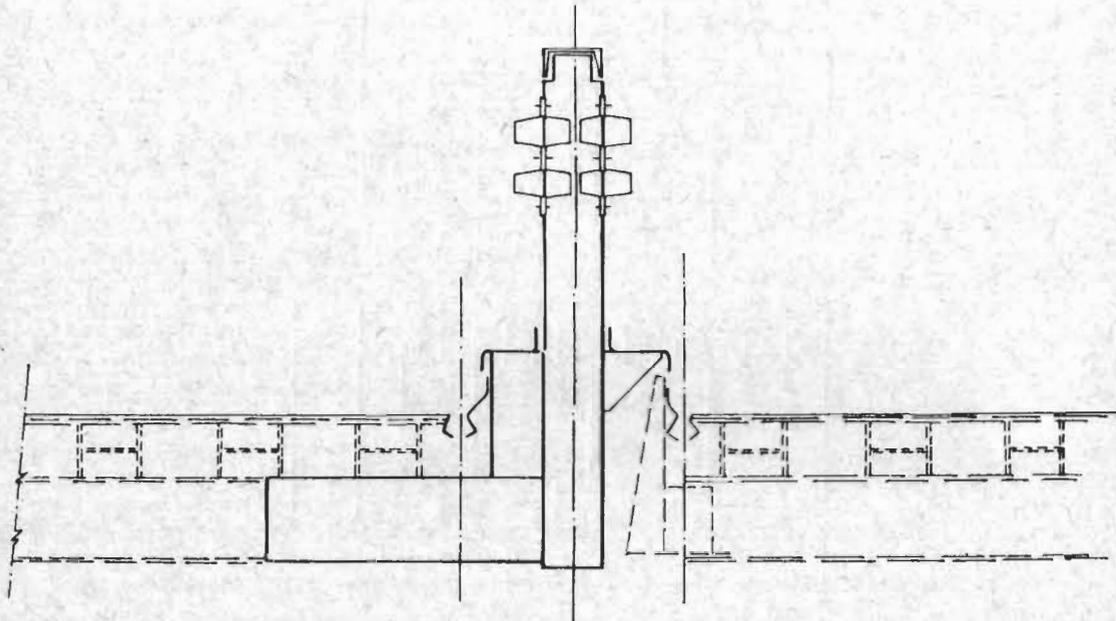
5.1. Material

5.1.1. Acero

- Existen diferentes posibilidades referentes al tipo de acero que va a ser usado.
- Se puede construir todo el puente usando aceros comunes de carbono (AE 235, AE 255, AE 355) que tienen que ser protegidos contra la corrosión por la pintura.

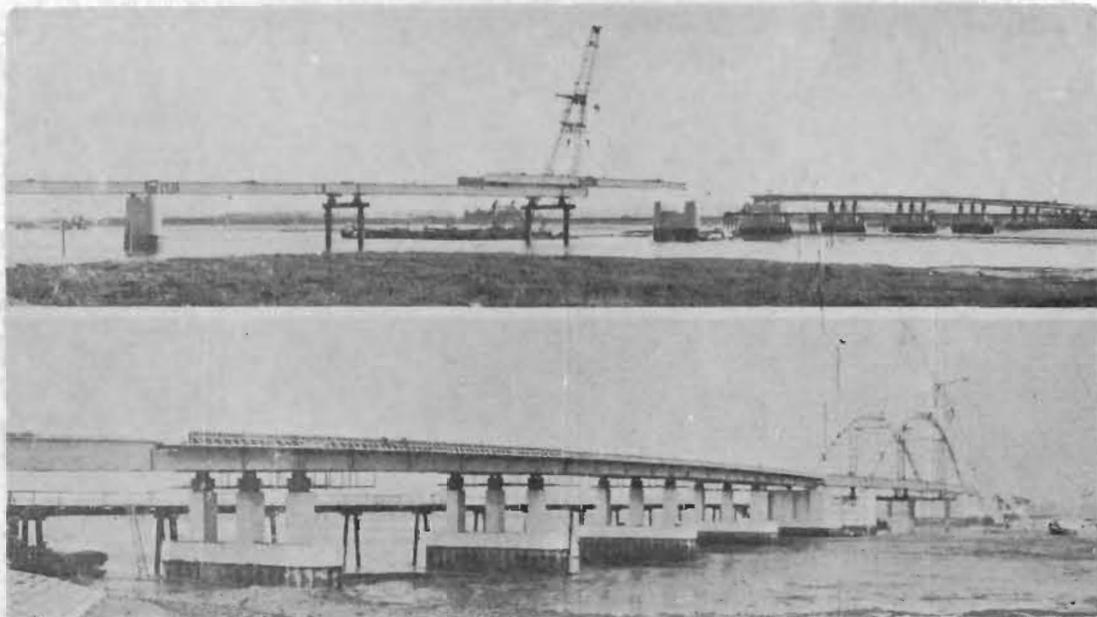


BARRERA DIVISORIA CENTRAL

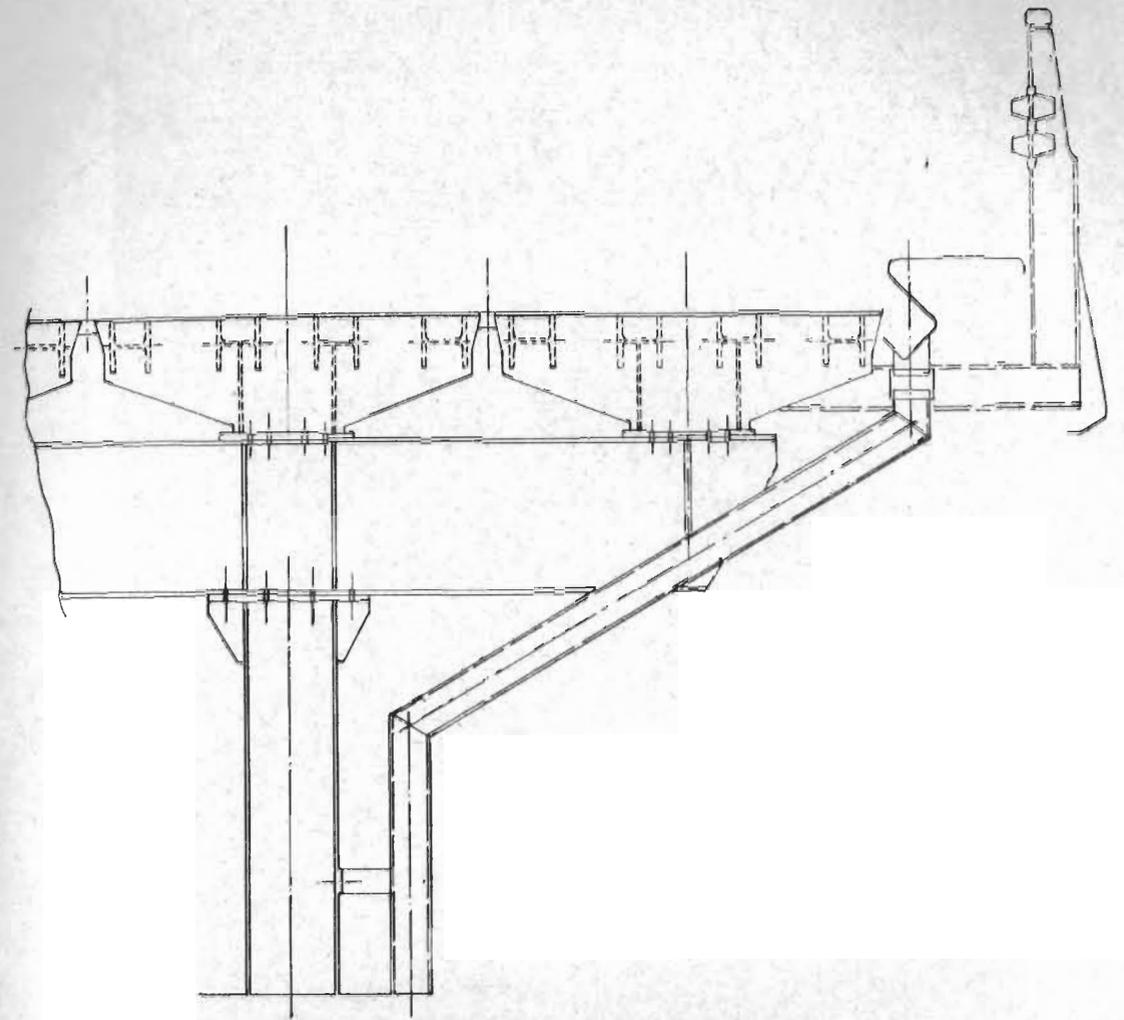


- La pintura no es necesaria si se usa un acero preparado para resistir las condiciones climáticas (weathering steel) (Ej. Corten, Petinax, Indadur, Riverten, etc.).
- Sin embarro, si se desea el acero "weathering" se puede pintar con colores que hagan juego con los entornos.
Este acero pintado tiene la ventaja de una mayor resistencia contra la corrosión y tiene

hasta cinco veces la resistencia a la corrosión de los aceros comunes pintados.
Como una pauta podemos dar los siguientes valores promedio para las características del acero "weathering".
Este acero está principalmente aleado con cobre.
La composición química media es la siguiente (valores en %). Estos valores dependen de



Puente sobre el Escalda Oriental, en Vossemeer.
Montaje del puente en arco.



diferentes factores tales como temperaturas, espesores, estructuras de acero, etc.

C	Mn	Si	P	S	Cu	Ni	Cr
0,12	0,30	0,40	0,07	0,05	0,20	0,20	0,30
máx	1,00	máx	0,12	máx	0,50	0,60	0,70

Propiedades mecánicas:

- Límite de elasticidad: mínimo 34 a 36 kg/mm²
 - Resistencia a la tracción mínima: 48 kg/mm²
 - Pandeo: radios de pandeo de 180°, longitudinalmente 2 a y transversalmente 2,5 a
 - Alargamiento ($L_0 = 5d$), 22 %
 - Prueba de resiliencia: Charpy V longitudinalmente 3,5 kg/cm² a 0°
- Gracias a este alto límite de elasticidad es casi equivalente al acero A52, permitiendo estructuras muy económicas.

Otra ventaja (si no se pinta) es su capa tratada para resistir las condiciones climáticas (weathering):

Formando una película de óxido adherente, este acero se autoprotege contra la corrosión, siendo el pintado y el mantenimiento superfluos.

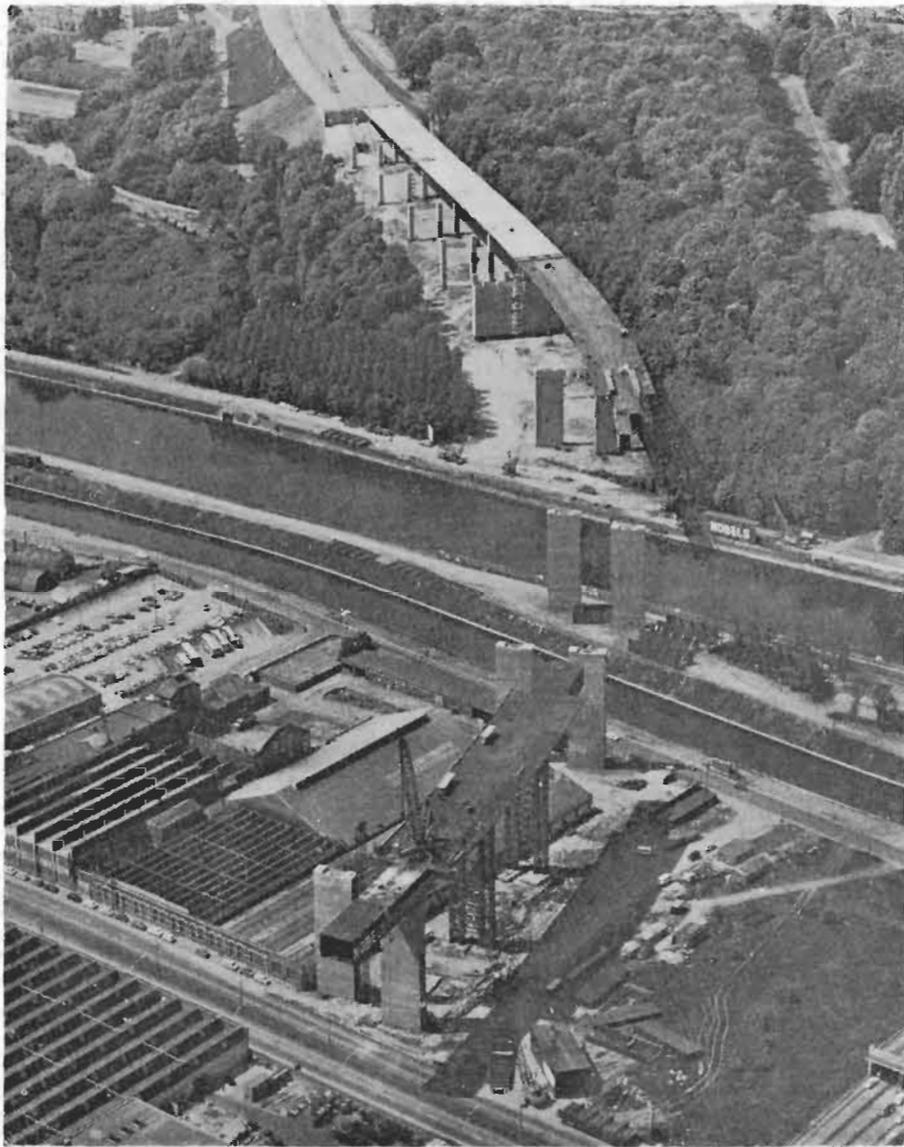
5.1.2. Juntas y soportes

Las juntas longitudinales entre los elementos del camino adyacente se rellenan con perfiles de caucho abiertos, especialmente diseñados para este propósito.

- Las juntas transversales espaciadas a alrededor de 25 m se rellenan con perfiles de caucho cerrados que permiten expansiones desde +20 a -20 mm.

En algunos cruces sobre nivel temporario esas juntas transversales se rellenan con fajas "compriband".

- Los soportes fijos y de expansión de las vigas de los puentes se realizan con pasadores y almohadillas de neoprena. El soporte fijo se



Montaje del puente sobre el canal marítimo en Vilvoorde.

obtiene fácilmente durante la erección agregando cuñas especiales.

El perfil transversal se obtiene usando almohadillas de neopreno cónicas.

5.1.3. Revestimiento del camino

La cabeza superior de las vigas del puente recibe un revestimiento especial en nuestros talleres.

Este revestimiento consiste en una capa de 8 mm de espesor aplicada en diferentes etapas.

Las capas son resinas epoxy rellenas con agregados seleccionados, principalmente piedras porfídicas.

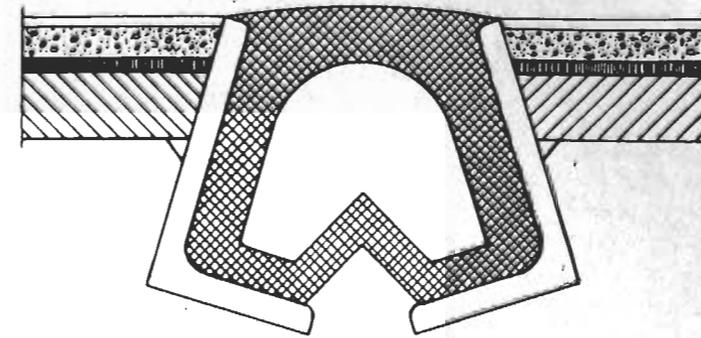
Dependiendo del grado de los materiales usados, la densidad fluctúa desde 1800 a 2300 kilogramos por metro cúbico.

Las diferentes capas se aplican después del chorreo con granalla y una cuidadosa limpieza de la cabeza superior.

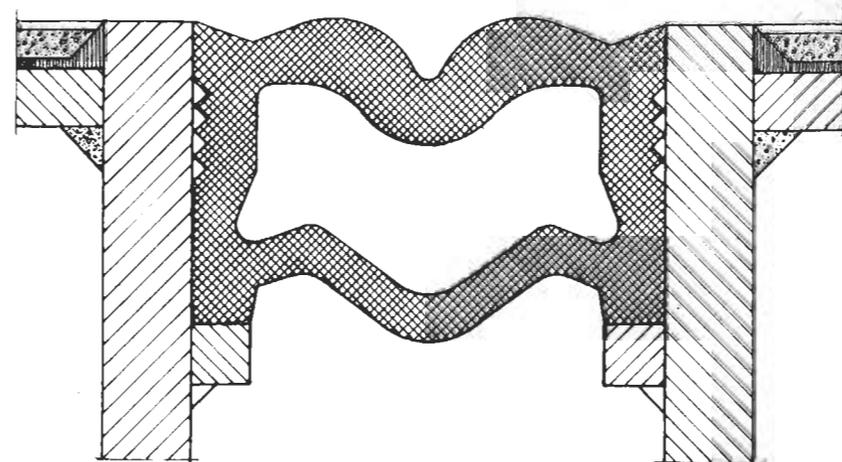
Como pauta se pueden dar las siguientes características para esos revestimientos.

Dureza: 54 a 127 N/mm² dependiendo de los agregados usados; ensayos en DIN 272.

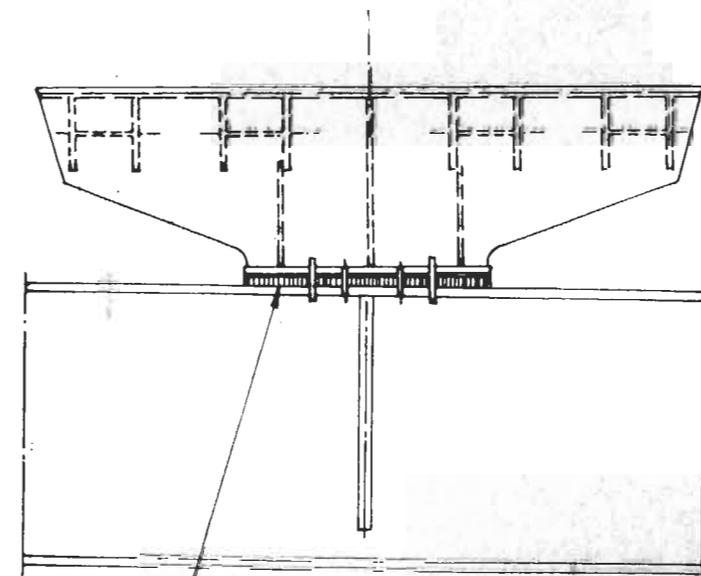
Resistencia al desgaste: de acuerdo a ciertos ensayos se obtuvo una resistencia media al desgaste de 0,03 mm por año.



JUNTA LONGITUDINAL



JUNTA TRANSVERSAL



APOYO FIJO O MOVIL

5.2. Información general**5.2.1. Transporte**

- Limitando el número de partes y debido a la uniformidad de los elementos y sus conexiones es posible obtener cargas estándares facilitando la organización del transporte.
- Fueron diseñados empalmes horizontales y verticales adicionales para permitir un fácil transporte. La longitud de los envíos se puede limitar a 12 usando un empalme vertical central.

Las posibilidades de almacenamiento sobre los botes o camiones se mejoraron usando un empalme horizontal justo debajo de la cabeza superior.

5.2.2. Erección

Gracias al cuidadoso diseño de nuestros elementos de acero el sistema se hizo modular y de muy rápida erección. Como ejemplo damos las características del cruce sobre nivel Montgomery Square, en Bruselas.

- Superficie aprovechable: 4050 m²
- Peso total: 1100 t
- Tiempo de erección: 42 h

Se pueden obtener fácilmente promedios de erección de 100 m² y más, como en Caracas (Venezuela).

5.2.3. Desmontado

Nuestro sistema modular permite un fácil desmontado sin dañar los elementos de acero.

Las diferentes partes se pueden reusar fácilmente y levantar el cruce en otro lugar.

5.2.4. Almacenamiento

Si el cruce sobre nivel se usa como temporario se puede almacenar fácilmente después de su desmonte.

En Bruselas (Bélgica) algunos cruces fueron ya levantados, desmontados y almacenados tres veces.

Esos cruces temporarios se usaron para facilitar el tránsito durante la construcción del subterráneo en el centro de la ciudad.

Fenómenos

de

Colapso:

Descripción

Doctor Ingeniero en Caminos

ANTONIO M. LÓPEZ CORRAL

Laboratorio del Transporte
y Mecánica del Suelo (*)

INTRODUCCION

El fenómeno del colapso, conocido también como hidrocompactación o subsidencia junto a la superficie, consiste, en esencia, en el asiento adicional que sufre un suelo cargado, propenso a tal fenómeno, bajo la influencia del agua.

El problema, en sí, tiene dos importantes facetas. Por un lado, está la ingenieril que tendrá que resolver la construcción de estructuras que sean capaces de aceptar los asientos previsibles, o, por el contrario, las diseñará para un determinado asiento máximo y evitará, mediante un tratamiento apropiado del suelo, que ese asiento se sobrepase. Por otro lado, la faceta económica resolverá la conjunción costo de la estructura - asiento admisible tratamiento del suelo. En cualquier caso, la presencia de este tipo de suelo lleva consigo un mayor nivel de dificultades tanto técnicas como financieras.

Los suelos que son susceptibles de sufrir asientos de colapso son extremadamente variados. Recientemente se ha llegado a la conclusión que cualquier suelo de estructura abierta, parcialmen-

(*) Transcripción del Boletín de Información N° 126/978.
Laboratorio de Transporte y Mecánica del Suelo.

te saturado, puede colapsar en determinadas condiciones. Entre ellos, ocupando un lugar destacado, se encuentran los resultantes de la meteorización del granito cuyo ejemplo más importante lo constituye, en España, las arenas del subsuelo de Madrid.

La magnitud de los asientos, que tanta importancia tiene desde el punto de vista económico, puede llegar a alcanzar hasta los dos metros, como ha ocurrido en los limos yesíferos de Aragón; son corrientes asientos de veinte a treinta centímetros bajo cargas de trabajo normales. Desde el punto de vista práctico, los únicos casos de importancia en el diseño de estructuras son aquéllos que muestran asientos suficientes para causar movimientos diferenciales que dañen la estructura.

Los mecanismos por los que se producen los asientos, han recibido muchas y variadas interpretaciones, dependiendo del suelo en cuestión. En todos son comunes factores físico-químicos cuya importancia relativa está condicionada por la de la fracción arcillosa. En todos ellos el resultado es la destrucción de la estructura, como consecuencia de la presencia de tensiones cortantes entre partículas de suelo que no pueden ser soportadas por la misma.

Los motivos que provocan los mecanismos que desarrollan la aparición del colapso pueden ser de diverso signo, pero en la mayoría de los casos se deben a la presencia de agua, cuyo origen puede ser debido a múltiples causas: rotura de conducciones, elevaciones estacionales del nivel freático, modificación de las condiciones de equilibrio de la humedad de un suelo, etc.

Para valorar la importancia del fenómeno del colapso a la hora del diseño de una construcción civil se han utilizado pruebas, tanto "in situ" como de laboratorio. Las pruebas "in situ" se han limitado casi siempre a inundaciones locales para tener un orden de magnitud de los asientos esperados. En el laboratorio, hasta fechas muy recientes, la variedad de ensayos tampoco ha sido grande; baste indicar que el doble ensayo edométrico, pese a sus innumerables errores y limitaciones, todavía se sigue utilizando como prueba básica. Los ensayos de tipo químico pese a su facilidad y rapidez apenas si se han utilizado.

Recientemente se está imponiendo la tendencia a separar el estudio de la influencia de los distintos factores que intervienen en el colapso. La tesis doctoral de **Fredlund** (5), que demostró teóricamente la existencia de dos tensores de tensiones independientes que intervienen en las ecuaciones de equilibrio de la estructura de un suelo, ha marcado una separación

en cuanto a la manera de actuar en los estudios de laboratorio de un suelo colapsible respecto a los que se hacían anteriormente a su publicación.

DESCRIPCIÓN DEL FENÓMENO DEL COLAPSO

El fenómeno de colapso junto con otros, como los levantamientos por la helada, licuefacciones, hinchamientos, retracciones, etc., forma parte de un término más amplio que podría denominarse "inestabilidad estructural". De momento nos limitaremos a exponer el concepto clásico de colapso de un suelo, dejando para más adelante la labor de intentar integrar el estudio de los suelos susceptibles de colapsar, en otro más general que comprenda la inestabilidad estructural.

Tradicionalmente se le ha venido describiendo como el asiento adicional que sufren determinados suelos, en estado no saturado, sometidos a una sobrecarga ante la presencia de agua. En casi todos los casos, el proceso de colapso es instantáneo o de corta duración.

Como puede apreciarse, las condiciones necesarias para que se produzca el colapso en un suelo son: existencia de una estructura potencialmente colapsible, la existencia de un estado tensional que no tiene porqué ser debido a una carga exterior, sino que puede estar provocado por la acción gravitatoria sobre el mismo suelo, y la deficiencia de humedad.

En el proceso de aparición del colapso cabe distinguir, a igualdad de los demás controles externos, dos formas de modificarse el grado de humedad. Estas dos formas son, esencialmente, saturación instantánea e incremento gradual, partiendo de un grado de saturación inicial, hasta llegar a la saturación. Hasta muy recientemente, los estudios de laboratorio que se han venido haciendo para evaluar la magnitud del colapso en un suelo propenso a tal fenómeno, se limitaban exclusivamente a simular una historia tensional del suelo que terminaba en la saturación del mismo. Últimamente, se viene utilizando el criterio de que el diseño o condicionamiento de una estructura bajo estas circunstancias, puede resultar muy desfavorable y antieconómico por lo que ahora se considera que para valorar la magnitud del asiento de colapso en un suelo, es necesario hacer un estudio de la trayectoria de tensiones que va a sufrir a lo largo de su historia.

La deformación de los suelos colapsibles saturados de agua, pasa a través de varias fases con forme se incrementa la carga sobre estos suelos. Con cargas nulas a la presión inicial tiene lugar la fase de compactación primaria debida al decrecimiento de volumen de los poros sin rotura de los enlaces estructurales; posteriormente ocurre la

fase de colapso, que está caracterizada por la rotura de los enlaces estructurales y un agudo incremento de las deformaciones sin un considerable incremento de presiones; finalmente, tiene lugar la fase de deformaciones de corte y de progresivo flujo del suelo.

Un humedecimiento gradual a largo plazo de un estrato de suelo colapsible que se encuentra en el estado natural de tensiones (peso muerto del suelo), provoca un asentamiento en la superficie, inducido únicamente por la compactación de la parte interior del estrato, empezando a partir de la profundidad del estrato donde la presión, causada por el peso del suelo que se encuentra encima es igual a la presión inicial.

Cuando la superficie del suelo está cargada, la inundación gradual prolongada del suelo causa un colapso que ocurre debido a la compactación de los estratos del subsuelo comprendidos en dos zonas a lo largo de la profundidad; la zona superior, adyacente a la base de la cimentación y que tiene un espesor que depende de sus dimensiones y de la carga que actúa sobre ella y la zona inferior de la que hablamos anteriormente.

Entre las dos zonas de deformación aparece una zona pasiva que no participa en el proceso del colapso. En el caso de cargas grandes la zona superior puede integrarse con la inferior, estando entonces la zona pasiva ausente.

En las zonas donde los movimientos verticales (colapso) no son uniformes en planta, aparecen simultáneamente movimientos horizontales en el estrato de suelo; estos movimientos están dirigidos hacia el centro de un frente de inundación y forman una zona de compactación y de aflojamiento dentro de la cual aparecen fisuras verticales.

Aunque como veremos posteriormente el fenómeno del colapso puede manifestarse sin necesidad de que varíe el contenido de humedad, en la práctica cualquier control externo que no modifique el estado tensional y que influya sobre el colapso irá acompañado siempre de una variación del grado de saturación del suelo. La influencia de cada uno de los factores que intervienen en la magnitud del colapso se verá más adelante; ahora simplemente nos limitaremos a indicar cuáles pueden ser los motivos de la modificación del estado de humedad del suelo. Estos son:

a) Para el desecado:

- Simple evaporación por la superficie de un suelo descubierto.
- Evapotranspiración de árboles y plantas. Es conocido también que las plantas tienen una succión potencial muy alta, producen un potencial de desecación considerable y

las raíces bajan al nivel freático a obtener humedad. Por supuesto que la desecación no es debida únicamente a los árboles, sino que son muchas las plantas que tienen un extenso sistema de raíces a gran profundidad. Cuando se destruye esta vegetación o se quita, el suelo se humedece con las siguientes apariciones del colapso.

— La presencia de estructuras que transmiten a su alrededor energía en forma de calor, puede provocar una desecación del suelo que cesa cuando se elimina la fuente calorífica, con el consiguiente peligro de colapso si la estructura del suelo lo permite.

b) Para el humedecimiento:

- Inundación local de los suelos por precipitación.
- Filtraciones de agua debidas a roturas de conducciones, tanto de aguas potables como residuales, y obras de drenaje alrededor de la estructura, particularmente en el caso de carreteras y aeropuertos.
- Elevación del nivel freático y zonas de saturación capilar.
- Variación gradual del contenido de humedad como consecuencia del cambio del régimen superficial por la construcción de un edificio, o una membrana relativamente impermeable como una carretera, que reemplazan a una vegetación previa. El fenómeno de modificación gradual de humedad se da, asimismo, en la construcción de terraplenes.
- Irrigación de suelos en terrenos cercanos.

ESTRUCTURA DE LOS SUELOS COLAPSIBLES. MECANISMOS DE COLAPSO

Los posibles mecanismos, a nivel estructural, que producen el colapso, varían con la gran variedad de materiales y depósitos que pueden sufrir este fenómeno. Para que el colapso ocurra el suelo debe tener una estructura que tienda por ella misma a producir esa acción. En los casos de estructura granular, los granos deben ser mantenidos por algún material o fuerza que debe ser susceptible de eliminación o reducción ante la presencia de agua. Cuando el soporte se elimina, los granos se deslizan (corte) hasta ocupar los espacios vacíos.

Se podrá aplicar plenamente la ecuación que nos da la resistencia al esfuerzo cortante en función del ángulo de rozamiento interno ϕ , las presiones efectivas σ' y las fuerzas moleculares de atracción, repulsión y cementación c' ($\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi$). Algunas veces la

ϵ' puede desprejarse pero en otras ocasiones estarán presentes todos los factores.

En muchos casos la resistencia temporal es debida a tensiones capilares o está relacionada con ellas. Al secarse el suelo, el agua se queda en los pequeños espacios que existen en los contactos entre los granos como se muestra en la figura 1.

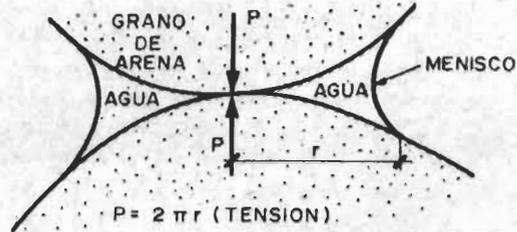


Figura 1 — Presión de contacto producida por capilaridad.

El contacto del agua y aire en estos espacios capilares hace que el agua esté sometida a tensión. Así, el exceso de presión de agua, u , en la expresión $\sigma' = \sigma - u$ se convierte en negativa y las presiones efectivas se hacen mayores que las presiones totales aplicadas por la carga. Esto incrementa la resistencia aparente del suelo. Sin embargo, la adición de agua reduce el efecto beneficioso. Si el suelo es poroso, puede producirse un rápido decrecimiento de volumen.

Se ha calculado que para arenas finas las presiones intergranulares efectivas máximas debidas a las películas de humedad son del orden de 0,14 kg/cm². Para limos no saturados (0,02 a 0,002 mm) las presiones efectivas varían entre 0,35 kg/cm² y 3,5 kg/cm².

Considerando la suma de todas las fuerzas que pueden estar presentes, las debidas a capilaridad y a la gravedad pierden importancia respecto al total, cuando los granos alcanzan el tamaño de la arcilla. En este tamaño, las fuerzas de ósmosis, Van der Waals y atracción molecular son relativamente más importantes. Además de los cambios en las importancias relativas de las distintas fuerzas, los suelos normales son mezclas de suelos y de tamaños. Así, pues, para explicar las diversas situaciones que se pueden presentar, se establecen diversos modelos que se dan a continuación.

Algunos materiales colapsibles están formados por arenas con algunos enlaces de limo. Las fuerzas capilares son del tipo de la figura anterior aplicadas a los contactos limo-limo y a los contactos arena-limo como se muestra en la figura 2.

Cuando los granos están rodeados de arcilla la historia del suelo se hace importante y se

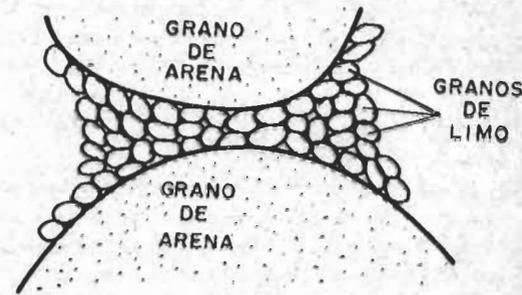


Figura 2 — Ordenamiento esquemático de granos de arena y limo.

pueden presentar diversas ordenaciones. La arcilla puede estar formada "in situ" por autogénesis o haber sido transportada. Las arcillas autogénicas pueden haberse formado por reacción del agua de lluvia o de superficie con los feldespatos. Una de las ordenaciones posibles cuando la arcilla se forma "in situ" se muestra en la figura 3.

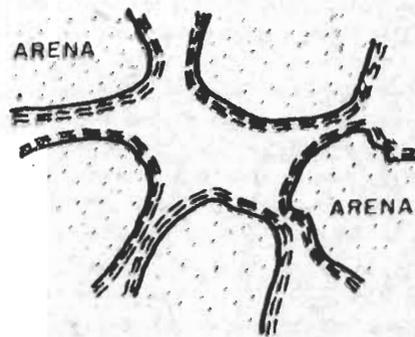


Figura 3 — Ordenamiento esquemático con agregados de partículas de arcilla.

Como se puede apreciar, el ordenamiento, que estaría afectado por la estructura original del cristal de los granos, es paralelo.

Bajo condiciones de desecación este tipo de estructura podría tener una resistencia considerable. La adición de agua causaría la separación de las partículas de arcilla, produciendo, así, una pérdida de resistencia.

En zonas de grandes chubascos la arcilla autogénica podría lavarse pero cuando los agnaceros son pequeños es posible que el efecto sea inferior. Si las partículas de arcilla estuviesen dispersas en el fluido de los poros se podría desarmar la situación de la figura 4.

Inicialmente los movimientos Brownianos mantenían los granos finos uniformes distribuidos. Al irse evaporando el agua, se retira a los pasajes más estrechos entre los granos más grandes llevando los sólidos con ella. Knight encontró con el microscopio electrónico que las partículas de arcilla se agrupan finalmente alrededor de los

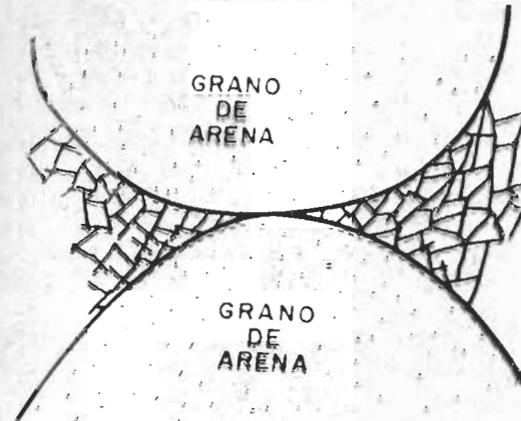


Figura 4 — Disposición esquemática de soportes entre granos.

contactos en un ordenamiento pocas veces floclado. Aunque un ordenamiento cara a cara es teóricamente posible, no suele ocurrir debido a que la evaporación, al concentrar los iones disueltos en el fluido, tiende a producir la floclación. Una adición posterior de agua tendería a diluir la concentración de iones. Las uniones resultantes soportan y mantienen los granos aislados. Tensiones capilares de cierta magnitud pueden estar también presentes. Cuando se añade agua, las tensiones capilares se liberan y la concentración de iones en el fluido se reduce. Esto incrementaría las fuerzas repulsivas existentes entre partículas como se muestra en la figura 5.

En la estructura floclular dos granos cualesquiera tendrían porciones a varias distancias de

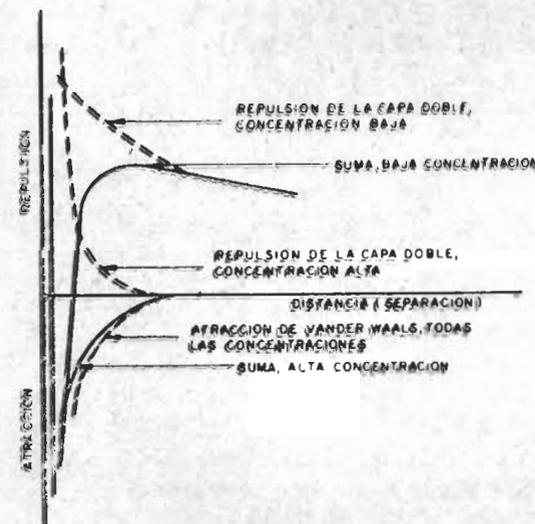


Figura 5 — Energías de atracción y repulsión a concentraciones altas y bajas de iones.

separación. A una concentración alta de iones todas las partes serían atraídas mientras que a una baja concentración una porción podría encontrarse a una distancia que produjese una repulsión neta. El cambio en la concentración de iones podría, de esta forma, producir un cambio en el efecto cohesivo y de soportes de las uniones de arcilla. La proporción de la pérdida total de resistencia que esto representa varía con la magnitud de los otros elementos de resistencia que se pierdesen.

La situación no es realmente tan clara, Warkentin y Jons encontraron que a índice de poros constante, la caolinita y la montmorillonita tenían mayores resistencias al corte con concentraciones menores de sales. Puede ser que el índice de poros y la temperatura cambien cuando la concentración de sales cambie "in situ". Parece que la resistencia a consolidación causada por la presencia de las uniones de arcilla es una función de la concentración de sal, del índice de poros dentro de la estructura de arcilla y, probablemente, de la temperatura. La influencia de la temperatura se ha podido comprobar en muchas arcillas que expanden al enfriarse (Jiménez Salas [7]). La estructura floclada de la unión de arcilla no es el único ordenamiento posible en la arcilla. La arcilla puede haberse formado en agregaciones que podrían actuar como granos en estructuras flocladas como las de la figura 4 y podrían producir sus propias tensiones capilares similares a las de los granos de limo.

En el caso de "mud flows", donde el contenido inicial de agua no es mucho mayor que el requerido para lograr la condición fluida, la concentración de iones es probablemente alta, e incluso, la constante acción de corte del movimiento no puede mantener un ordenamiento disperso. Así pues, las partículas de arcilla tenderían a agruparse alrededor de los granos sueltos en la estructura floclada. Al progresar el secado, parte de la arcilla sería cogida entre los granos y otra sería sostenida en las cavidades adyacentes a los granos sueltos (Ver figura 6.)

La porción atrapada de la arcilla a baja presión estaría en un estado floclado con una fuerza atractiva resultante y una resistencia estructural (Baill defiende que la cantidad de arcilla para el máximo colapso es del 12 por ciento del sólido total). Esta situación podría producir una estructura de suelo desecado que fuera bastante resistente a los asientos a baja presión. Pero mientras esté todavía desecando, un gran incremento de carga podría cambiar la estructura de arcilla a una ordenación casi paralela y producir un considerable asiento.

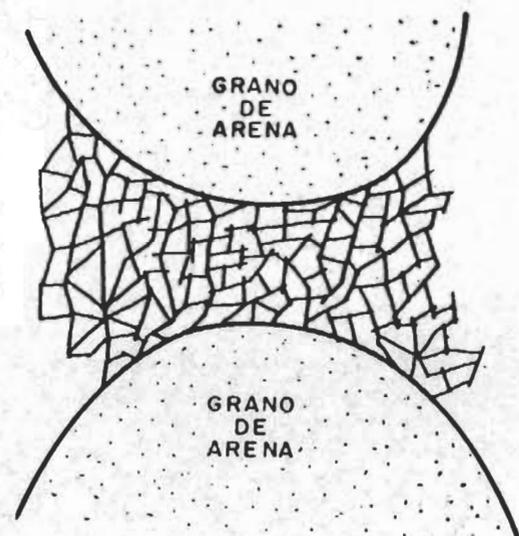


Figura 6 — Separación tipo "Mud Flow".

Al ser el tamaño de las partículas de arcilla inferiores al de las arenas, las fuerzas capilares contribuyen en una porción inferior en el total de las fuerzas presentes. Considerando las figuras 3, 4 y 6, si la superficie del agua está fuera de las uniones de arcilla, las fuerzas capilares serán todavía efectivas. Sin embargo, si la superficie natural del agua se retira al interior de la estructura de arcilla, entramos en una situación compleja al nivel microscópico. Las partículas de arcilla varían, en tamaño, desde 10.000 Å a 100 Å. Las moléculas de agua son de 2,5 Å. El estrato de agua adsorbida no líquida para la montmorillonita sódica es de unos 7,5 Å cambiando gradualmente a agua fluida en unos 100 Å de espesor. Para la montmorillonita cálcica estas dimensiones para el agua adsorbida son de 10 Å cambiando a 15 Å para la líquida. Los espesores para la caolinita e illita son de la misma magnitud. Mientras las características de esta agua límite sean diferentes de las del agua libre, el efecto de la tensión de superficie estará todavía presente. Esto sería especialmente cierto si hubiese más agua presente que la cantidad que pudiese ser adsorbida. Así, pues, se puede esperar que las fuerzas capilares pueden ser relativamente importantes cuando el contenido de agua es muy pequeño. La magnitud dependerá del tamaño de los granos del mineral, su orientación, la naturaleza de los iones adsorbidos, la naturaleza y concentración de los iones disueltos y la cantidad de humedad.

La retirada de la superficie de agua dentro de la estructura de arcilla floclada produce otro problema. A menos que los granos estén orientados en ángulos correctos habría fuerzas capilares no

uniformes en las caras opuestas de los granos que tenderían a reorientarlos. Esta reorientación podría cambiar el volumen de la masa del suelo y su resistencia.

Un tercer factor de resistencia puede ser la presencia de un agente cementante, tal como el óxido de hierro, o una soldadura en el contacto de los granos. Esto podría restringir a los granos aislados de los giros, con la consiguiente influencia sobre un ordenamiento más denso.

El grado en el que la acción cementante pierda su efectividad dependerá de la naturaleza de los contaminantes en el agua entrante y del grado natural de solución del material involucrado. Es lógico pensar que esta resistencia desaparecerá después de las debidas a las tensiones capilares y uniones de arcilla y que esta pérdida de resistencia puede ser, en gran medida, un producto del movimiento resultante por la pérdida de las dos últimas fuentes de resistencia. Un incremento de la carga podría añadirse a este efecto debido a que un incremento en la presión sobre los sólidos incrementa su grado de solución. Este efecto podría producir una consolidación retardada. La opinión generalizada es que son las tensiones capilares el factor principal de resistencia de estos suelos. Aunque hay pruebas experimentales, la opinión está basada principalmente sobre análisis teóricos y no sobre experimentación. En cualquier caso la adición del agua al suelo es la provocadora de la acción

TIPOLOGIA DE LOS SUELOS QUE COLAPSAN: CARACTERÍSTICAS

A los suelos que manifiestan el fenómeno del colapso, y que no hace mucho tiempo se consideraban como un tipo excepcional a los que no eran de aplicación los principios básicos de la mecánica del suelo, les es reconocida, hoy, una importancia y una consideración que está en concordancia con los problemas económicos que llevan involucrados, su variedad y su extensión por todo el mundo.

Los materiales que constituyen los suelos colapsables varían enormemente aunque la mayoría de los componentes parecen ser de forma granular. En muchos casos son del tamaño limo. En otros casos son mayores, por encima de un guijarro. Frecuentemente contienen también arcilla.

El tipo de depósito varía, también, en gran manera. Así, se han encontrado suelos colapsables del tipo loess, suelos eólicos, subaeriales, coluviales, aluviales, residuales y rellenos realizados por el hombre.

En su estado virgen (no cargado) el suelo puede ser inundado y no ocurren movimientos

FORMACIÓN DE LOS SUELOS SUSCEPTIBLES DE SUFRIR COLAPSO

El número de casos de suelos capaces de sufrir colapso identificados ha sido pequeño teniendo en cuenta la gran área geográfica donde pueden ocurrir. Es, por tanto, absurdo intentar dibujar la distribución de estos suelos en el presente. No obstante, de los métodos de formación es posible dar una indicación de dónde podrían encontrarse.

Como ya hemos visto, los suelos colapsables pueden estar formados, fundamentalmente, por materiales residuales o transportados, predominantemente arenosos, provistos de ciertas condiciones ambientales.

Los suelos formados por arenas movidas a su actual posición por la acción del viento, constituyen la mayoría de los suelos colapsables identificados hasta la fecha. Al ser las arenas depósitos de casi un único tamaño son extremadamente permeables al agua. La existencia frecuente, de una capa de guijarros da a la masa de arena unas buenas condiciones de drenaje. Una vez depositada, el clima se hizo cada vez más húmedo incrementando, de esta forma, la cantidad de agua libre que se movería a través del suelo. El incremento de las lluvias estimuló, asimismo, la vegetación con la consiguiente formación de una zona cerca de la superficie que liberaba ácido húmico.

El buen drenaje, el suministro de agua de lluvia llevando anhídrido carbónico y ácido húmico de la superficie y la continua renovación de productos solubles que provienen de la meteorización química por drenaje a través del suelo, se combinaron para la meteorización "in situ" de los minerales más fácilmente atacables. Los minerales fueron originalmente granos de tamaño aproximadamente igual y esto ayudó a asegurar una meteorización uniforme. Un ambiente ácido produce, según han demostrado Mohr y Von Boren, la meteorización completa de ciertos minerales sin la formación de productos intermedios. Así, por ejemplo, la hornblenda cuando se meteoriza en un ambiente no ácido produce primero illita, después montmorillonita y, por último, caolinita. El mismo mineral meteorizado en un ambiente ácido producirá sólo caolinita. La caolinita mezclada con algunos óxidos ferrosos y férricos constituyen los minerales arcillosos predominantes en los suelos colapsables.

La casi completa ausencia de arcillas activas, con sus grandes cambios de volumen debidos a las variaciones de humedad, ha evitado que se produjese cualquier cambio apreciable en la masa de

(excepto en casos de los rellenos), lo cual muestra que en la naturaleza, incluso cuando el contenido de humedad es alto, se establece una condición de equilibrio bajo sobrecarga.

La densidad seca natural del suelo es baja, del orden de 1,60 g/cm³, aunque para determinados suelos, como es el caso de las arenas arcillosas del subsuelo de Madrid, las densidades pueden ser mucho más altas hasta llegar a los 1,90 g/cm³.

Los suelos tienen frecuentemente una alta proporción de limo y arcilla (más del 20 por ciento inferior a 2μ). Las arcillas presentes tienden a caolinita debido al drenaje libre a que suele estar asociado este tipo de suelos. Mientras esto es generalmente cierto para las arenas eólicas alteradas, las arenas de miga del subsuelo de Madrid p.e. contienen, según ensayos realizados en el Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo, poco material caolinitico.

Cuando el suelo se seca suele ser bastante duro y como consecuencia dispone de una capacidad portante bastante alta. Al inundarse el suelo debido a alguna causa externa, se produce rápidamente el asiento adicional. Si el incremento de humedad se produce lentamente como ocurre bajo la superficie de una carretera, el asiento adicional aparece progresivamente.

Aitchison (1) considera los suelos colapsables como un caso particular de los suelos "estructuralmente inestables". Según este autor, son colapsables los siguientes suelos:

- Las arenas transportadas por el viento de elevado índice de poros, no saturadas y ligeramente cementadas. Son propensas al colapso bajo inundación o bajo carga e inundación.
- Arenas de índice de poros elevado con enlaces cementantes solubles al agua (normalmente calcáreos). Son propensas al colapso bajo lixiviación.
- Suelos arenosos de elevado índice de poros, no saturados, con enlaces entre partículas asociados con arcillas potencialmente dispersivas (normalmente sódicas). Son propensos al colapso después de lixiviar con un electrolito dispers.
- Loess, pobremente cementados, no saturados. Son propensos al colapso bajo carga e inundación.
- Agregados de arcilla, del tamaño de limo, depositados por el viento y no saturados. Son propensos a expansión bajo inundación y a colapso bajo carga e inundación.

suelo con lo que la estructura ha permanecido de este modo abierta con un índice de poros relativamente alto. El único movimiento significativo de material de suelo que puede haber ocurrido se produce en la fracción arcillosa que se movió, como las moléculas de agua, entre las partículas mayores avanzando o retrocediendo durante las fluctuaciones estacionales del contenido de humedad. Estos movimientos han sido responsables de la formación de puentes de arcilla entre las partículas, que son tenidos como un elemento esencial en la estructura del suelo.

La estructura está caracterizada por grandes espacios dentro de grupos individuales de partículas de arcilla y por otros entre los puentes de arcilla. Estos se encuentran en equilibrio estable bajo las condiciones actuales de sobrecargas, con el agua de lluvia que filtra hacia abajo a través del suelo. El suelo se describe, así, como una arena arcillosa o limosa de alto índice de poros y muy duro o rígido cuando está seco.

Con una sobrecarga normal no existe prácticamente cambio de volumen con la variación del contenido de humedad, pero la adición de una carga aplicada o una vibración, emparejada con un incremento del contenido de humedad puede causar el colapso.

La estructura colapsible puede existir igualmente en regiones áridas, donde el contenido de arcilla es pequeño, y en áreas de grandes lluvias donde el contenido de arcilla es mayor. Los ensayos de laboratorio parecen demostrar que incluso pequeñas cantidades de arcilla son suficientes para provocar un colapso apreciable bajo inundación. Esto puede indicar que no es necesario una gran meteorización "in situ" para el desarrollo de estructuras colapsibles de arenas transportadas por el viento.

Hay depósitos dispersos de arena arrastradas por el viento y, por tanto, suelos colapsibles producidos por estos depósitos en casi todo el mundo. Provistos de las condiciones topográficas adecuadas, estos depósitos han podido permanecer en esa posición. Consecuentemente los suelos colapsibles no se encuentran en altas montañas, en taludes escarpados o en el fondo de los valles donde los ríos han removido el suelo. Se encuentran manchas de suelos colapsibles generalmente en topografías onduladas cerca de las cimas de las ondulaciones y pocas veces en las depresiones o cerca de los ríos. Los valles anchos, con ríos tortuosos que habrán removido el suelo y destruido su estructura, no son lugares donde se pueda tener la presencia de suelos que colapsen. El drenaje de la masa de suelo es también muy importante, por lo que las áreas con niveles freá-

ticos elevados, como es el caso de las ollas, tampoco tendrán estructura colapsible.

Los suelos producidos por la descomposición "in situ" de rocas ígneas ácidas o areniscas feldespáticas, contienen una estructura colapsible consistente en grandes partículas inalteradas de cuarzo con puentes de arcilla formada por los productos de meteorización final de los minerales fácilmente degradables. Las rocas ígneas ácidas tienen suficientes granos de cuarzo para producir las partículas duras y los feldespatos en la roca se meteorizan rápida y completamente en un ambiente ácido a caolinita. Sin embargo, ambas, rocas ígneas y areniscas feldespáticas, tienden a ser rocas más bien densas y su meteorización es insuficiente para dar el alto índice de poros y la estructura abierta y necesaria para el fenómeno del colapso. Esta estructura se puede obtener, sin embargo, por el lavado del agua de partículas solubles. De aquí que resulta una estructura, formada a partir de la roca meteorizable provista de drenaje local interno, tal que admita amplios movimientos de agua. Desafortunadamente ambos tipos de roca existen frecuentemente en la condición apropiada. Las rocas ígneas están a menudo fracturadas y rotas y topográficamente forman superficies suaves y onduladas en donde el movimiento del agua dentro de las grietas se produce hacia el fondo de los valles. El tipo de roca arenisca feldespática está también caracterizado por numerosas juntas planas, y además la filtración de agua es posible, a menudo, entre los estratos de la roca.

En los suelos formados a partir de la descomposición "in situ" de rocas ígneas ácidas y de las areniscas feldespáticas, los efectos de la topografía son aún más marcados. La erosión de los suelos sueltos formados provocaron la formación de suelos colapsibles profundos o taludes escarpados, mientras una escasez de drenaje junto a los cursos de agua o a zonas muy llanas inhibiría la formación de caolinita, mineral arcilloso que suele estar presente en la formación de una estructura colapsible. La frecuente aparición de superficies onduladas en las formaciones graníticas, da lugar al desarrollo de suelos colapsibles según dos categorías. En las regiones de mayores lluvias, donde las precipitaciones, exceden a la evapotranspiración, la estructura colapsible puede encontrarse en las crestas de las ondulaciones y bajo taludes poco profundos, pero no en los valles. Las condiciones de drenaje son extremadamente importantes y probablemente muy críticas. Brink y Kantey han llegado a la conclusión de que la estructura colapsible no se encuentra "sobre mesetas llanas o en depresiones donde el

drenaje interno está impedido". En los lugares en los que las lluvias son menores que la evapotranspiración, sin embargo, las crestas de las colinas tienden a tener suelos más bien densos porque el agua se filtra dentro del suelo durante la lluvia y se evapora hacia afuera en los períodos secos. En estas regiones, en cambio, la estructura colapsible puede ser encontrada en taludes más escarpados, donde los movimientos de agua a los lados es substancial en ciertas estaciones. En regiones muy secas, son improbables los suelos colapsibles producidos a partir de estas rocas.

Topografía y clima del suelo parecen ser los dos requisitos necesarios para la formación de una estructura colapsible, una vez que el material paterno está presente. La topografía puede, naturalmente, ser visualmente interpretada mediante observaciones sobre el lugar. El clima del suelo es algo más difícil de apreciar, puesto que depende de los parámetros de lluvia y evapotranspiración del área y de la topografía local. La evapotranspiración depende de una serie de factores ambientales y su medición no ofrece siempre un grado aceptable de seguridad.

Sin embargo, Schulze, por determinación del potencial de evapotranspiración, llama la atención sobre cinco casos identificados de estructura colapsible en suelos de granito residual en áreas con exceso de lluvias.

FACTORES QUE INFLUYEN EN EL COLAPSO

Los factores que influyen en el colapso lo hacen tanto desde el punto de vista del fenómeno en sí como desde el punto de vista de la magnitud de los asientos que lleva apareado.

Las condiciones externas que movilizan la aparición de los cambios volumétricos pueden ser muy variados. En el caso de las arenas flojas, unas tensiones dinámicas sobre ellas pueden originar la rotura de su casi inestable estructura natural. En el caso de suelos no saturados, un rápido incremento del grado de saturación puede originar asientos importantes como consecuencia de la reducción volumétrica del suelo. Tal es el caso de algunas arenas arcillosas como las del subsuelo de Madrid, algunas arcillas y limos conteniendo sulfatos, los loess, etc. Como un tercer caso, un cambio en las condiciones de tensión puede conducir a una estructura más densa y estable, por rotura de los enlaces que mantenían la estructura natural. En este último grupo pueden incluirse algunos limos conteniendo sulfatos, suelos sensibles cementados y rocas porosas (J. Salas, 1972). La duración del fenómeno del

colapso varía según el tipo de agente exterior que lo moviliza y del resto de los factores que influyen sobre él. Para el colapso producido por la variación del contenido de humedad y según la velocidad a que se provoca esta variación, se han obtenido, en el caso de la arena de miga, tiempos que oscilan entre dos minutos y valores teóricos que tienden a infinito.

Son muchos los factores que influyen, en mayor o menor grado, sobre la aparición y magnitud del colapso y algunos de ellos parecen, además, no estar aceptados de una forma generalizada por los diferentes investigadores que trabajan en este campo. A continuación exponemos una lista exhaustiva, que posteriormente se desarrollará, recogiendo, en los casos controvertidos, las diferentes opiniones dadas sobre el tema.

Un primer factor que influye sobre el fenómeno parece ser, evidentemente, la génesis u origen geológico del suelo en cuestión. Esta génesis da lugar a una estructura de suelo que, en el caso de que sea natural, será más o menos colapsible en función del tipo y cantidad de cada uno de los materiales presentes (entre ellos, y con un peso específico especial, de la arcilla), del tamaño y forma de los granos, del índice de poros y el tamaño de éstos, del contenido de humedad, de los iones adsorbidos, el tipo de ion y su concentración, de la solubilidad de los puentes entre las partículas, de la densidad del suelo y, por último, del espesor del estrato en cuestión. Si el estrato es un relleno artificial, parece que influyen de una manera preponderante la humedad y la energía de compactación.

Esto en lo que se refiere a factores de tipo interno. En lo referente a la influencia de los factores de control exterior, éstos son: la magnitud de la carga que soporta el suelo, la variación del contenido de humedad, el tipo de líquido saturante y su concentración y, por último, la historia de las diferentes modificaciones a que el suelo se puede o se va a someter a lo largo de la vida de la estructura que sobre él se aposentará.

A) FACTORES INTERNOS

1. Factores de tipo genético

En el apartado relacionado con la formación de los suelos susceptibles de sufrir colapso, se comentó, ampliamente, la influencia de los factores de este tipo. No obstante, la opinión generalizada respecto a la influencia del origen geológico de los suelos en la presentación del colapso, es de que se trata de un dato cualitativo muy interesante pero de difícil extrapola-

ción. Así, por ejemplo, Aitchison (1) llama la atención de que mientras en África del Sur a los suelos residuales se les atribuye un carácter colapsible y a los transportados expansivo, en Australia muchos suelos colapsibles son transportados y muchos expansivos son residuales.

Por su parte, M. P. Lysenko (12) ha puesto de manifiesto que si bien no existe una relación directa entre la génesis de un suelo y sus propiedades, sin embargo, para un material loesífero, es necesario tener en cuenta la génesis y la edad del material. Por ejemplo, según este autor, el loess eólico es el más propenso al colapso; los depósitos aluviales son menos propensos mientras que los depósitos diluviales y fluvio-glaciales están en una porción intermedia. Por último, las rocas loesíferas del cuaternario antiguo no son muy propensas, o en absoluto, colapso.

Todo parece, pues, que el origen geológico no es dato suficiente para indicar el colapso, pero lo que sí es cierto que cualquier ingeniero que se encuentre con algún problema de colapso lo primero que debe hacer es informarse de la génesis del suelo en cuestión.

2. Factores de tipo estructural

Llamamos factores estructurales a aquéllos que, en conjunto, definen un suelo como resultado de su formación geológica. Serán, en primer lugar, factores de esta categoría el tipo y cantidad de cada uno de los materiales presentes. Excepto la influencia de la fracción arcillosa en la presentación y magnitud del fenómeno, poco o prácticamente nada se ha hecho en el estudio de la influencia de la mineralogía de los materiales del suelo. Existen, eso sí, estudios en diferentes tipos de suelo pero la importancia de un determinado material, a igualdad de los restantes, es prácticamente desconocida.

Se ha podido comprobar que en determinadas condiciones de humedad y sujetos a un nivel apropiado de tensiones, prácticamente la mayoría de los suelos compuestos de los minerales ordinarios pueden colapsar. Así, por ejemplo, se ha hecho colapsar una arena limpia o una arcilla plástica.

En cuanto a lo que respecta a la mineralogía y cantidad de la fracción arcillosa cuyo ordenamiento en sistemas de partículas de arcilla, similares o no, constituye la microestructura, aunque algo más estudiada, tampoco es muy conocida su influencia en el fenómeno del colapso.

Con la técnica del microscopio electrónico se ha podido comprobar que las partículas de arcilla se encuentran como material denso entre las partículas de arena y limo con una textura

“honey comb”, existiendo una preferencia de orientación paralela cara a cara o borde a borde. Algunas de las partículas de tamaño limo son, en esencia, un conglomerado de una estructura muy densa de partículas de arcilla. Asimismo, se ha comprobado que las partículas de arena y limo suelen estar rodeadas de partículas pequeñas de arcilla.

En determinado tipo de suelos con un alto contenido de arcilla pueden ocurrir dos efectos simultáneos pero opuestos; el colapso repentino de la estructura debido a la migración de los macroporos y el hinchamiento de la fracción arcillosa. Del balance de estos dos efectos opuestos depende el que el cambio de volumen sea compresión o expansión.

La importancia de la fracción arcillosa es considerada por algunos autores de tal envergadura, que a veces suele tomarse como un índice de colapso los valores de los límites de Atterberg a la actividad de la arcilla. Como regla general se puede decir que la mayoría de los suelos que pueden experimentar colapso, tiene un límite líquido por debajo de 45 y un índice de plasticidad inferior a 25. Normalmente son mucho menores, incluso por debajo de la condición de no plasticidad.

Por su parte, la actividad de la arcilla como se representa en la figura 7, debida a Dudley (4), ayuda a determinar la magnitud del colapso.

Los suelos representados por líneas menos pendientes como la F y G, colapsan más que los

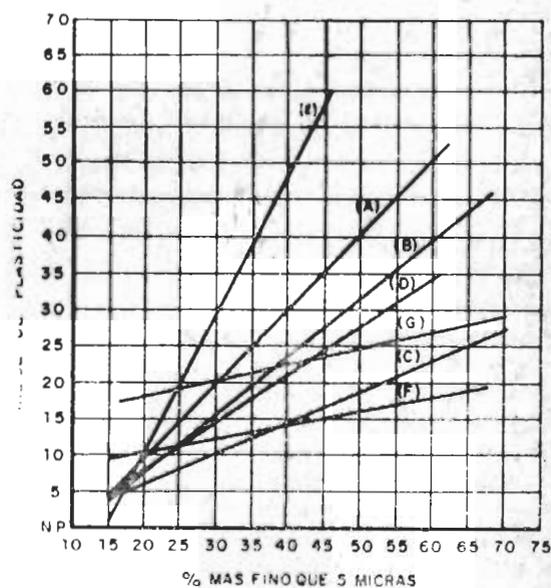


Figura 7. — La actividad de la arcilla como una medida del colapso posible en el valle de San Joaquín

de líneas más pendientes. Los suelos representados por líneas más pendientes tienden a expandir. Sin embargo, como ya veremos, la expansión es una función de la carga aplicada y algunos suelos que colapsan bajo una carga expandirán bajo una más ligera. Este procedimiento no tiene en cuenta los efectos del contenido de humedad existente y del grado de saturación.

De la influencia del tamaño y forma de los granos que constituyen el suelo no se sabe hasta la fecha nada en absoluto. Aunque se han ensayado suelos granulares de diferentes tamaños, no se han intentado correlacionar los resultados para tener un índice que de alguna forma, manifieste la importancia de este factor a igualdad de los restantes.

Otro de los factores estructurales que influye en el colapso, y que con la densidad seca y el grado de saturación define la macroestructura del suelo, es el índice de poros. Este índice de poros y la porosidad son parámetros comunes utilizados para dar indicación de la estructura; sin embargo, como han puesto de manifiesto Badger y Lohnes (2), se ha comprobado que suelos diferentes pueden tener el mismo índice de poros pero diferentes distribuciones de tamaños de poros. La distribución de tamaños puede ser tan importante como los otros parámetros, o posiblemente mayor aún, en la explicación del comportamiento mecánico del suelo puesto que es uno de los medios de cuantificar la estructura del suelo.

La influencia de la densidad en la aparición y magnitud del colapso, es considerada de distinta forma por diferentes autores. Parece que si bien no es un factor decisivo por sí sola, por necesitarse otras condiciones para que se dé el fenómeno, sí lo es para significar la presencia de un suelo con un elevado índice de huecos.

Jaky encontró, que la relación entre el tanto por ciento de colapso estructural y la densidad relativa para varios suelos era la que se muestra en la figura 8. Asimismo, comprobó que una repetición de la inmersión causaba solamente de la décima a la centésima parte del decrecimiento de volumen que había provocado la primera inmersión y que después de dos o tres ciclos no se observaba más colapso.

Mientras en arenas sueltas puede decirse que todos los suelos con baja densidad ($\gamma_d = 1,6 \text{ t/m}^3$) exhiben tendencia al colapso en determinadas condiciones, no se puede decir esto para cualquier tipo de suelo. El contenido de arcilla y su tipo influyen en el valor de γ_d y el contenido de humedad natural condiciona de manera manifiesta tanto el valor de la densidad como el fenómeno de colapso en sí.

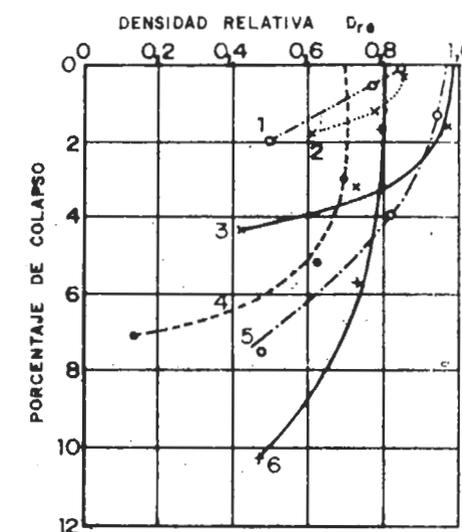


Figura 8. — Compresión relativa de material granular como una función de la densidad relativa. 1, Arena fina; 2, Arena gruesa; 3, Gravilla; 4-5, Grava.

Para Dudley (4) la determinación de la densidad relativa es de escaso valor. Los suelos inestables tienen densidades relativas de 0,1 a 0,9 pero muchos suelos estables tienen densidades de 0,7. Para este autor el cálculo de la densidad sólo da, como comparación, una información cualitativa.

La figura del contenido de humedad natural determina de una manera importante la posibilidad del colapso así como la resistencia de la cohesión estructural debida al cemento arcilloso y salino.

El requisito esencial para que un suelo colapse es que esté parcialmente saturado (excepto en los casos en que éste se produce por una fuerte sobrecarga o por tensiones dinámicas). En todos los casos en que se ha estudiado la influencia del grado de saturación en la magnitud del colapso, éste se incrementaba continuamente conforme decrecía el grado de saturación por debajo del 100 por ciento. Parece existir un valor crítico del S_r por debajo del cual el fenómeno puede ocurrir y por encima no ocurrirá. Si $S_r > (S_r)_{crítico}$ el asiento debido al colapso ocurrirá siempre que el suelo esté sometido a una carga adicional y se incremente su contenido de humedad.

Aunque se conoce poco sobre el valor de $(S_r)_{crítico}$ parece ser que se incrementa conforme decrece el tamaño de las partículas y está, también, probablemente relacionado con las presiones de confinamiento.

Para Jennings (6) unos valores aproximados del $(S_r)_{crítico}$ son los siguientes:

1. Para gravas finas $(S_r)_{crítico}$ 6-10 por ciento
2. Para arenas limosas finas $(S_r)_{crítico}$ 50-60 por ciento.

3. Para limos arcillosos $(S_r)_{crítico}$ 90-95 por ciento

Según Dudley los valores apropiados serían:

1. Para grava fina $(S_r)_{crítico} = 0,20$
2. Para limo $(S_r)_{crítico} = 0,60$
3. Para arcilla $(S_r)_{crítico} = 0,98$

El máximo de colapso se consigue con un contenido de humedad que varía con los diferentes suelos, pero que puede estar entre el 13 y el 39 por ciento. Algunos suelos ganan resistencia conforme el contenido de humedad se eleva inicialmente.

Para Booth (3) el asiento total, esto es consolidación más colapso, no está relativamente afectado por el grado de saturación inicial y está definido por la curva índice de poros $-\log(p)$ para el 100 por ciento de saturación.

Hasta ahora hemos venido tratando la influencia en el colapso de los factores de orden estructural referidos a suelos considerados como inalterados. Es conocido desde siempre, que los rellenos artificiales compactados mecánicamente producen problemas de asiento al incrementar su contenido de humedad y que hay muchos ejemplos de ellos en terraplenes de carretera o en presas de materiales sueltos; pues bien, los estudios referidos a esos suelos estructurales artificiales, demuestran que en estos rellenos el colapso se debe a una compactación inadecuada de los materiales. Sin embargo, con una compactación perfecta se elimina completamente como se ve en la figura 9, debida a Kezdi (9). Para $D_r > 0,8$ el colapso es inferior a 0,02. Para $D_r > 0,95$ no se observa prácticamente colapso.

Por último, para terminar con los factores de tipo estructural, nos referiremos al espesor del estrato. Tampoco en este caso se sabe cómo influye este factor en la magnitud de los asientos ni el espesor de la zona que queda afectada por la presencia de la estructura y que viene, evidentemente, condicionado por el resto de los factores. En principio se puede decir, que la potencialidad al agua, va a desencadenar el proceso.

De cualquier forma no hay teoría y sí poca experiencia sobre esta cuestión, siendo el único caso dos puentes sobre depósitos de arena en el Westgate Interchange en Johannesburg. Aquí, el efecto se tomó limitado a $1,5 B$, siendo B la dimensión menor en planta de la cimentación.

Una cuestión similar es la profundidad de influencia bajo una carretera. Knight y Dehlen

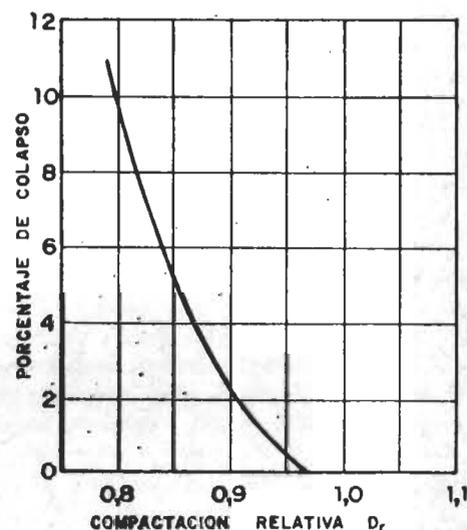


Figura 9 — Colapso en un relleno para diferentes grados de compactación.

(10) encontraron que el efecto se extendía a dos metros de profundidad en la Witbank-Spring road; así pues, fue necesario una compactación más profunda de lo normal. Este perfil se adoptó para la cimentación de la Westgate Interchange, que se halla todavía en condición muy satisfactoria. Sin embargo, el conocimiento sobre la profundidad de influencia es inadecuado. Los parámetros básicos no han sido correctamente definidos y se necesita urgentemente una investigación sobre el tema, particularmente en lo que se refiere a ensayos de campo.

B) FACTORES EXTERNOS

Entre los factores externos vimos que se encontraban las cargas exteriores a que se sometía el suelo, la concentración y tipo de líquido que podía acceder al mismo y la historia de tensiones. Aunque los suelos colapsibles han sido asociados con regiones de humedad deficiente, lo cual es normalmente producto de un clima árido, tal clima no es un factor exterior esencial en la presencia de un suelo con problemas potenciales de colapso.

La importancia de la carga aplicada sobre un suelo en el proceso y magnitud del colapso es reconocido, y en muchos casos medidos, por casi todos los autores que han estudiado el colapso. Booth ha demostrado en un estudio de laboratorio sobre la importancia relativa de los factores que intervienen en el colapso de un suelo compactado, que para cualquier serie de condiciones iniciales hay una presión aplicada a la que el colapso es mayor. Tanto esta presión como la cantidad de

colapso se incrementa al reducir el contenido de humedad.

Un fenómeno corrientemente observado es el de algunos suelos que con un nivel de cargas normales colapsan, pueden hinchar con niveles inferiores. En las arenas del subsuelo de Madrid hemos podido observar repetidamente este fenómeno, que, por otro lado, se expondrá con todo detalle en un artículo posterior.

La influencia del líquido saturante y su concentración deriva del hecho de que es la variación de la humedad en un suelo el modo más corriente de manifestar el colapso potencial. La mayoría de las veces la presencia del agua influye en la destrucción de los puentes de arcilla al hacerla deflocular. No obstante, se dan casos como el de los limos yesíferos de Alfajarín, descrito por Jiménez Salas et. al. (8), en los que el mecanismo de colapso inferido es el de la solubilidad, después de inundar con agua pura y agua saturada con yeso y comprobar que en este último caso se producen efectos menores.

Aitchison y Wood, Kassif y Henking, Sheppard, etc., observaron el fenómeno de la erosión sobre canales en terraplenes llegando a la conclusión de que está causado por la dispersión o defloculación de la fracción de arcilla al sufrir saturación. Esta dispersión de la arcilla está regida por el porcentaje de absorción de sodio, el porcentaje de sodio intercambiable, el pH, tipo de suelo y el contenido de sales disueltas en el agua. Inglés y Aitchison han generalizado esto de depósitos naturales de suelo y terraplenes. Un hecho interesante de ser comentado es la variación del pH del agua ácida después de saturar el suelo.

A partir de lo dicho estos autores piensan que puede ser posible determinar la susceptibilidad al colapso de los suelos por medio de ensayos químicos sobre suelos y líquidos saturantes que son más rápidos y baratos de hacer que otros ensayos de laboratorio (p. e. el doble ensayo edométrico). Reginato y Ferrero (13) han demostrado los efectos de los cambios de soluto y sus concentraciones sobre el colapso. El mecanismo de colapso que según estos autores se produce, se debe, asimismo, a la defloculación en los contactos críticos entre las partículas. Se desprende de este mecanismo la necesidad de conocer el estado químico de todas las aguas percolantes, no sólo por permitir la solubilidad sino también por permitir la defloculación debido a aspectos químicos del desequilibrio agua-suelo.

Estos autores han comprobado que el colapso en el suelo que ellos han estudiado depende de las características del líquido que satura el

suelo. La interacción química entre líquidos saturantes y suelos se analizó por medio de ensayos para determinar la cantidad de cationes solubles, pH, capacidad de cambio de cationes, grado de absorción de sodio, porcentaje de sodio intercambiable y otras características para suelos y líquidos.

En cuanto a la historia de tensiones, ya hemos comentado la necesidad de que cualquier suelo susceptible de colapsar deba ser sometido en laboratorio al mismo proceso de carga, humedecimiento y controles externos que vaya a tener mientras sea soporte de una obra civil. La influencia de la historia de tensiones ha quedado de manifiesto en el estudio realizado con las "arenas de miga" y será expuesto detenidamente en otro artículo posterior.

Agradecimientos

Este artículo es extracto de una parte de mi tesis doctoral "Fenómenos de colapso en las arenas del subsuelo de Madrid", realizada bajo la dirección del profesor Jiménez Salas en el Laboratorio del Transporte y Mecánica del Suelo José Luis Escario. Mi más sincero agradecimiento, pues, a la persona que ha hecho posible su ejecución.

A D. José Entrecanales Ibarra debo, asimismo, parte de la financiación precisa, por lo que desde aquí le expreso mi más sincero reconocimiento.

BIBLIOGRAFÍA

- (1) AITCHISON, G. D. *Structurally Unstable Soils State of the Art*. Proc. of the 8th Int. Conf. on S. M. and F. E. Moscu, 1973, pp. 161-190.
- (2) BADGER, W. W.; LOHNS, R. A. *Pore Structure of Friable Loess*. Highway Research Record 429, 1973, pp. 6-25.
- (3) BOOTH, A. R. *The Factors Influencing Collapse Settlement in Compacted Soils*. Proc. of the 6th Regional Conf. for Africa, Durban, 1975.
- (4) DUDLEY, J. H. *Review of Collapsing Soils*. ASCE May 1970, pp. 925-947.
- (5) FREDLUND, D. G. *Volume Change Behavior of Unsaturated Soils*. Ph. D. Thesis, University of Alberta, Edmonton, Canadá, 1973.
- (6) JENNINGS, J. E. *The Theory and Practice of Construction on Partly Saturated Soils as Applied to South African Conditions*. Proc. Int. Conf. on Engineering Effects of Moisture Change in Soils. Texas, 1965, pp. 345-363.

- (7) JIMÉNEZ SALAS, J. A.; SERRATOSA, J. M. *Foundations on Swelling Clays*". Proc. of the Fourth Int. Conf. on S. M. and F. E. London, 1957, T. I, pp. 424-428.
- (8) JIMÉNEZ SALAS, J. A.; JUSTO, J. L.; ROMANA, M., y FARACO, C. *The collapse of Gypseous Silts and Clays of Low Plasticity in Arid and Semiarid Climates*. Proc. of the 8th Int. Conf. on S. M. and F. E., Moscú, 1973, pp. 161-190.
- (9) KEZDI, A. *Handbook of Soil Mechanics*. Vol. I, Soil Physics. Elsevier Scientific Publishing Company.
- (10) KNIGHT, K.; DEHLEN, G. L. *The Failure of Road Constructed on a Collapsing Soil*. Proc. of the 3rd Reg. Conf. for Africa on S. M. and F. E. 1963, vol. I, pp. 31-34.
- (11) LÓPEZ CORRAL, A. M. *Fenómenos de colapso en las Arenas del Subsuelo de Madrid*. Tesis Doctoral. Universidad Politécnica de Madrid. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos C. y P., mayo, 1977.
- (12) LYSENKO, M. P. *Loessial of the European USSR*, 1967, Israel. Program for Scient. Translations, Jerusalem, 1971.
- (13) REGINATTO, A. R.; FERRERO. *Collapse Potential of Soils and Soil Water Chemistry*. Proc. of the 8th Int. Conf. on S. M. and F. E. Moscú, 1973, pp. 177-183.

Normas para Transportistas

**De la
Dirección Nacional
de Vialidad**

La Dirección Nacional de Vialidad ha dado a conocer varias resoluciones por las que se modifican normas relacionadas con diversas modalidades de transportes por las rutas nacionales.

La primera de ellas, reglamenta las dimensiones máximas establecidas en el artículo 6º, incisos a), b) y c) de la Ley 13.893, para los ómnibus destinados al transporte interurbano e internacional de pasajeros, de la siguiente forma:

- a) Ancho máximo: dos metros con sesenta centímetros (2,60 m).
- b) Largo máximo: catorce metros (14 m).
- c) Altura máxima: cuatro metros (4 m).

En la misma resolución se deja establecido que los vehículos de referencia no deberán llevar una carga tal que el peso bruto del mismo (tara más carga), transmita al pavimento una carga por eje superior a las establecidas en la Ley Nº 13.893, o sea:

- a) Carga máxima por eje simple (ruedas duales): diez mil seiscientos kilogramos (10.600 kg).

- b) Por eje tándem doble: dieciocho mil kilogramos (18.000 kg).
- c) Por eje tándem triple: veinticinco mil kilogramos (25.000 kg).

Otra de las resoluciones emanadas del ente vial nacional establece como nuevo elemento para el contralor de pesos y dimensiones de vehículos, a la relación POTENCIA-PESO, entendiéndose a la misma como el cociente resultante de dividir la potencia efectiva al freno de los vehículos automotores, por el peso bruto total (tara más carga). Queda determinado que el valor mínimo de la relación POTENCIA-PESO será:

- a) Desde la entrada en vigencia de la presente resolución y hasta el 31 de diciembre de 1980, de 3,5 CV/t o su equivalente, 2,58 kW/t.
- b) Desde el 1º de enero hasta el 31 de diciembre de 1981, 4 CV/t o su equivalente, 2,95 kW/t.
- c) Desde el 1º de enero hasta el 31 de diciembre de 1982 de 4,5 CV/t o 3,68 kW/t.
- d) Desde el 1º de enero hasta el 31 de diciembre de 1983 de 5 CV/t o 3,68 kW/t.
- e) Desde el 1º de enero de 1984 en adelante, 5,5 CV/t o 4,05 kW/t.

Dejándose establecido que no podrán circular los vehículos de autotransporte de cargas que no cumplan dichos valores mínimos.

Por último y en lo que se refiere a la circulación de carretones con cargas excepcionales en cuanto a pesos y dimensiones, se ha resuelto fijar una carga máxima por rueda (CR) para cualquier tipo de carretón para esta clase de cargas, igual a 1,8 t. Esta carga máxima por rueda (CR = 1,8 t) se obtendrá de la división del peso total del carretón (tara más carga), por el número de ruedas que el mismo posea.

Los transportistas deberán solicitar con una anticipación no menor de 30 días corridos a la fecha en que se realizará el transporte, la asignación del coeficiente corrector del carretón que se utilizará, y gestionar el libre tránsito para el mismo.

Toda solicitud de libre tránsito en la cual el producto entre el cubo de la carga por rueda y

el coeficiente de corrección sea mayor de 5,83 deberá abonar, para su otorgamiento, el gasto que origine el mayor deterioro del camino el cual será calculado multiplicado por la longitud total del itinerario a recorrer. Todo transporte de carga excepcional que circule por la Red Nacional abonará cuando corresponda el gasto mencionado precedentemente, de acuerdo a la siguiente modalidad:

I — Si el transporte supera en su peso bruto total las sesenta t abonará la totalidad del gasto que origina el mayor deterioro.

II — Si el transporte se realiza con un peso total de hasta sesenta t, abonará:

- a) Desde la fecha de la presente resolución hasta el 30 de junio de 1979 el 10 % del valor resultante.
- b) Desde el 1º de julio hasta el 31 de diciembre de 1979, el 40 % del valor resultante.
- c) Desde el 1º de enero de 1980, el total del valor resultante.

El valor kilométrico de repavimentación correspondiente a un eje o semieje de cuatro ruedas, con una carga total de 7,2 t, se fija en la suma de \$ 2.000 y será actualizado mensualmente de acuerdo con un coeficiente de actualización de costos.

En los permisos de libre tránsito que se otorguen a partir de la fecha de vigencia de esta Resolución, se establecerá la condición de que no podrán circular los sábados, domingos y feriados en todas las vías de acceso a la ciudad de Buenos Aires en un radio de 60 km, los vehículos de transporte de cargas excepcionales que cumplan las siguientes condiciones:

- a) Cuando la carga supere las 50 t.
- b) Cuando la carga supere los tres (3) metros de ancho.
- c) Cuando el vehículo transportador deba ser acompañado por un vehículo-guía.

Toda aclaración relacionada con las resoluciones emanadas de la Repartición Vial Nacional, deberá ser solicitada en la División Tránsito de la Dirección General de Planificación Vial, Avda. Maipú Nº 3, 6º piso, Capital Federal.

Licitaciones de la Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires

22 DE DICIEMBRE

OBJETO: Ensanche y repavimentación R.P. 77, tramo cruce R.P. 88 en jurisdicción del partido de Gral. Alvarado.

EXPEDIENTE: 2410-1-164/78.

PRESUPUESTO OFICIAL: \$ 2.197.932.761.

Proponentes	Cotización \$
Geopé S.A.	1.547.842.488
Hidrovia S.A. - Babic S.A. ..	1.585.045.840
Esquima S.A.	1.808.642.433
Covial S.A.	1.817.480.433
Coarco S.C.A.	1.871.336.314
Asfalsud S.A.	1.875.381.048
I.A.C.U.S.A.	1.876.128.752
Marietti y Cía. S.A.	1.879.149.081
Semaco S.A.	1.920.753.972
Bacigalupi y De Stefano	2.060.494.178
Marengo S.A.	2.100.598.121
Balpala Const. S.R.L.	2.144.536.204
Marocco y Cía. S.A.	2.176.801.793
Burgwardt y Cía. Envisa S.A. .	2.298.198.714
Vial Atlántica y Dazeo Hnos. y Cía.	2.373.969.536
Induival S.A.	2.637.614.805

CONCLUSIÓN DE DICIEMBRE 1978
Y ENERO/MARZO 1979

26 DE DICIEMBRE

OBJETO: Pavimentación de las arterias que intercomunican la localidad de Gral. Guido con el nuevo Barrio de viviendas y con el cementerio de dicha localidad.

EXPEDIENTE: 2410-8-708/78. Alc. 1.

PRESUPUESTO OFICIAL: \$ 489.657.801.

Proponentes	Cotización \$
Aldo E. Orazzi	342.149.972
Alfredo Pessino	374.864.081
Schuett y Matta S.A.	383.997.623
Sorsa S.A.	425.534.524
Alfredo L. Vaccari y Cía. S.A.	435.142.568
Platavial S.A.	446.057.092

26 DE DICIEMBRE

OBJETO: Construcción de obras básicas y tratamiento bituminoso tipo doble en Cno. 005-12 de la R.P. 74 Estación Cangallo, en el partido de Ayacucho.

EXPEDIENTE: 2410-1-145/78.

PRESUPUESTO OFICIAL: \$ 350.496.571.

Proponentes	Cotización \$
Adolfo W. Plou y Sorsa S.A. ..	275.321.201
Schuett y Matt S.A.	296.303.990
Bal Vial S.A.	343.085.206
Coarco S.C.A.	350.204.655
Ing. Aquilino J. Martínez	397.620.067
Volcan y Vázquez S.A.	449.525.020
Codepa S.A.	458.341.685
Marietti y Cía. S.A.	468.792.429

26 DE DICIEMBRE

OBJETO: Construcción de obras básicas y base de estabilizado granulométrico con riego de imprimación reforzado en el Cno. 033-02 R.P. 77 Aº Las Brusquitas, partido de Gral. Alvarado.

EXPEDIENTE: 2410-1-151/78.

PRESUPUESTO OFICIAL: \$ 299.817.834.

Proponentes	Cotización \$
Schuett y Matta S.A.	255.268.626
Coarco S.C.A.	294.188.487
Tomás F. Troncaro	297.859.920

4 DE ENERO

OBJETO: Provisión de materiales, equipos de aplicación y mano de obra para ejecutar la señalización horizontal de la Ruta Provincial 004-01 (Avda. Mitre

de Avellaneda), tramo: Puente Pueyrredón-calle Supisiche, partido de Avellaneda.

EXPEDIENTE: 2410-1-186/78.

PRESUPUESTO OFICIAL: \$ 145.051.614.

Proponentes	Cotización \$
Linotol Argentina S.A.	138.443.326
Equimac S.A.	164.653.370
Cleanosol Argentina S.A.	169.141.272
Lumicot S.A.	170.516.395

22 DE FEBRERO

OBJETO: Obras básicas, pavimento y ampliación de puentes sobre Aº Cortaderas y Aº de los Huesos, en el camino R.P. 60, tramo Azul-Rauch II, partidos de Azul y Rauch.

EXPEDIENTE: 2410-1-213/78.

PRESUPUESTO OFICIAL: \$ 4.162.560.000.

Proponentes	Cotización \$
Burgwardt y Cía.	3.257.397.048
Cisplatina S.A.	3.662.863.799
Coarco S.C.A.	3.848.753.124
Induival S.A.	3.965.409.871
Balpala S.R.L.	3.968.336.878
Marengo S.A.	4.086.275.885
Inmar S.A.	4.321.929.243
Covial S.A.	4.330.039.265
Geopé S.A.	5.050.373.358
Sorsa S.A.	5.964.464.890

28 DE FEBRERO

OBJETO: Obras básicas, obras de arte, puente sobre Aº Grande y Alto Nivel sobre R.N. 226, camino R.P. 29, tramo Gral. Belgrano - Balcarce - Sección I, partido de Balcarce.

EXPEDIENTE: 2410-1-219/78.

PRESUPUESTO OFICIAL: \$ 5.520.046.859.

Proponentes	Cotización \$
Ripiera del Valle	4.469.021.194
Polledo S.A.	4.496.310.024
Iezzi Ottonello	4.526.830.468
Nazar y Cía. (*)	4.617.153.118
Marietti y Cía.	4.799.964.180
Sade S.A.	4.869.013.734
Saccar S.A.	5.118.060.036
Bacigalupí y De Stefano	5.225.957.827
Induival S.A.	5.289.123.330
Brave Construcciones	5.418.840.075
Equimac S.A.	5.448.776.623
Marengo S.A.	5.510.429.635
Geopé S.A.	5.568.456.401

Babic S.A. e Hidrovial S.A. ..	6.477.844.709
Covial S.A.	6.651.135.751
Semaco S.A.	6.706.017.415
Mauricio Waisman	6.756.025.996
Asfalsud S.A.	8.010.125.267

(*) Nazar S.A. - Rechazada.

28 DE FEBRERO

OBJETO: Obras básicas, pavimento y puente sobre Aº Napaleofú Chico en el camino R.P. 29, tramo Gral. Belgrano-Balcarce-Sección II, partidos de Ayacucho y Balcarce.

EXPEDIENTE: 2410-1-215/78.

PRESUPUESTO OFICIAL: \$ 5.609.710.807.

Proponentes	Cotización \$
Polledo S.A.	4.478.665.679
Ripiera del Valle S.A.	4.567.555.256
Iezzi Ottonello y Cía. S.A. ..	4.624.411.736
Nazar y Cía. S.A.	4.633.405.063
Marietti y Cía. S.A.	4.771.072.348
Sade S.A.	4.967.182.059
Sacoar S.A.	5.147.563.540
Bacigalupí y De Stefano	5.292.285.253
Equimac S.A.	5.389.244.977
Marengo S.A.	5.449.978.632
Cisplatina S.A.	5.565.943.905
Induival S.A.	5.567.258.484
Brave Construcciones S.A. ...	5.610.781.852
Geopé S.A.	5.687.754.675
Caputo S.A.	5.930.506.024
C.O.D.I. S.A.	6.035.827.921
Babic e Hidrovial S.A.	6.390.017.790
Semaco S.A.	6.578.377.611
Mauricio Waisman	6.838.716.828
Covial S.A.	6.878.262.621
Asfalsud S.A.	8.751.452.328

28 DE FEBRERO

OBJETO: Obras básicas, pavimento y obras complementarias en el camino R.P. 29, tramo Gral. Belgrano-Balcarce-Sección III, partido de Ayacucho.

EXPEDIENTE: 2410-1-223/78.

PRESUPUESTO OFICIAL: \$ 6.259.390.574.

Proponentes	Cotización \$
Ripiera del Valle	5.663.712.298
Nazar y Cía. S.A.	5.734.738.035
Marengo S.A.	6.089.910.734
Iezzi Ottonello y Cía. S.A. ..	6.212.560.195
Sacoar S.A.	6.358.154.473
C.O.D.I. S.A.	6.642.438.718
Induival S.A.	6.673.222.751

Equimac S.A.	6.678.334.912
Babic S.A. e Hidrovial S.A. ...	6.684.781.220
Bacigalupí y De Stefano	6.687.998.222
Mauricio Waisman	7.842.055.760
Covial S.A.	8.106.930.779
Geopé S.A.	8.108.110.990
Dos Arroyos S.C.A.	9.245.384.044
Asfalsud S.A.	10.279.670.100

5 DE MARZO

OBJETO: Ensanche y construcción de pavimento flexible en el camino R.P. 53, tramos R.P. 4-H. Irigoyen y 12 de Octubre a E. Pisani, en jurisdicción del partido de F. Varela.

EXPEDIENTE: 2410-1-187/78.

PRESUPUESTO OFICIAL: \$ 490.796.484.

Proponentes	Cotización \$
Inmar S.A.I.C.	315.889.026
P.B.P. - Coimbra S.R.L. ...	388.041.824
Const. Lihue SACCIF	765.633.216

7 DE MARZO

OBJETO: Mejoramiento de pavimento flexible en el camino R.N. 33 a Treinta de Agosto (107-05) Red Secundaria, en jurisdicción del partido de Trenque Lauquen.

EXPEDIENTE: 2410-1-175/78.

PRESUPUESTO OFICIAL: \$ 498.689.311.

Proponentes	Cotización \$
Edyca S.R.L.	441.831.483
Marocco y Cía.	565.228.031
Coarco S.C.A.	571.405.149
Eplyc S.C.A.	603.874.359
Constructora Valle Vial	614.559.036
Asfalsud S.A.	676.964.350
Romero y Quarín S.C.A. ...	816.703.657

23 DE MARZO

OBJETO: Construcción de obras básicas y pavimento bituminoso en el camino R.N. 227, tramo Lobería-Napaleofú, I Sección, en el partido de Lobería.

EXPEDIENTE: 2410-1-198/78.

PRESUPUESTO OFICIAL: \$ 4.320.569.610.

Proponentes	Cotización \$
Geopé S.A.	3.165.741.488
Cisplatina S.A.	3.400.057.391
Sade S.A.	3.434.481.532
Inmar S.A.	3.545.748.961
Equimac S.A.	3.662.012.067
Nazar y Cía. S.A.	3.686.330.908

Marengo S.A.	3.809.568.398
Iezzi - Ottonello y Cía.	3.864.866.468
Marocco y Cía.	3.887.005.031
Sacoar S.A.	3.991.764.385
Covial S.A.	4.061.049.399
Balpala S.R.L.	4.092.600.457
Hidrovia S.A.	4.464.370.120
Burgwardt y Cía. - Envisa S.A.	4.696.677.123
Codi S.A.	4.870.462.371

23 DE MARZO

OBJETO: Construcción de obras básicas y pavimento bituminoso en el camino R.N. 227, tramo Lobería-Napaleofú, II Sección, en el partido de Lobería.

EXPEDIENTE: 2410-1-199/78.

PRESUPUESTO OFICIAL: \$ 3.723.258.958.

Proponentes	Cotización \$
Sade S.A.	2.646.710.196
Geopé S.A.	2.674.793.999
Equímac S.A.	2.912.318.236
Marengo S.A.	2.921.819.644
Inmar S.A.	2.930.974.359
Iezzi - Ottonello y Cía.	3.017.701.723
Nazar y Cía. S.A.	3.061.871.229
Marocco S.A.	3.118.209.160
Marietti y Cía.	3.158.035.312
Cisplatina S.A.	3.158.886.385
Hidrovia S.A.	3.190.991.791
Sacoar S.A.	3.227.359.847
Covial S.A.	3.298.303.496
Balpala S.R.L.	3.314.261.858
Cofi S.A.	3.831.509.098
Coarco S.C.A.	3.886.817.275
Codi S.A.	4.118.359.411

DIVISIÓN LICITACIONES Y CONTRATOS, marzo 27 de 1979.

Pavimar S.A.	4.889.238.882
Survial S.C.A.	4.974.161.345

30 DE MARZO

OBJETO: Repavimentación del camino 103-19-tramo: calle Beiró-R.N. 226, en jurisdicción del partido de Tandil.

EXPEDIENTE: 2410-201/78.

PRESUPUESTO OFICIAL: \$ 316.535.343.

Proponentes	Cotización \$
Marietti y Cía.	260.574.478
Sorsa S.A.	311.182.709
Covial S.A.	349.869.728
Coarco S.C.A.	393.738.591

30 DE MARZO

OBJETO: Intersección a distinto nivel de las rutas nacionales 2 y 215 (por el sistema de Tablas), en jurisdicción del partido de La Plata.

EXPEDIENTE: 2410-1-196/78.

PRESUPUESTO OFICIAL: \$ 4.975.356.142.

Proponentes	Cotización \$
Inmar S.A.	4.391.068.516,21 (- 11,744 %)
Babic e Hidrovia S.A.	4.632.821.413,00 (- 6,88 %)
Alternativa	4.065.892.532,00 (- 18,28 %)
Sacoar - Dos Arroyos S.C.A.	5.954.829.911,00 (+ 19,686 %)
Marocco y Cía.	6.638.206.203,00 (+ 33,42 %)

Contratos

De la Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires

MESES DE ENERO, FEBRERO Y MARZO DE 1979

MOTIVO	EXPEDIENTE	EMPRESA	Monto contrato \$
Mejoramiento pavimento flexible en el camino calle 137.Arana-Calle 7, La Plata	2410-1-097/78	Paico S.A.C.I.C. e I.	278.760.080
Estudio, proyecto y documentación para la licitación de la obra: R.P. 11, tramo Miramar-Mar del Sur	2410-8-1472/78	Etia Consultora S.A. ...	33.851.250
Estudio, proyecto y documentación para la licitación de la obra: puentes sobre el arroyo Tapalqué en las avenidas de Los Trabajadores y Avellaneda, ciudad de Olavarría	2410-8-1342/78	Ingeniería Estructural - Ingenieros Igolnikow-Sánchez	26.553.000
Obras viales complementarias y de iluminación correspondientes a los puentes metálicos a emplazar en la R.P. 4 (Cno. de Cintura) en los cruces ferroviarios sobre las vías en José León Suárez y Boulogne Sur Mer	2410-1-009/79	CODI S.A. y Cenit S.A.	2.894.539.806
Repavimentación de los caminos 064-05 (Carlos Keen-R.N. 7) y 094-04 (Carlos Keen-Estación Ruiz)	2410-1-149/78	Oscar Cid de la Paz	388.706.010
Construcción de obras básicas, pavimento y obras complementarias en el Cno. avenidas Edison y 045-03 de Mar del Plata	2410-1-182/78	Burgwardt y Cía., Envisa S.S. y Noavial S.A.	1.339.728.454
Señalización vertical y horizontal, iluminación y semaforización del acceso sudeste a la Capital Federal, desde avenida Los Quilmes (ex Calchaquí) hasta la calle Debenedetti	2410-8-1981/78 Alcance 3	Inmar S.A.I. y C.	1.930.256.248
Reconstrucción de pavimento flexible en acceso al Paraje El Crisol, desde R.N. 191 (010-04 y 007-09)	2410-1-078/78	Schuett y Matta S.A. ...	355.365.325
Pavimentación del acceso a Guisasa desde R.N. 3 que se desarrollará en una longitud de 3.246,90 m y las calles urbanas C de 1 a 4 (tres cuadras) y calle 1 de vías del FF CC a C	2410-1-062/74 Cuerpo II	Platavial S.A.	554.732.681
Estudio, proyecto y documentación para la licitación de la obra: Acceso a Del Carril desde R.N. 205	2410-8-1488/78	Ing. Juan Corvalán	16.917.198
Demolición, repavimentación y ensanche del acceso a Tandil, desde R.N. 226-avenida Comandante Espora	2410-1-066/75 Alcance 1	Sorsa S.A.I.C. e I.	320.100.879
Señalización horizontal de las rutas provinciales 76 y 86	2410-1-140/78	Cleanosol Argentina S.A.	731.893.214
Repavimentación del acceso a la localidad de Carín desde la ruta Panamericana	2410-8-2412/77	Carmelo Scavuzzo - Candolfo Zangara y Vial Oeste S. C. A.	579.457.246

Nº

1. Pavimentación de las rutas nacionales N^{os}. 33 y 226. Convenio entre la Dirección Nacional de Vialidad y la Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires, 1957.
2. Régimen de Coparticipación Vial para las Municipalidades. Anteproyecto, reuniones preliminares. Decreto ley N^o 17.861 y decreto reglamentario N^o 21.280, 1957; 2^a ed., 1966. Agotada.
3. Régimen de Coparticipación Vial para las Municipalidades. Anteproyecto, reuniones preliminares. Decreto ley N^o 21.280, 1957; 2^a ed., 1960, 3^a ed., 1966.
4. Clasificación de materiales para subrasantes del Highway Research Board (H.R.B.): su correlación con el valor soporte de California e interpretación. Dr. Celestino L. Ruiz, 1958, 2^a ed., 1960.
5. Estudio de la red primaria, secundaria y total de caminos de la Provincia de Buenos Aires. Ing. Enrique Humet, 1958; 2^a ed., 1964.
6. Vigas continuas con momento de inercia variable. Ing. Ladislao J. Rozycki, 1959. Agotada.
7. Mesa redonda sobre el plan vial de la provincia de Buenos Aires. 1959-1963. 1958; 2^a ed., 1961. Agotada.
8. Autarquía de la Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires. Decreto ley N^o 7.823; decreto reglamentario N^o 17.486. Nueva edición, 1959. Agotada.
9. Primer Concurso de Trabajos sobre Temas Viales. 1959; 2^a ed., 1962.
10. Dismenado de pavimentos flexibles de Texas y California y su comparación con el procedimiento del C.B.R. utilizado en la provincia de Buenos Aires. Ing. Jorge M. Lockhart.
11. Método para determinar la homogeneidad de la mezcla en la construcción de bases y sub-bases de suelo cemento. M.M. de Obras Rodolfo A. Duarte.
12. El estudio de los suelos para subrasantes. Criterio adoptado por el laboratorio de la D.V.B.A. Agrim. Carlos F. Marchetti.
13. Ley de caminos, cercas y tranqueras. Nueva edición, 1960.
14. Concentración crítica de "filler", su origen y significado en la dosificación de mezclas asfálticas. Dr. Celestino L. Ruiz, 1960; 2^a ed., 1966.
15. Características físicas de los suelos y sus relaciones. Ing. Víctor Carri, 1960; 2^a ed., 1966.
16. Segundo Concurso de Trabajos sobre Temas Viales. 1960. Agotada.
17. Algo sobre la red vial de segundo orden de la provincia de Buenos Aires. Ing. Juan R. Villar.
18. Costo de los usuarios de caminos en la provincia de Buenos Aires. Ing. Ernesto F. Weber y Agrim. Carlos A. Peña.
19. Método de ensayo para obtener relaciones de humedad-densidad. Sr. Raúl O. Tejo.
20. Rango de suficiencia para carreteras. Ing. Ernesto F. Weber.
21. Normas técnicas de la Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires. 2^a ed., 1961.
22. Alcantarillas tipo. Departamento de Estudios y Proyectos, 1961, 2^a ed., 1966.
23. Nota sobre el comportamiento práctico de materiales "subnormales" para bases de pavimentos. Dr. Celestino L. Ruiz, 1961.
24. Tercer Concurso de Trabajos sobre Temas Viales. 1961. Agotada.
25. Ensayo de estabilidad mediante el penetrómetro de cono. Ing. Félix J. Lilli.
26. Bases de tosca. Una solución y un problema. Ing. Raúl G. de Sousa.
27. Hacia una reforma sustancial del régimen de adjudicaciones de obras viales por contrato. Dr. Julio A. Migoni e Ing. Juan R. Villar.
28. La influencia del agregado de cal a las mezclas de suelo-cemento. M. M. de Obras Rodolfo A. Duarte y Agrim. Carlos F. Marchetti.
29. Índices de prioridad para la inversión de los fondos de conservación en la red pavimentada. Ing. Luis R. Luna.
30. Predicción del tránsito vial en la República Argentina. Ing. Ernesto F. Weber y Agrim. Juan A. Bilbao.
31. Alcantarillas prefabricadas. Ings. Luis R. Luna y Pedro García Gausi.
32. La estabilización de suelos con cal en el Estado de Texas. Sus posibilidades en la provincia de Buenos Aires. Ing. Félix J. Lilli.
33. La estabilización de los suelos por medio del cemento. Ing. R. Peltier, Traduc., 1962.
34. Consideraciones sobre la constitución, ejecución, comportamiento y degradación de las capas de base, por acción del tránsito pesado y la intemperie. Ing. J. Durrieu, Traduc., 1962.
35. Introducción a la ingeniería de tránsito. Ing. W. T. Jackman, Traduc., 1962.
36. Función del Laboratorio de Ensayos de Materiales en los Departamentos Viales de los Estados Unidos. Agrim. Carlos F. Marchetti, 1962.
37. Promoción Vial Municipal. Encuesta sobre organización vial en las comunas. Ing. Félix E. Poggio, 1962. Agotada.
38. Diseño estructural de pavimentos flexibles. Ing. Félix J. Lilli, 1962.
39. Interpretación osmótica del hincharse de los suelos expansivos. Dr. Celestino L. Ruiz, 1962.
40. Previsión para la seguridad y rapidez del tránsito. Ley 6.312. Agotada. Actualizada por Pub. N^o 59.
41. Grandes Rutas del Plan Vial 1963. 1962. Agotada.
42. Problemas de la adhesividad en la técnica de los revestimientos carreteros. Ing. Jacques Bonitzer, 1962.
43. Cuarto Concurso de Trabajos sobre Temas Viales. 1962.
44. Determinación de los vacíos en las mezclas asfálticas en forma directa. Agrim. Pedro R. Sosa y Téc. Quím. Norberto O. Ferrari.
45. Investigación de las desviaciones individuales entre operadores y su comparación con un operador automático en las medidas del ensayo Marshall. Agrim. Julián Ruiz.
46. Interpretación del ensayo "Equivalente de arena". M. M. de Obras Rodolfo A. Duarte y Agrim. Carlos F. Marchetti.
47. Hormigón pretensado. Tentativas, recomendaciones y aplicación. Ing. Pedro García Gausi.
48. El camino de tierra y su circunstancia bonaerense. Ing. Juan R. Villar.
49. Apuntes sobre mantenimiento preventivo de máquinas viales. Sres. Alberto R. Cangalosi y Pedro S. Cuomo.
50. Segundo Simposio del Equipo Vial. 1962.
51. Consideraciones acerca de la reunión internacional sobre diseño estructural de pavimentos flexibles, realizada en Ann Arbor, Michigan, EE.UU. Dr. Celestino L. Ruiz, 1963.
52. Distribución del tránsito. Ing. Rodolfo A. Montalvo, 1963.
53. Inspección de materiales con detectores electromagnéticos. Ings. Rafael S. Blanco y Jacobo V. Dreizzen, 1963.
54. Vigas continuas con momento de inercia variables de sección a sección del mismo tramo. Ing. José Petrucci, 1963.
55. Mesa redonda sobre banquetas. Trabajos, experiencias, investigaciones. 1962.
56. Observaciones sobre las exigencias y control de la compactación de las subrasantes. Dr. Celestino L. Ruiz, 1963. Agotada.
57. Panteo tipo laminar rígido. Ings. César J. Laisoni y Adolfo A. Giacobbé, 1963.
58. Catálogo de la Biblioteca Técnica René A. Fémis. 1963.
59. Quinto Concurso de Trabajos sobre Temas Viales. 1963.
60. Tramos experimentales de bases construídas con granito desintegrado. Ings. Félix J. Lilli y Reynaldo R. Barricento. Sugerencias extraídas del estudio y comienzo de construcción de una obra cuyo llamado a licitación fue hecho por el procedimiento denominado "Tabla de Valores de Precios Unitarios". Ing. José M. Kenuy.

Nº

61. Estudio de la correlación entre las medidas de estabilidad de suelos finos obtenidas en los ensayos de Valor Soporte California (C.B.R.) y penetrómetro de cono. Sr. Roberto T. Santángelo.
62. Agrimensura vial. Métodos en relacionamiento y planimetría. Agrim. Edgardo A. Botsche.
63. Costos unitarios de transporte sobre camiones. Ing. Matías Yuffe y Agrim. Norberto Lamotta.
64. Bases para un proyecto de especificaciones sobre motoniveladoras. Ings. Jacobo V. Dreizzen y Rafael S. Blanco.
65. Influencia de las características del suelo en la dosificación de mezclas de suelo-cemento. Mapa tentativo de los porcentajes óptimos de cemento para la dosificación de mezclas de suelo-cemento en la provincia de Buenos Aires. Sres. Adolfo H. Delorenzo y Omar B. Ocampos.
66. Hacia un horizonte. Ing. Eduardo A. Petrucci y Sr. Carlos Nevoa.
67. Ensayo sobre el tránsito en la ciudad de Bahía Blanca. Sr. Juan Lis.
68. Obras licitadas por el Sistema de Tablas. Ings. Roberto Meneses y Horacio Claudio.
69. Accesos a centros urbanos. Ing. Eduardo A. Petrucci, 1964.
70. Programación de obras y proyectos por el método P.E.B.T. "Critical Path Method". Ing. Juan M. M. Corvalán, 1964. Agotada.
71. Construcción de caminos por el sistema de peaje. Ing. José D. Luxardo, 1964. Agotada.
72. Tipos y causas de fallas en los pavimentos de carreteras. Ing. F. N. Hycem. Traduc., 1964.
73. Problemas de diseño y comportamiento de pavimentos en la provincia de Buenos Aires. Ings. Jorge M. Lockhart y Félix J. Lilli, 1964.
74. Alcantarillas prefabricadas para obras de arte menores. Ings. Luis R. Luna y Pedro García Gausi, 1964.
75. Sexto Concurso de Trabajos sobre Temas Viales. 1964.
76. Análisis crítico del Régimen de Coparticipación Vial Municipal de la provincia de Buenos Aires. Ing. Juan R. Villar.
77. Las soluciones para la reconstrucción de los pavimentos de hormigón y el problema de las cargas de la estructura vial. Ing. Luis A. Cardozo.
78. El uso del amianto como "filler" en las mezclas asfálticas de tipo superior. Téc. Quím. Norberto O. Ferrari.
79. La Contribución de Mejoras en la Ley de Vialidad de la provincia de Buenos Aires. Agrim. Juan A. Urutia.
80. Estudio sobre volúmenes de tránsito en caminos de la red vial de la provincia de Buenos Aires. Agrim. Juan A. Bilbao y Emilio Bandel.
81. Hormigón pretensado. Algunas secciones típicas de hormigón pretensado. Ing. Pedro García Gausi.
82. La red troncal vial de la provincia de Buenos Aires. Agrim. Carlos D. Craig.
83. Presentación y comentarios sobre los Diagramas Shell 1963 para el diseño de pavimentos flexibles. Dr. Celestino L. Ruiz, 1964.
84. Hormigón pretensado. Tentativa, recomendaciones y aplicación. Ing. Pedro García Gausi, 1964.
85. Criterio de calidad y bases para la adquisición de sales destinadas a la corrección y estabilización de los suelos. Ing. Félix J. Lilli, 1965.
86. Sobre el cálculo de espesores para refuerzo de pavimentos. Dr. Celestino L. Ruiz, 1965.
87. Apuntes sobre mantenimiento preventivo de máquinas viales. Sres. Alberto R. Cangalosi y Pedro S. Cuomo, 1965.
88. La utilización de arenas con ligantes bituminosos. Ing. Victorio Lelú. Traduc., 1965.
89. Algunas normas para la selección del tipo de intersección a diferente nivel. Ing. Juan M. M. Corvalán, 1965.
90. El Congreso Vial Municipal: 153 ponencias, 28 monografías, 14 peticiones, discusiones, etc. 1965.
91. Canalización de intersecciones a nivel. Ing. Juan M. Corvalán, 1965.
92. Interpretación de las fallas de las carpetas asfálticas por resiliencia. Influencia de la fase gaseosa en el comportamiento bajo carga de los materiales compresibles. Dr. Celestino L. Ruiz, 1965.
93. Séptimo Concurso de Trabajos sobre Temas Viales. 1965.
94. Estudio de velocidad en caminos de la provincia de Buenos Aires. Ing. Mario Leiderman y Agrim. Juan A. Bilbao.
95. Estudio sobre limitación de velocidad en la ruta provincial N^o 78. Téc. Juan Lis.
96. Hormigón pretensado. Sugerencias y alcances. Ing. Pedro García Gausi.
97. Agrimensura vial. Taquimetría y triangulación. Agrim. Edgardo A. Botsche.
98. Igualdad de dos métodos de análisis económico. Alumnos Escuela de Ingeniería de Caminos, 5^a promoción.
99. Sobre mejoramiento y consolidación de caminos de tierra. Ing. Luis A. Cardozo.
100. La expropiación. Sr. Osvaldo D. García.
101. Interpretación del ensayo Marshall. Relación estabilidad-fluencia. Su aplicación a las mezclas asfálticas no convencionales y al criterio de calidad. Dr. Celestino L. Ruiz, 1966.
102. Ley General de Expropiaciones N^o 5708. 1966. Agotada. Actualizada por Public. N^o 73.
103. Ley N^o 6312. Previsiones para la seguridad y rapidez del tránsito en la provincia de Buenos Aires. 1966.
104. Tendencias actuales en la construcción de puentes. Ing. Adolfo A. Giacobbé, 1966.
105. Acerca del cálculo de los pilotes y paredes empotrados en el suelo, según el Prof. Svitko. Dr. Ing. Christo Cristow, 1968.
106. La disminución del fondo de caminos. Dr. Julio A. Migoni, 1966.
107. Sistemas de transporte urbano y normas para su funcionamiento. Ing. Armando García Baldizzone, 1966.
108. Cuarto Simposio del Equipo Vial. Cinco artículos sobre el tema, 1966.
109. Antopistas. Soluciones para sus intersecciones. Ing. Juan M. M. Corvalán, 1966.
110. Octavo Concurso de Trabajos sobre Temas Viales, 1966.
111. Hacia una posible incorporación de ensayos y métodos modernos de diseño a los laboratorios de obras. Ing. Carlos Francesio.
112. Algunas soluciones a los problemas que plantea la determinación de la densidad de equilibrio en base al método de la razón de compactación. Proyecto de la norma. Ing. Roberto T. Santángelo.
113. Iluminación en intersecciones. Ing. Horacio Claudio.
114. Los fenómenos hipotéticos como causa de accidentes de tránsito. Dr. Isaac M. Glizer.
115. Determinación de la resistencia al deslizamiento en los caminos pavimentados de la red provincial. Agrim. Jaime Yáñez.
116. Hormigón pretensado. Deformaciones e interpretaciones. Ing. Pedro García Gausi.
117. Tránsito. Consideraciones, estudio y análisis técnico del reordenamiento de la ciudad de Bahía Blanca. Técnico Juan Lis, 1967.
118. Conservación de caminos en EE.UU. y Canadá. Ing. Luis R. Luna, 1967.
119. Diagramas. Líneas de influencia y momentos flectores en vigas continuas y estructuras aporticadas. Dr. Técnico Wilhelm Valentin, 1967.
120. Equipamiento vial de las comunas. 1967.
121. La estabilización de suelos con cal en el Estado de Texas. Sus posibilidades en la provincia de Buenos Aires. Ing. Félix J. Lilli, 1970.
122. Consorcios camineros. Decreto 4876/967. 1967.
123. Ley General de Expropiaciones N^o 5708/952 y sus modificaciones. 1967.
124. Vigas continuas y estructuras aporticadas. Ejemplo analítico-numérico de cálculo. Ing. Ladislao Rozycki, 1968.
125. Algunas soluciones a los problemas que plantea la determinación de la densidad de equilibrio, en base al método de la razón de compactación. Ing. Roberto T. Santángelo, 1967.
126. Noveno Concurso de Trabajos sobre Temas Viales. 1967.
127. Análisis del proyecto de mezclas para bases granulares cementadas. Fundamentos para fijar un criterio de calidad. Ings. Nancy Villabona de Suárez y Roberto T. Santángelo.
128. Necesidad de recursos constantes para financiar la obra vial en la provincia de Buenos Aires. Cont. Julio R.

- Nº Fredes y Sr. Héctor E. Toffoletti. Patología vial. Dr. Isaac M. Glizer. Hormigón pretensado. Razón e interpretación de las experiencias de orientación para medir las deformaciones sobre probetas. Ing. Pedro García Gausi.
77. Vigas empotradas en ambos extremos y viga continua de cinco tramos con momentos de inercia variables. Ing. Ladislao J. Rozycki, 1968.
78. Recubrimiento de hormigón. Ing. Mario E. Aubert, 1968.
79. Métodos y normas de diseño de plazas de peaje. Ing. Ezequiel Ogueta, 1968.
80. Predicciones de tránsito para obras viales financiadas por el sistema de peaje. Ing. Ezequiel Ogueta, 1968.
81. Organización y administración de entes de peaje. Ing. Ezequiel Ogueta, 1968.
82. Tablas de funciones hiperbólicas del 0,001 al 10,000. Dep. Estudios y Proyectos, 1968.
83. Abacos de flexión simple, método de rotura, para secciones circulares con armadura simétrica. Ing. Héctor M. Somenson y Sr. Raúl O. Boda, 1969.
84. X Concurso de Trabajos sobre Temas Viales. 1968. El transporte de suelos en la ejecución de la obra básica. Ing. Carlos Francesio. Un análisis de los accidentes de tránsito. Agrims. Emilio Bandel y Jaime Yáñez. La clotoide. Ing. Eduardo A. Petrucci. Las técnicas del hormigón pretensado en las obras del futuro. Ing. Pedro García Gausi. Censo de flexión y destino de tránsito de Bahía Blanca. Agr. Carlos A. Lavorato. Prefabricación parcial en secciones mixtas de hormigón precomprimido y armado para la construcción de alcantarillas y puentes menores. Ings. Héctor M. Somenson y Enrique M. Sánchez y Sr. Raúl O. Boda.
85. Ensayo dinámico de pavimentos mediante propagación de ondas. Ing. Martín Bruck, 1969.
86. Influencias de los voladizos en los momentos flectores de las placas de puentes. Ings. Ladislao Rozycki y Héctor M. Somenson, 1969.
87. Régimen legal, económico y financiero de los contratos administrativos en Francia. Dr. Hugo Dolgopol, 1969.
88. De la Contribución de Mejoras. 1969.
89. XI Concurso de Trabajos sobre Temas Viales. 1969. Rendimiento de equipos viales. Arq. Luis A. Magram.
90. La computadora en apoyo técnico. Diseño y cómputo del camino. Ings. Julio C. Gonzalo y Salvador Mitidieri, Agrim. Norberto Chisari y Sr. Ricardo De La Portilla, 1970.
91. Normas a observar en el tránsito. Sr. Francisco Holoubek, 1970.
92. Educación vial para docentes. Comité de Seguridad en el Tránsito, 1970.
93. Ensayos estáticos y dinámicos de un puente pretensado. Ings. Alfonso Huber, Carlos Torregiani y Héctor Cervera, 1970.
94. XII Concurso de Trabajos sobre Temas Viales. 1970. La escoria de altos hornos en el diseño de un pavimento rígido. Ing. Carlos Francesio. Aspectos económicos del transporte. Ing. Julio C. Gonzalo. La computadora en apoyo técnico. Diseño y cómputo del camino. Ings. Julio C. Gonzalo y Salvador Mitidieri, Agrim. Norberto Chisari y Sr. Ricardo De La Portilla, 1970.
95. VI Simposio del Equipo Vial. 1971. Equipos necesarios para estudios de tránsito. Agrim. Carlos M. Morelli. Análisis de tensiones en el diseño estructural de la maquinaria vial. Ing. Hugo D. Basso. Evaluación de cargadores frontales montados sobre neumáticos. Dr. Erwin Wehrill. Algunas consideraciones sobre preparación de especificaciones técnicas para licitaciones de equipos viales para organismos del Estado nacional. Ing. Leopoldo Farberoff. La utilización de turbinas de gas como plantas de poder en la maquinaria vial. Ings. Osvaldo Frattini y Víctor R. Bertuccio. Técnicas y equipos actuales para el aserrado de juntas en los pavimentos de hormigón. Ings. Alberto S. C. Fava y Julio Zuker.
96. Análisis teórico de la composición de las intersecciones a distinto nivel. Traducción, 1972.
97. XIII Concurso de Trabajos sobre Temas Viales. 1971. La fisuración refleja en las capas asfálticas. Ing. Carlos Francesio. Ensayo de un sistema para el diseño, cálculo planimétrico y cómputo de superficies de una rotonda circular con apoyo de la computadora electrónica. Agrim. Oscar H. Grandi.
98. Concurso de Dibujos sobre Educación Vial. 1971.
99. XIV Concurso de Trabajos sobre Temas Viales. 1972. Evaluación económica de dos proyectos alternativos. Agrims. Emilio Bandel y Jaime Yáñez. Una metodología para el dimensionado de apoyos de neopreno en puentes. Ing. Roberto Igonnikow. Censo de cargas en tránsito. Sr. Juan Lis. La sistematización electrónica de datos en el control de la gestión de la obra vial. Agrim. Adalberto Magram, Sr. Raúl Rodríguez y Sra. Olga E. Colombo. Nuevos aspectos en materia de derecho administrativo disciplinario con motivo de la vigencia de la ley 7575. Dr. Osvaldo H. Suriani.
100. Ley de autarquía de la Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires, Nº 7943/972 y su Reglamentación Nº 922/73. 1973.
101. Estructura orgánico-funcional de la Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires. 1973.
104. Régimen de Coparticipación Vial para las Municipalidades. Decreto-Ley 8071 de fecha 21-V-973 y su Reglamentación, Decreto 5048 de fecha 24-VII-975.
105. Seminario sobre medios y objetivos de la obra vial. Julio 1977.
106. Plan Vial 1977-979. Junio 1977.

OTRAS EDICIONES

- Plan vial de la provincia de Buenos Aires. Años 1959-1963. Tomos I y II. Síntesis, memoria, descripción, factores considerados, longitud, red primaria y secundaria, comparaciones, estudio económico, tránsito, índices económicos, obras 1ª, 2ª y 3ª ed.
- Primer Simposio de Banquinas. 1959.
- Segundo Simposio de Banquinas. 1960.
- Normas Técnicas de la Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires. 1961.
- Primer Simposio del Equipo Vial. 1960. Agotado.
- Cálculo gráfico de cotas medias de base de terraplén y préstamos. Ing. Mario A. Fornari. 1936.
- Planilla para cálculo de movimiento de tierra. 1936.
- Trazado de curvas espirales. Ing. Mario A. Fornari. 1936.
- La Zona Escuela de la Dirección de Puentes y Caminos de la Provincia, en Mercedes. Ing. Lauro O. Laura, 1934.
- Día del Camino. 1960.
- Boletín Bibliográfico, mensual, números 1 al 202.
- Revistas Vialidad, trimestral, números 1 al 69.

Grl. Belgrano

Entre postas y pulperías

29

Ayacucho



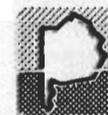
Licitación 28-2-79 Tramos I-II y III

Balcarce

55

LA RUTA 29 ENTRE GENERAL BELGRANO Y BALCARCE ATRAVIESA LAS ANTIGUAS LINEAS DE POSTAS QUE COMUNICABAN BUENOS AIRES CON RANCHOS, RAUCH, Y TANDIL, Y CUYO NUDO ERA LA DE DOLORS. ESTA RUTA, QUE UNE EL RIO SALADO CON LA SIERRA DEL VULCAN, ES PARALELA AL CAMINO QUE SIGUIO EL GENERAL MARTIN RODRIGUEZ, ENTRE GUARDIA DEL MONTE Y TANDIL, PARA FUNDAR EL FUERTE INDEPENDENCIA, EL 4 DE ABRIL DE 1825.-

De pie y en marcha



Provincia de Buenos Aires
Ministerio de Obras Públicas
Dirección Provincial de Vialidad