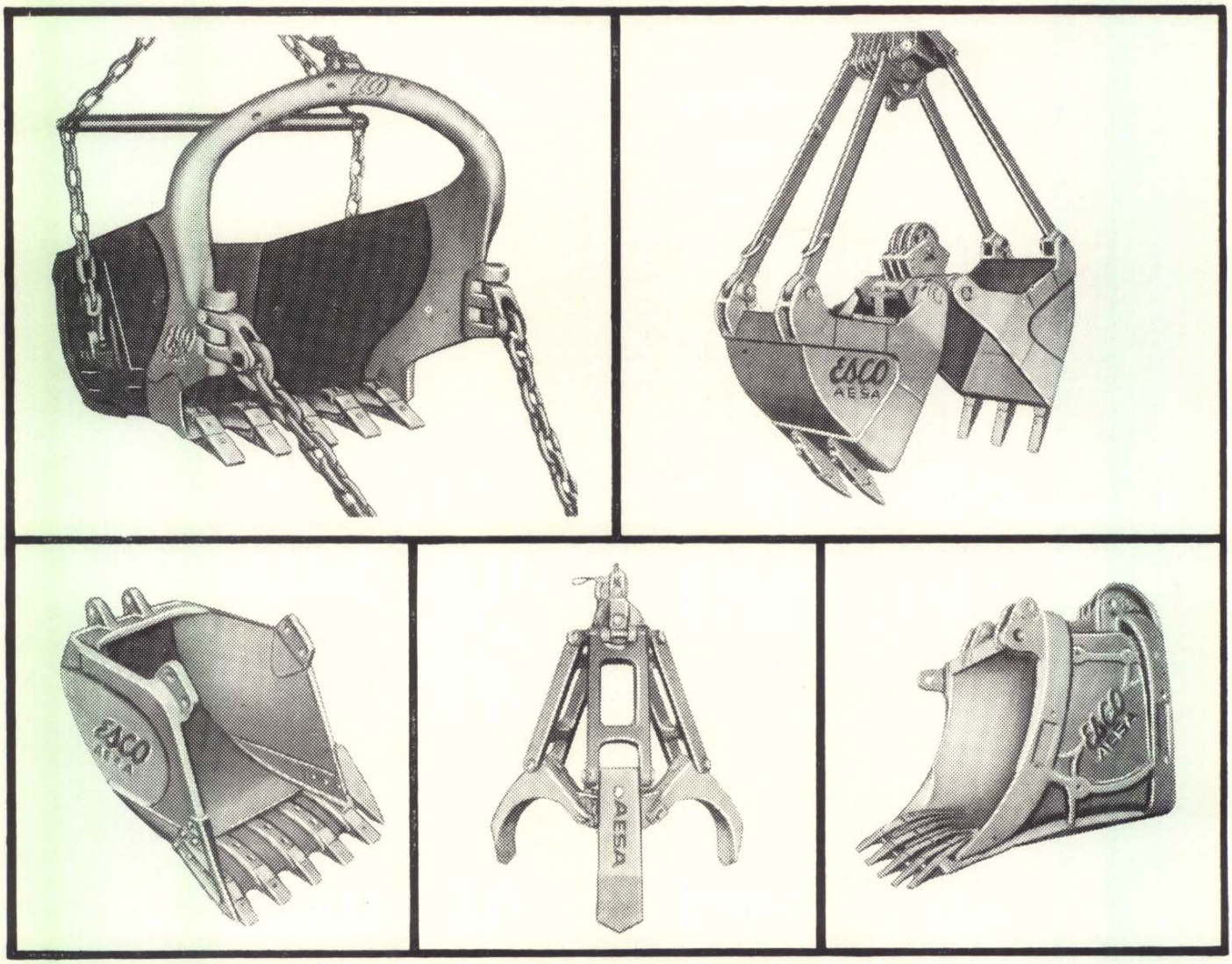
CARRETERAS

Asociación Argentina de Carreteras
Año XVIII/ Nº66/abril-junio 1973





PARA TODAS SUS APLICACIONES EN EXCAVACIONES

AESA ACEROS ESPECIALES S.A.I. y C.

Fabrica los famosos CUCHARONES de: • EXCAVADORAS •
ARRASTRE (Dragline) • ALMEJAS • RETROEXCAVADORAS.

CON DISEÑO, LICENCIA Y ASISTENCIA TECNICA TOTAL DE ESCO **ESCO CORPORATION Oregón USA.**

ENVIE LOS DETALLES DEL CUCHARON QUE UD. NECESITA

AESA

Casillas de Correo 19 - T. E. 115 Jesús María - F.C.G.B. Provincia de Córdoba
OFICINA EN BUENOS AIRES: SARMIENTO 767 - T. E. 49-3651

SERAL

PARA LAS RUTAS ARGENTINAS



MEJORADOR DE ADHERENCIA PARA ASFALTO

ADITIVO AMINICO

ADROG

EMULSIONES ASFALTICAS CATIONICAS CON

EMULSIVO

ADROG-E

REPRESENTANTE EXCLUSIVO

ADRO-QUIMICA S.A.

PARANA 768 8° p.
Tel. 44-0108/1278
BUENOS AIRES

FABRICANTE:

DROGACO INDUSTRIA QUIMICA S.A.

Dr. IGNACIO ARIETA 3922/44 - Tel. 651-0790/0229
SAN JUSTO - F.C.D.F.S. (Prov. Bs. As.)

Sabemos hacia donde vamos.



Esta es nuestra dinámica: demarcar y señalizar calles, rutas, plantas industriales y aeropuertos.

Advertencias visibles noche y día.
Para usted y los suyos.
Para su seguridad de peatón o conductor.

EN EL DIA DE LA SEGURIDAD EN EL TRANSITO

Adhesión de

LUMICOT S.A.I.C.A.F.I.

Nuestra labor - en **LUMICOT** - cubre miles de kilómetros del país. Y si aún nos queda mucho por hacer, sepa que lo estamos haciendo: bien a la vista y para bien de todos.

PRIMERA EMPRESA ARGENTINA DEDICADA CON CRITERIO INTEGRAL A LA SEGURIDAD VIAL.

VIAMONTE 542 - PISO 1º - TEL. 32 - 5648/9/0



Los Fanáticos...
de la calidad Dunlop ya somos tantos que nos cruzamos en todas las rutas.

D-101
Aguante a toda prueba, por más y más kilómetros. Resistencia y rendimiento extraordinarios, ideal para transporte en terrenos agresivos, rutas y caminos de tierra.

SUPERVIA HR
Rendimiento excepcional. Para uso profesional de transporte en ciudad y caminos pavimentados. Diseñada y construida para resistir el desgaste en calles destructoras de neumáticos.

DUNLOP

Calidad para los que van adelante.

la mayor capacidad de garantías



también opera en garantías aduaneras

ASEGURADORES DE CAUCIONES

DIRECTORIO: Presidente, Agustín de Vedia (h) - Vicepresidente, Jorge O. J. Guevara Zaefferer
Director Secretario, Horacio R. Bach - Directores: Albino C. Ertola, Antonio P. Lomónaco, Lorenzo Lucena Maguire - Síndico Titular, Raúl de Zuviría Zavaleta - Síndico Suplente, Mario A. Carregal

PARAGUAY 580 - Teléfono 32-5321/22/23 y 32-5266 - Cables: Suscriptores - BUENOS AIRES

CARRETERAS

AÑO XVIII — Nº 66 — ABRIL — JUNIO — 1973

CORREO ARGENTINO CENTRAL (B) | FRANQUEO PAGADO Concesión Nº 5942 | INTERES GENERAL Concesión Nº 5426

Revista técnica trimestral editada por la ASOCIACION ARGENTINA DE CARRETERAS — Adherida a la Asociación de la Prensa Técnica Argentina. — Registro de la Propiedad Intelectual Nº 1.199.766 — Concesión Postal del Correo Argentino Nº 5.942. — (Franqueo Pagado) Interés general, concesión Nº 5.426. — Dirección, Redacción y Administración: Paseo Colón 823, p. 7º, Buenos Aires, Argentina. — Teléfono, 30-0839. — SECRETARIO DE REDACCION: Sr. JOSE B. LUINI.

EDITORIAL

Una Nueva Etapa

El país se ha reencontrado con sus instituciones; de ahora en más hemos de transitar una nueva etapa. Haciéndose eco de un llamado de las nuevas autoridades nacionales exhortando a trabajar por la reconstrucción nacional, nuestra Asociación respondió ofreciendo su colaboración para alcanzar tan alto propósito, que comparte. Fue, de tal suerte, consecuente con su trayectoria y con lo que mandan sus estatutos.

Parece oportuna la ocasión para reflexionar sobre la experiencia, hacer un análisis de la situación actual y formular perspectivas de nuestra actividad caminera, tan estrechamente ligada al desarrollo y progreso del país. La experiencia, es su mérito, nos previene de errar, abriéndonos la posibilidad de optar por los caminos ya probados; con este ánimo la evocamos.

Comencemos por reconocer que la obra caminera de los últimos tiempos deja un saldo positivo de realizaciones, pero convengamos también, que por las particulares condiciones bajo las cuales fueron llevadas a cabo el país ha pagado por ellas muy alto precio. La falta de estabilidad de los planes viales, tanto en su estructura como en su desarrollo, signados por altibajos periódicos y de frecuencia inusitada, se ha traducido en demoras en la realización de las obras, cuando no en paralizaciones, difiriendo su puesta en servicio y viendo recargados los mayores costos; ha traído quebrantos o dificultado su desenvolvimiento a la actividad empresaria, tanto de aquella que asume directamente la ejecución del camino, como de la muy diversificada que constituye la actividad conexa, con afectación, en todos los casos, de importantes fuentes de trabajo; ha entorpecido la organización de los cuadros técnicos, etc. Todo ello configura pérdidas, esto es, una carga adicional que es soportada por el país.

La causa de los hechos señalados se identifica con la endeblez de las bases financieras que respaldan la obra de caminos. Desnaturalizadas las que, con legitimidad, implantara la ley 11.658 –que alcanzan para solventar con creces la demanda de inversiones– su proceso de deterioro se ha reflejado de continuo sobre la obra vial. Sin ir más lejos podríamos traer a colación que una de las razones que gravita, ahondándola, sobre la crisis que actualmente enfrenta la vialidad argentina –Vialidad Nacional, solamente, padece un déficit para 1973 próximo a los 1.800 millones de pesos– proviene de la sanción de las leyes 20.073 y su modificatoria la 20.336 que priva a aquélla de recursos que en su momento le fueron asignados para financiar los planes en ejecución, *es decir, que ya estaban comprometidos. Esta decisión, difícil de entender, es una muestra representativa de lo que ha venido ocurriendo en el campo vial argentino.*

La etapa que se inicia invita a meditar sobre lo señalado, capitalizando experiencia, y a pensar, con proyección de futuro, en los términos en que habría que avanzar con el camino, para ponerlo a tono con la demanda de un país que procura horizontes que le permitan ensanchar las posibilidades de bienestar y prosperidad a su pueblo. Y es respecto de tal proyección que conviene recordar –saliendo al encuentro de versiones que curiosamente se han echado a andar, en el sentido de que tenemos una obra vial sobredimensionada, y sobre cuya intención preferimos no abrir juicio– que aún contamos con una extensa parte de nuestra red troncal, necesidad primaria para el desenvolvimiento del país, que es sólo un símbolo sobre el mapa de la República; que lo mismo ocurre, y en mayor medida, en las redes principales de provincias; que hay cientos de miles de kilómetros de las redes vecinales con muy poca obra significativa; que, en fin, el país se mueve, en más del 90 % de su extensión total, sobre caminos precarios, de tránsito condicional.

Podríamos condensar nuestra opinión sobre el particular asumiendo la posición que sigue: completar, normalizándola, la obra puesta en marcha y proseguir de inmediato los planes previstos; asignar a la obra vial primera prioridad en la obra de gobierno a realizar, traduciéndola en planes de mediano y largo plazo afirmados en las fuentes económico financieras –exclusividad de los impuestos tributados por el usuario del camino– dadas por la ley 11.658.

Con el ánimo levantado, como corresponde frente a la realidad potencial de un país magníficamente dotado, reiteramos nuestro propósito de colaborar en el campo de nuestra finalidad específica, confiando que, al fin, las metas a que aspiramos habrán de ser, finalmente, alcanzadas.

SUMARIO

	Pág.
UNA NUEVA ETAPA Editorial	5
LA ASOCIACION REALIZO SU XIX ASAMBLEA GENERAL ORDINARIA	6
INFORME PROGRESIVO SOBRE EL COMPORTAMIENTO DE UN RECUBRIMIENTO Y ENSANCHE DE HORMIGON SOBRE UNA CALZADA DE HORMIGON EXISTENTE Por el Ing. Mario E. Aubert	8
SOBRE EL CRITERIO DE CALIDAD DE LOS SUELOS COHESIVOS CORREGIDOS O ESTABILIZADOS CON CAL Por el Dr. Celestino L. Ruiz y colaboradores	16
INFORMACIONES DE VIALIDAD NACIONAL	22 y 23
DENSIDAD DE EQUILIBRIO — SU DETERMINACION MEDIANTE EL ENSAYO TIPO PROCTOR CON ENERGIA VARIABLE Por el Ing. Roberto T. Santángelo	32
INFORMACIONES DE VIALIDADES PROVINCIALES	38 y 39
DIA DE LA SEGURIDAD EN EL TRANSITO	40
TRANSITO Y AUTORIDAD DE APLICACION Por el Ing. José B. García	41
RENUNCIA DEL Dr. CELESTINO L. RUIZ	44
PAVIMENTACION DE LA RUTA NACIONAL Nº 33	44

La Asociación realizó su XIX Asamblea General Ordinaria en la que el Ing. Pedro Petriz fue designado Presidente por el período 1973-75

Con la presencia de 65 asociados, el 29 de marzo último nuestra entidad llevó a cabo la XIX Asamblea General Ordinaria, en cuyo transcurso se aprobaron la memoria, el balance y el estado de cuentas correspondientes al año 1972. Correspondió también en esa oportunidad designar presidente en reemplazo del Ing. Edgardo Rambelli que finalizó su mandato el 31 de diciembre pasado, después de ocupar ese cargo durante cuatro períodos consecutivos. Asimismo se efectuó la elección de los miembros del Consejo Directivo que también terminaron sus mandatos en la mencionada fecha.

Para ocupar la Presidencia por un período de dos años fue designado el Ing. Pedro Petriz, profesional de conocida trayectoria en nuestro ámbito vial como lo señala el hecho de haber desempeñado la Presidencia de la Dirección Nacional de Vialidad y de la Dirección de Vialidad de la provincia de Buenos Aires.

Conferencias, publicaciones, participación en congresos prueban asimismo su interés y preocupación por la obra vial de nuestro país.

Por otra parte el Ing. Petriz ocupó los cargos de Ministro de Obras y Servicios Públicos de la Nación, Ministro de Obras Públicas de las provincias de Córdoba y de Buenos Aires y actuó en el Departamento de Hidráulica de la Facultad de Ingeniería de La Plata. Actualmente es profesor en la Escuela de Graduados, Rama Ingeniería de Caminos de la Facultad de Ingeniería de Buenos Aires.

Al hacerse cargo de la presidencia el Ing. Petriz manifestó a la concurrencia sus deseos de proseguir con la importante y desinteresada labor que la Asociación ha llevado a cabo hasta el presente, tratando de impulsar su acción en orden a colaborar con los organismos viales de todo el país para lograr a la brevedad la normalización y estabilización del desarrollo que la red caminera reclama. Se pondrá especial énfasis en anular las consecuencias de la Ley 20.073, tan perjudicial para la obra caminera argentina.

Se encarará también la creación de delegaciones en todas las provincias, la inscripción de nuevos asociados y la organización de un plan anual de conferencias; la edición de mayor número de publicaciones; la difusión de la técnica caminera a través de cursillos, mesas redondas tanto en Buenos Aires como en el interior del país, etc.

Finalmente el Ing. Petriz exaltó la trayectoria del Ing. Rambelli en la Asociación, a la que se vinculó desde su fundación. Manifestó su agradecimiento por tan importantes servicios y expresó el deseo de que el Ing. Rambelli siga prestando su concurso a la Institución la que —son palabras del Ing. Petriz— en modo alguno puede prescindir de su experiencia y su capacidad.

Tuvo también el Ing. Petriz, palabras de recuerdo y gratitud para los otros dos presidentes de la Asociación, Ing. Gorostiaga y Sr. De Carli.



El Ing. Petriz usa de la palabra después de hacerse cargo de la Presidencia. Lo acompañan los Ings. Raggio, Priante, el Sr. Luini, y los Ings. Rambelli y Fernández García.



Un aspecto parcial de los asistentes a la Asamblea.

CONSEJO DIRECTIVO

En la reunión del Consejo Directivo posterior a la Asamblea General Ordinaria se asignaron los siguientes cargos de la mesa directiva, la que quedó constituída en la siguiente forma:

Miembros Titulares:		
Presidente	*Ing. Pedro Petriz*	
Vicepresidente 1º	*Ing. José María Raggio*	Categoría A — Socios Individuales
Vicepresidente 2º	*Dr. Marcos Sastre*	Categoría A — Socios Individuales
Secretario	*Ing. Carlos Jorge Priante*	Categoría D — Armco Argentina S.A.
Prosecretario	*Agr. Joaquín P. Arespacochaga*	Categoría A — Socios Individuales
Tesorero	*Ing. Hipólito Fernández García*	Categoría A — Socios Individuales
Protesorero	*Sr. Arturo C. A. Buxton*	Categoría D — Automóvil Club Argentino
Vocales	*Ing. Néstor C. Alesso*	Categoría C — Construcciones Civiles José María Aragón S.A.
	Ing. Miguel H. Bastanchurri	Categoría D — Shell C.A.P.S.A.
	Ing. Gustavo R. Carmona	Categoría — C — Vialco S.A.
	Ing. Raúl A. Colombo	Categoría B — Instituto del Cemento Portland Argentino
	Dr. Jan Manuel Lynch	Categoría C — Fate S.A.
	Dr. Jorge Richard Zorraquín	Categoría B — A.D.E.F.A.
	Ing. Vicente A. Robles	Categoría C — Vicente Robles S.A.
	Dr. Alberto Rossi	Categoría D — Yacimientos Petrolíferos Fiscales
	Ing. José Bruno Verzini	Categoría B — Asociación de Fabricantes de Cemento Portland
	Ing. Carlos O. Wydler	Categoría B — Dirección Nacional de Vialidad
Miembros Suplentes:	*Ing. Roberto O. Amado*	Categoría B — Dirección de Vialidad de la Prov. de Bs. Aires
	Ing. Enrique L. Azzaro	Categoría A — Socios Individuales
	Sr. Juan Carlos Cane	Categoría B — Touring Club Argentino
	Ing. Alejandro L. Castellano	Categoría D — Esso S.A.P.A.
	Ing. Miguel Conte	Categoría D — Cámara Argentina de la Construcción
	Ing. Pablo Gorostiaga	Categoría C — E.A.C.A. S.A.
	Ing. José Diego Luxardo	Categoría A — Socios Individuales
	Ing. José A. Palazzolo	Categoría D — Fiat Argentina S.A.
Comisión Revisora de Cuentas:		
	Ing. Eduardo González Sironi	Categoría A — Socios Individuales
	Ing. Jorge Z. Klinger	Categoría A — Socios Individuales
	Ing. Angel V. Tosoratti	Categoría A — Socios Individuales

COMISIONES INTERNAS

Con el fin de colaborar en la acción futura de la Asociación, anunciada por su Presidente en el mismo acto de la Asamblea, el Consejo Directivo designó las ocho Comisiones Internas que se indican a continuación con sus respectivos Presidentes:

Comisión Nº 1: Interior, Presidente Ing. Carlos M. Costa
Comisión Nº 2: Delegaciones y Filiales - Presidente Ing. Santos Nucifora
Comisión Nº 3: Publicaciones y Biblioteca - Presidente Ing. José D. Luxardo
Comisión Nº 4: Conferencias y Congresos - Presidente Ing. Carlos E. Duvoy
Comisión Nº 5: Técnica - Presidente Ing. Francisco Pagnotta
Comisión Nº 6: Prensa y Relaciones Públicas - Presidente Dr. Juan M. Lynch
Comisión Nº 7: Legislación y Financiación Vial - Presidente Ing. Jorge Taylor
Comisión Nº 8: Tránsito y Seguridad Vial - Presidente Ing. José B. García

Bombas Centrífugas
Motosoldadoras
Compresores

Estos equipos son mundialmente reconocidos.
En Argentina los fabrica IKA-RENAULT

Motores Industriales y Unidades Motrices
CONCESIONARIOS
CASA STEWART S.A.
Comercial, Importadora e Industrial
TUCUMAN 3550 - Tel. 86-2205/06/07
BUENOS AIRES
Sucursal COMODORO RIVADAVIA
Rivadavia 385 - Tel. 2769
Sucursal NEUQUEN
Pampa esq. Chile - Tel. 2130
Sucursal MENDOZA
Ejército de Los Andes 664
Dorrego - Guaymallén

Informe Progresivo sobre el Comportamiento de un Recubrimiento y Ensanche de Hormigón sobre una Calzada de Hormigón Existente

CAMINO CENTENARIO II TRAMO

Por el Ing. MARIO E. AUBERT

2º Jefe del Departamento de Promoción Técnica del Instituto del Cemento Portland Argentino.

En el Simposio sobre Pavimentos de Hormigón realizado en Buenos Aires en el año 1960, el Agr. Julián Ruiz de la Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires presentó un trabajo (1) que se refiere al camino Centenario que vincula la ciudad de La Plata con el cruce de Gutiérrez y en especial hace ona descripción de la construcción de un tramo experimental de recubrimiento de hormigón sobre el pavimento de hormigón existente en el IIº tramo.

El pavimento recubierto es de hormigón armado de 15 cm. de espesor con bordes espesados de 20 cm, siendo la armadura colocada de 4 kilógramos de peso por metro cuadrado. El autor hace algunas observaciones relacionadas con las características de la subrasante sobre la cual apoya directamente el pavimento, y su densificación, factor que, ligado a la presencia de agua en la misma ha producido, por acción del tránsito, el fenómeno del bombeo; presenta asimismo un levantamiento del estado del pavimento existente en el tramo, efectuado en 1957.

El tramo experimental se desarrolla entre progresivas km 8,378 y km 9,052 y la obra consistió en la ejecución de una capa de recubrimiento de hormigón de 13 cm de espesor con ensanches en cada borde de 35 cm llevando el ancho del pavimento existente a 6,70 m; dicho ensanche de 23 cm de espesor se asentó sobre una sub-base de suelo-cemento de 8 cm de espesor y 50 cm de ancho.

Para el cálculo del espesor del revestimiento se adoptó la fórmula aconsejada por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de Estados Unidos en la que se tuvo en cuenta una adherencia parcial entre el pavimento de la base y la capa superficial o sea:

$$h_r = \sqrt{h^{1,87} - C h_e^{2}}$$

en la cual:

h = espesor de la losa simple equivalente.
h_e = espesor del pavimento existente.
h_r = espesor del recubrimiento.

C = coeficiente que depende del estado del pavimento existente y que tomó igual a 0,35, o sea cuando el pavimento se encuentra francamente agrietado.

Se ubicó una junta longitudinal central en el recubrimiento. las juntas de dilatación se colocaron cada 60 metros y las de contracción en coincidencia con las existentes en el hormigón de base.

El tramo mencionado tiene tres sub-tramos, a saber:

Sub-tramo 1:
De progresivas km 8,428 a km 8,782 (losas 1 a 52)

Sub-tramo 2:
De progresivas km 8,782 a km 8,882 (losas 55 a 66)

Sub-tramo 3:
De progresivas km 8,882 a km 9,002 (losas 66 a 86)

En el sub-tramo 1 se ejecutó una capa de recubrimiento de hormigón simple, en el 2 una de hormigón armado (ϕ 8 mm cada 40 cm) y en el 3 una de hormigón simple separado de la capa de la base por un tratamiento bitumonoso simple. En los tres subtramos el espesor proyectado del recubrimiento fue constante e igual a 13 cm.

El Agrimensor Ruiz presentó además en su trabajo un levantamiento de fisuras de la capa superficial del hormigón a los dos años de librado al tránsito.

El 22 de agosto de 1963, o sea aproximadamente a los cinco años de edad, personal técnico del Instituto del Cemento Portland Argentino llevó a cabo un levantamiento de fisuras y grietas que apareció en un trabajo (2) presentado al V Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito en 1964.

El estado del recubrimiento de hormigón a esa fecha se consideró muy bueno ya que no se observó prácticamente fisura alguna en los sub-tramos 2 y 3. En el sub-tramo 1 aparecieron fisuras transversales, sobre todo en losas de 8 m entre juntas, dimensión no aconsejable en este tipo de recubrimiento.

El 29 de septiembre de 1971 a los 13 años de edad, se efectuó un nuevo levantamiento de fisuras en este tramo, que figura en el gráfico adjunto; como así también se procedió a la extracción de probetas del pavimento (hormigón de base y de recubrimiento) y del suelo de la subrasante, cuyos ensayos se dan en las planillas adjuntas.

El tránsito medio diario en ambas direcciones de este tramo alcanzó en julio de 1972 a la cifra de 14.876 vehículos (datos suministrados por la D. V. B. A.) de cuyo total sólo el 15 % aproximadamente está constituído por colectivos, ómnibus, camiones livianos y pesados.

Del análisis del levantamiento de fisuras efectuado surge:

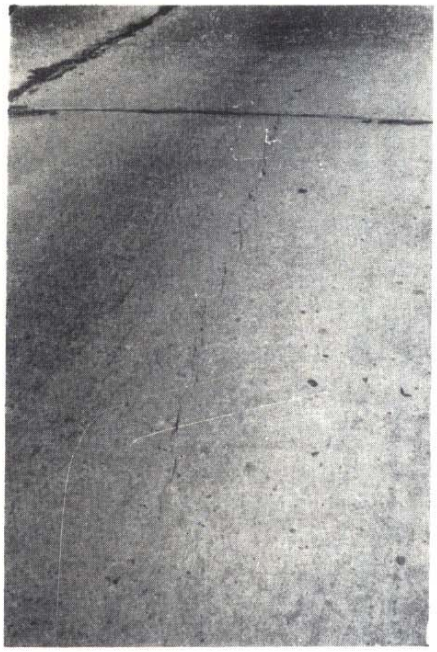
1º) que los subtramos 2 y 3 siguen comportándose muy bien con un muy pequeño aumento de la leve fisuración que se había detectado en 1963.

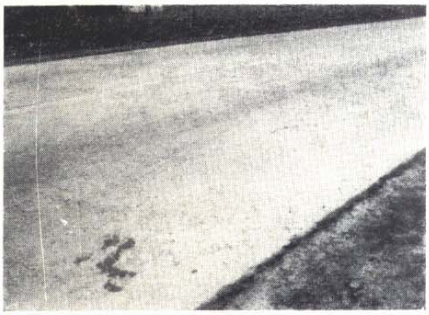
2º) que el subtramo 1 posee una fisuración bastante más acentuada que la observada en aquella oportunidad, decreciendo

(1) Agr. Julián Ruiz —"Construcción de la copa de recubrimiento de hormigón del Camino Centenario IIº tramo"— Simposio sobre Pavimentos de Hormigón 1960 - pág. 215.

(2) Ing. Mario Aubert —"Recubrimiento de Hormigón"— V Coongreso Argentino de Vialidad y Tránsito— 1964 - pág. 213.

ALGUNOS DETALLES DE LA FISURACION DEL RECUBRIMIENTO DE HORMIGON DEL TRAMO EXPERIMENTAL



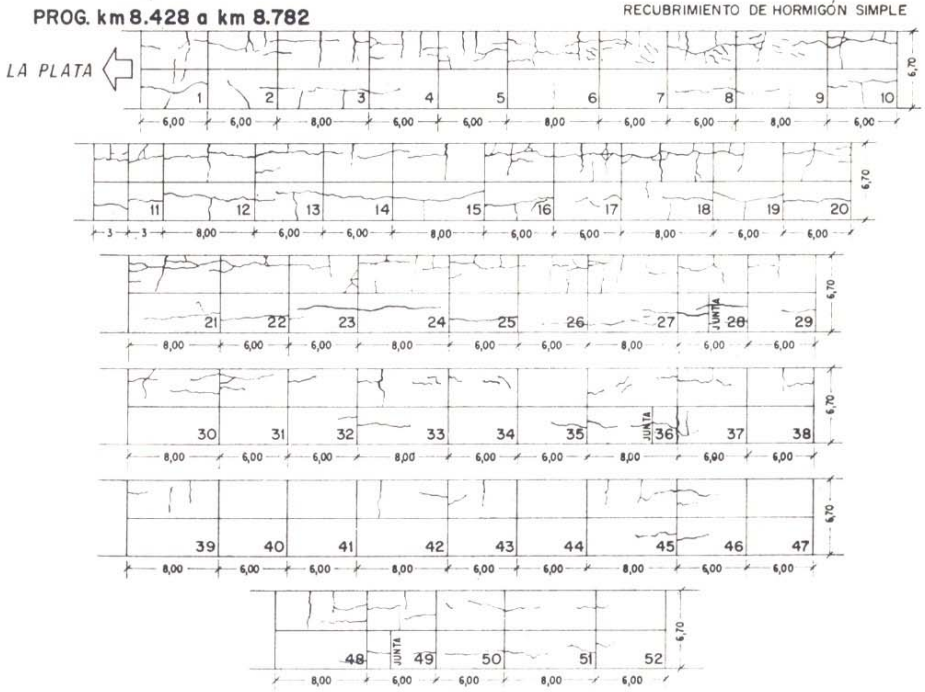




CAMINO CENTENARIO
IIº TRAMO
ESTADO DEL RECUBRIMIENTO DE HORMIGÓN AL 29-IX-1971

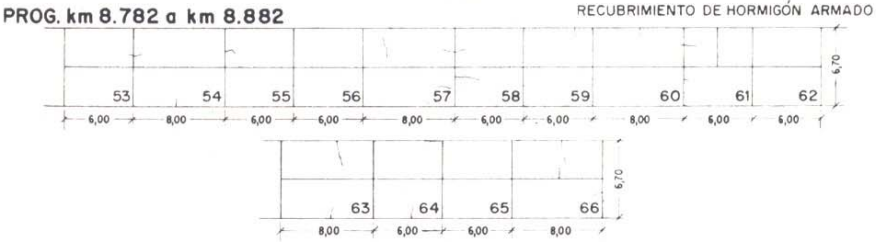
SUB-TRAMO 1º

PROG. km 8.428 a km 8.782 — RECUBRIMIENTO DE HORMIGÓN SIMPLE



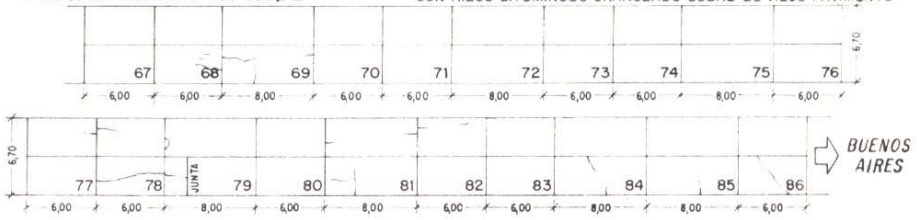
SUB-TRAMO 2º

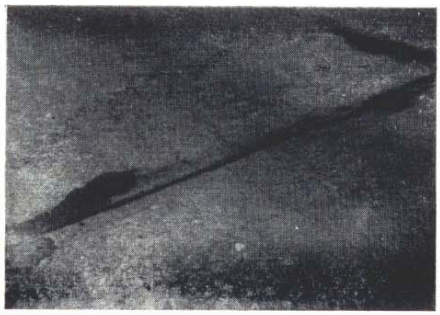
PROG. km 8.782 a km 8.882 — RECUBRIMIENTO DE HORMIGÓN ARMADO



SUB-TRAMO 3º

PROG. km 8.882 a km 9.002 — RECUBRIMIENTO DE HORMIGÓN SIMPLE CON RIEGO BITUMINOSO GRANCEADO SOBRE EL VIEJO PAVIMENTO





la intensidad de ese agrietamiento a medida que se avanza desde la primera losa hacia la 52 donde termina este subtramo.

3º) que la trocha derecha en el sentido La Plata - Buenos Aires posee una menor fisuración que la izquierda.

En los lugares donde se extrajo testigos se observó:

1º) que no había adherencia alguna entre el hormigón base y de recubrimiento.

ENSAYO DE PROBETAS DE HORMIGÓN

ENSAYO Nº 340 a 356/72

MUESTRA Nº L. 172/72

PROCEDENCIA: Camino Centenario

Probeta	ALTURAS		Diámetro	Sección	Fecha de ejecución	Fecha de ensayo	EDAD	Resistencia a la compresión (sin corrección)	
	de obra	de laboratorio						Cargo total de rotura	Tensión de rotura
	cm.	cm.	cm.	cm²			días	kg.	kg/cm²
1 S	15,3	16,3	15,1	179		7-7-72	—	93.000	520
1 i	16,3	17,2	15,1	179		"	—	71.500	400
3 i	14,6	15,5	15,0	177		"	—	105.000	594
4 S	16,1	16,9	15,0	177		"	—	91.500	516
6 S	14,9	15,8	15,0	177		"	—	93.000	525
6 i	15,5	16,2	15,0	177		"	—	102.500	579
8 S	14,6	15,7	15,0	177		"	—	108.000	610
8 i	15,8	16,6	15,0	177		"	—	102.000	576
2 i	16,7	17,5	15,1	179		"	—	95.500	534

ENSAYO DE PROBETAS DE HORMIGÓN

ENSAYO Nº 888 a 900/72

MUESTRA Nº L. 365/72

PROCEDENCIA: Camino Centenario

Probeta	ALTURAS		Diámetro	Sección	Fecha de ejecución	Fecha de ensayo	EDAD	Resistencia a la compresión (sin corrección)	
	de obra	de laboratorio						Cargo total de rotura	Tensión de rotura
	cm.	cm.	cm.	cm²			días	kg.	kg/cm²
10 S	15,8	16,2	15,0	177		7-7-72	—	100.000	565
10 i	17,3	18,9	15,0	177		"	—	90.300	510
11 i	17,0	17,9	15,0	177		"	—	82.500	466
13 S	15,5	16,4	15,1	179		"	—	88 500	499
13 i	14,5	15,9	15,0	177		"	—	79.500	450
14 i	16,0	16,8	15,0	177		"	—	92.400	521
15 i	15,7	16,8	15,1	179		"	—	73.200	410

CAMINO CENTENARIO

II Tramo

Peso específico y absorción de las muestras de hormigón extraídas

Probeta Nº	Fecha Ensayo	Peso Unitario seco (kg/m³)	Peso Unitario saturado (kg/m³)	Absorción en peso (%)
10 S	17-7-72	2340	2440	4,3
10 I	17-7-72	2325	2430	4,5
8 S	17-7-72	2290	2405	5,0
2 I	17-7-72	2240	2355	5,1



INSTITUTO DEL CEMENTO PORTLAND ARGENTINO

San Martín 1137 - Buenos Aires

SECCIONALES: CORDOBA: Av. Gral. Paz 70, Córdoba - **TUCUMAN:** 25 de Mayo 30, San Miguel de Tucumán - **LA PLATA:** Calle 48 Nº 632, La Plata - **ROSARIO:** San Lorenzo 1047, Rosario - **MENDOZA:** San Lorenzo 170, Mendoza - **SAN JUAN:** Ignacio de la Roza 194, Oeste, San Juan - **BAHIA BLANCA:** Luis María Drago 23, Bahía Blanca - **CORRIENTES:** Catamarca 1515 Corrientes - **NEUQUEN:** Av. Argentina 251, Neuquén - **BARILOCHE:** C.C. 57, San Carlos de Bariloche. - **CAMPO EXPERIMENTAL:** Edison 453, Martínez, Provincia de Buenos Aires.

CAMINO CENTENARIO

II Tramo

Análisis de Suelos

Muestra Nº	Lugar de extracción	Constantes Físicas		Granulometría		Clasificación AASHO
		Límite líquido	Indice plasticidad	PTN' 40 %	PTN' 200 %	
173	Bajo losa 9	42	16	100	98	A7-6 (10)
174	Bajo losa 54	49	22	100	97	A7-6 (15)
175	Bajo losa 42	51	26	100	98	A7-6 (16)
394	Bajo losa 70	45	19	99	98	A7-6 (13)
395	Bajo losa 80	52	24	100	98	A7-6 (17)

2º) que las fisuras y grietas de la capa superior no son reflejo de las de la capa base.

3º) que los espesores del recubrimiento son algo mayores que los fijados en el proyecto.

Del estudio de los resultados de los ensayos de suelos se deduce:

1º) que los suelos de la subrasante son finos del tipo arcilloso con alto índice de plasticidad y alto límite líquido lo que significa que se trata de suelos elásticos y expansivos, susceptibles de entrar en suspensión con la presencia de agua y en definitiva bombeables.

2º) que estas características de la subrasante coincidan con los resultados de los ensayos presentados por el Agr. Ruiz en su trabajo.

En consecuencia, en este momento, a los catorce años de la ejecución del tramo experimental de ensanche y recubrimiento de hormigón sobre la calzada existente de hormigón del Camino Centenario II tramo, y con la información disponible en los trabajos anteriores ya mencionados, y la que en ésta figura, puede pretenderse esbozar una posible explicación del comportamiento de esta obra que puede concretarse en los siguientes puntos:

1º) La diferencia de comportamiento que se observa a lo largo del subtramo 1 y la de éste con respecto a los subtramos 2 y 3 se estima que debe estar ligada a un problema vinculado con la obra básica sobre la que asienta el pavimento en cuestión, ya que en los tres subtramos:

a) el tránsito es el mismo.

b) los espesores del pavimento son iguales.

c) la calidad del hormigón es similar.

d) las características de la subrasante son las mismas.

En cambio existe una considerable altura de terraplén, especialmente en la iniciación del tramo, coincidente con la zona más agrietada, que unido a las conclusiones que se extraen de los comentarios vertidos por el Agr. Ruiz sobre la técnica de compactación de la subrasante que se utilizó en la ejecución del antiguo pavimento y su presumible diferencia con la densificación en la zona de ensanche, conduce a la posibilidad de asentamientos diferenciales proporcionales a la altura del terraplén y que se consideran la causa del agrietamiento decreciente observado a lo largo del subtramo 1 y de éste con respecto a los otros dos.

2º) La diferencia de comportamiento de ambas trochas se presume que debe estar ainculada al hecho de que en la trocha derecha (sentido La Plata-Buenos Aires) se estabilizaron las losas del viejo pavimento con inyecciones de barro-cemento según informa el Agr. Ruiz en su trabajo, lo que haría suponer que esa sería la causa del mejor comportamiento (menor fisuración) de esta trocha con respecto a la adyacente.

Teniendo en cuenta las consideraciones hechas, y analizando los elementos de juicio dt que se dispone acerca de esta obra, puede concluirse que:

1º) Un viejo pavimento de hormigón, aún en estado avanzado de deterioro, como el del caso presentado, puede ser recubierto con una capa de hormigón de cemento portland y lograr de esa manera un incremento considerable de su vida de servicio y un aumento de su capacidad de carga.

2º) En general, las fisuras y grietas del viejo pavimento, no se reflejaron en el recubrimiento.

3º) El comportamiento del recubrimiento de hormigón armado no adherido (subtramo 2) y sin armar con la interposición de un tratamiento bituminoso simple (subtramo 3) fue similar y muy bueno.

4º) Prácticamente no existen indicios de bombeo, en el recubrimiento de hormigón, si bien lo hubo en el pavimento de hormigón de base.

5º) Se confirma una vez más la importancia de lograr uniformidad de soporte en la subrasante donde se asienta un pavimento de hormigón.

6º) Que las conclusiones que se extraen del comportamiento de este tramo experimental son coincidentes con las que aparecen en la extensa bibliografía sobre el tema de la cual merece destacarse el trabajo sobre "Ensanche y Recubrimiento de Caminos con Hormigón" por los Ingenieros James W. Johnson y W. G. Bester, publicado en los Proceedings del Highway Research Board del año 1955. Este trabajo cubre una revisión de más de 150 km de recubrimientos de hormigón durante el período 1931 al 1954 y llega a resultados similares de los cuales ya se han hecho referencia recientemente.

Para terminar el autor considera que sería de mucho valor continuar con el análisis del comportamiento de este tramo, ampliando la investigación en el terreno, en combinación

ESTACION DE SERVICIO MOVIL

FIPAT

INDUSTRIA ARGENTINA



A pedido se pueden montar acoplados de 2 y 4 ruedas y otros elementos como ser: arranque eléctrico para compresores, embragues, alternadores para carga de baterías accionados por los mismos, grupos electrógenos, etc.

FIORE, PANIZA Y TORRA EMPRESA CON MEDIO SIGLO AL SERVICIO DEL AUTOMOTOR SE COMPLACE EN PRESENTAR SUS ESTACIONES DE SERVICIO MOVILES.

Elementos que componen esta unidad: Compresor de aire con cabezal de 3 HP y motor a nafta de 4 a 7,5 HP modelo 3015 m/m. Tanque de combustible de 2.000 litros con motobomba para carga, y tanque de agua de 230 litros, ambos con extracción a aire comprimido. Lavadora a vapor accionada con motor a nafta. Bombas de baja presión para aceites de motor u otras especialidades dentro de estas densidades. Relojes taxilitros con control parcial y total. Bomba de alta presión para grasas con plato impulsor para mantener constantemente cargado el cebador dinámico. Enrolladores de mangueras con salida horizontal para aire, agua, aceites con antigoteo y grasas con válvulas de control. Juegos de ensambles para ajustar los tambores a la plataforma. Matafuegos a base de espuma. Balde de lubricación manual para aceite. Balde de lubricación manual para grasas. Filtro de malla micrónica para evitar posible entrada de humedad al tanque de combustible y cabeza motor de las bombas, estas últimas cuentan con un dosificador neumático para su lubricación automática. Se completa la instalación de aire, por medio de válvulas reguladoras con filtro de malla enteriza de bronce fácilmente accesible para su limpieza, regulación automática cuando se realizan lecturas a baja presión, con manómetros. Los tanques tienen válvulas de seguridad. La instalación de las bombas, tanques, etc., se efectúa por medio de cañerías perfectamente engrampadas y amuradas con tacos de goma. La plataforma para cualquier tipo de chasis es de construcción muy sólida, con baranda, escalera de acceso y cajón para herramientas.

ALGUNAS FIRMAS A LAS QUE LE HEMOS PROVISTO ESTACIONES DE SERVICIO MOVILES:
SICA CONSTRUCCIONES S.A., NOVOBRA S.R.L., SYCIC S.A., TECHINT S.A., DECAVIAL S.A., VIAL DEL SUR, SEMACO S.A., M B M S.A., PANEDILE ARGENTINA S.A., MUNICIPALIDAD DE BUENOS AIRES, VIALCO S.A., AUGUSTO SPINAZOLA, IGARRETA S.A., BACIGALUPI Y D'ESTEFANO, ETC.

FIPAT
FIORE, PANIZA-TORRA'
SOCIEDAD ANONIMA COMERCIAL E INDUSTRIAL
VIAMONTE 1581 • T. E. 41-1091 • BUENOS AIRES

con personal técnico de la Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires para confirmar definitivamente las explicaciones y conclusiones aqui expuestas con el propósito de tenerlas en cuenta en los futuros proyectos de recubrimiento y ensancse de pavimentos de hormigón.

Se agradece profundamente la desinteresada y entusiasta colaboración prestada por la D.V.B.A. y el LEMIT para la concreción de la extracción de probetas y muestras de suelos y demás datos utilizados en la redacción de este informe.

FOTOGRAFIAS DE ALGUNOS DE LOS TESTIGOS EXTRAIDOS DEL RECUBRIMIENTO DE HORMIGON DEL TRAMO EXPERIMENTAL



Subtramo 1º — Testigos calados en losa 42



Subtramo 3º — Testigos calados en losa 75. Obsérvese el tratamiento bituminoso superficial entre ambas capas de hormigón



Subtramo 1º — Testigos calados de losa 6 en fisura longitudinal de la capa de recubrimiento



Subtramo 3º — Testigos calados en losa 75, vistos por separado. Obsérvese el tratamiento bituminoso superficial adherido al pavimento existente



Subtramo 1º — Testigos calados de losa 19 en una fisura del recubrimiento



Subtramo 1º — Testigos calados de losa 3 en una fisura longitudinal de la capa de recubrimiento. Obsérvese la p'anitud de la superficie de pavimento existente.



Subtramo 2º — Testigos calados en losa 64



MEXICO le compró Emulsivos a QUIMICA BONAERENSE, para elaborar durante 1.973, 100.000 Toneladas de Emulsión Catiónica Superestable.

No contemos lo que compró BRASIL, ESPAÑA, CHILE y PARAGUAY, sólo digamos que en 1.972 nuestro país consumió 3.326 Toneladas de esta Emulsión

¿NADIE ES PROFETA EN SU TIERRA!

Sobre el criterio de calidad de los suelos cohesivos corregidos o estabilizados con cal

Trabajo realizado en el Laboratorio de Investigaciones Viales de la Facultad de Ingeniería de la Universidad de Buenos Aires, bajo la dirección del Dr. Celestino L. Ruiz y la colaboración de la Ing. Yolanda R. Rivara de Ronchi y el Técnico Oscar M. Llano

PRESENTADO AL VII CONGRESO ARGENTINO DE VIALIDAD Y TRANSITO

Resumen

El propósito de este trabajo es realizar una discusión teórica-experimental de los criterios seguidos para valorar la calidad de los suelos cohesivos corregidos y/estabilizados con cal. En particular con respecto a la determinación de la cantidad óptima de cal para cada caso, y en la aplicación de los resultados al diseño de espesores. La discusión de los antecedentes y los resultados obtenidos con un suelo A6 (9) permiten sugerir un camino tentativo a seguir en los problemas antes mencionados.

Paralelamente se considera la interpretación del comportamiento estructural de las capas construídas con suelos cohesivos-cal, llegando a la conclusión que debe considerárselas como un sistema articulado de losetas individuales y yuxtapuestas en estado confinado.

1º) Introducción:

En la actualidad se ha generalizado en la técnica vial la corrección y estabilización de los suelos cohesivos por el agregado de cal, por ser el proceso más conveniente técnica y económicamente en muchos casos, para la construcción de una platea de apoyo en condiciones desfavorables del contenido de humedad, para el mejoramiento del suelo subrasante, y para la construcción de sub-bases cuando no se dispone de materiales granulares locales apropiados. Las operaciones constructivas relacionadas con el material suelo-cal han sido descriptas en numerosas publicaciones y manuales tales como las corresponditntes a las citas bibliográficas (1) y (2).

Para el proyectista el empleo del material suelo cohesivo-cal plantea dos problemas:

a) Para un **determinado empleo** del material suelo cohesivo-cal, establecer el porcentaje óptimo de cal con respecto al peso del suelo seco teniendo presente las características del suelo disponible y de la cal usada.

b) Establecer las características del material suelo cohesivo-cal que midan su calidad. Ellas deben estar relacionadas con las exigencias que correspondan al método racional o empírico de diseño de espesores usado para proyectar la estructura teniendo en cuenta el tránsito presente y futuro.

En la actualidad no tenemos conocimiento de la existencia de soluciones a estos problemas que hayan sido aceptadas ampliamente y de uso generalizado. La utilización del material suelo cohesivo-cal se realiza fundamentalmente en base a la experiencia y criterio personal del o los proyectistas.

El propósito de este trabajo es realizar una discusión teórico-experimental de los ensayos de calidad actualmente usados en nuestro medio vial, tratando de establecer que es lo que racionalmente se mide en cada uno de ellos, y sus relaciones y limitaciones al aplicar los resutados al arte de proyectar estructuras viales. Para tal fin se mencionan y resumen los puntos básicos relacionados con el tema en base a los conocimiento que surgen de la amplia bibliografía existente, y se los aplica a un caso particular empleando un suelo cohesivo clasificado como A-7-5 (12) y una cal aérea hidratada comercial. Se pretende así llegar a una aproximación que dé respuesta a los problemas antes planteados.

2º) Interacción Suelo-Cal:

El agregado de cal a los suelos cohesivos determina un cambio de las propiedades del suelo original que, de acuerdo al conocimiento logrado por las numerosas investigaciones publicadas sobre el mecanismo de acción de la cal recopiladas en (11), puede sintetizarse en:

a) Adsorción de la cal por las partículas del suelo con floculación irreversible de las fracciones arcillosas y agregación de las partículas primarias. Ello se traduce en un desplazamiento de la curva granulométrica hacia el lado grueso, reducción de la sensibilidad al agua y de los cambios de volumen por variación del contenido de humedad.

b) Acción química (puzolánica) (*) de la cal sobre los minerales de arcilla en presencia de agua con formación de nuevos silicatos y aluminatos de calcio hidratados. Ello determina fuerzas de cohesión por cementación que unen a las partículas primarias dando origen a una matriz trimensional porosa cuando el material ha sido compactado. Esta matriz confiere rigidez al conjunto y en consecuencia menor deformabilidad bajo cargas que el suelo sin estabilizar en igualdad de condiciones.

Los cambios de propiedades relacionados con a) se producen rápidamente (horas) y conducen esencialmente a un material **mejorado** o **corregido** de mejor calidad vial que el suelo original. No ocurre lo mismo con los cambios b) vinculados a la cementación que se desarrollan gradualmente en función del tiempo, son favorecidos por la compartación y curado húmedo, y su evolución es acelerada por elevación de la temperatura. Por otra parte, dependen, del grado de pulverización del suelo dado que los procesos de cementación se cumplen más rápidamente en la parte superficial de las agregaciones o terrones del suelo, y más lentamente en su interior gracias a la transferencia por difusión del hidróxido de calcio disuelto, determinada por la diferencia de concentración entre ambas zonas (23). La cementación exige mayor proporción de cal que en el caso anterior y determina la **estabilización** propiamente dicha.

En igualdad de otros factores, el desarrollo de la acción cementante de la cal depende en alto grado de la cantidad y naturaleza mineralógica de las fracciones arcillosas presentes en cada suelo. Ello confiere a cada suelo cierta "reactividad" particular frente a la cal que determina la cantidad de material cementante formado en determinadas condiciones.

Puede aceptarse como hipótesis de trabajo que las propiedades mecánicas de un suelo cohesivo-cal compactado en el que se ha desarrollado el proceso de cementación, dependen en primer término de la formación de la matriz rígida antes mencionada. Si es así, ellas serán función de la **cantidad de material cementante** que se ha formado en las condiciones consideradas y **la acción cementante de la unidad de peso de dicho material debe ser del mismo orden para cualquier suelo cohesivo por la análoga naturaleza de los silicatos y aluminatos formados.**

Esta hipótesis lleva necesariamente a considerar, por analogía con el hormigón de cemento portland, que la proporción del espacio entre las partículas del suelo ocupado por el medio cementante formado es la va-

(*) El término puzolánico se refiere a la capacidad de un material natural o artificial de naturaleza sílica-aluminosa para reaccionar con la cal en presencia del agua, formando productos insolubles, con propiedades cementantes.

riable que gobierna las características del suelo cohesivo-cal que dependen de la cementación, las que deben guardar entre sí estrecha correlación cuando la preparación y conservación de las probetas es igual en todos los ensayos.

El orden de las operaciones constructivas de las capas estructurales de suelo cohesivo-cal lleva a considerar que existe en primer término una rápida agregación de las partículas primarias del suelo cohesivo y reducción de su sensibilidad al agua, formando otras mayores porosas que son las posteriormente compactadas. La porosidad de las agregaciones iniciales explica en cierta forma las menores densidades máximas de los suelos cohesivos-cal con respecto al original frente a una misma energía de compactación. Las fuerzas de las uniones entre las partículas primarias o sus agregaciones son relativamente débiles al comienzo cuando responden a la adsorción y floculación irreversible, pero crecen posteriormente con el desarrollo de la cementación lo que confiere al material mayor durabilidad.

Normalmente los procesos agrupados en a) y b) se cumplen en forma sucesiva dado que se opera agregando la cal en una sola operación. En el caso de suelos arcillosos de elevada plasticidad y difícil pulverización, es oportuno fraccionar el agregado de la cal en una primera parte destinada a corregir el suelo original mejorando su comportamiento en el proceso constructivo, seguida horas más tarde de una segunda parte destinada a la verdadera estabilización.

En los procesos constructivos debe tenerse presente que el anhidrido carbónico de la atmósfera en contacto con la superficie externa de las capas o con su superficie interna gracias a la red porosa intercomunicada ocupada por aire, ejerce un efecto competitivo con el proceso de estabilización al combinarse con la cal libre por carbonatación, lo que modifica desfavorablemente las propiedades del material debilitándolo particularmente cuando el contacto es prolongado. La carbonatación no puede ser considerada como un factor crítico, pero obliga a que el lapso de tiempo entre el final de la compactación y el sellado asfáltico, así como la permanencia de capas de suelo-cal sin recubrir no deben ser innecesariamente prolongados. En el caso contrario se corre el riesgo de la formación de una zona superficial débil en relación al resto de la capa suelo-cal que compromete el comportamiento de las capas superiores que apoyan sobre ella.

3º) Comportamiento Estructural:

El empleo más generalizado del material suelo cohesivo-cal en la construcción de pavimentos flexibles es la corrección o estabilización de los suelos de sub-rasantes y particularmente en las capas sub-bases, en reemplazo de los materiales granulares naturales tradicionalmente usados.

Teniendo presente el mecanismo de la interacción entre los suelos cohesivos y la cal, puede interpretarse el comportamiento de este material desde los puntos de vista **extremos** a saber:

a) Con criterio de **mínimo** aporte estructural, considerar al suelo cohesivo-cal compactado como un suelo mejorado despreciando la contribución de la rigidez de la matriz cementada.

b) Con criterio de **máximo** aporte estructural la rigidez aportada por la matriz cementada, considerada como capa continua sin fisuramiento, implica una distribución de las cargas en función de su espesor y capacidad para resistir esfuerzos en tracción en el ámbito elástico (acción de losa).

Las consideraciones sobre el punto de visto a) de varios ingenieros viales de nuestro medio, particularmente en el V Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito (1964) apoyan este criterio. Tal es así que se ha considerado que el valor soporte C. B. R. del suelo-cal debe ser el medido en probetas que han sido trituradas (pasando tamiz nº 4) y remoldeadas para obviar la influencia de la estructura formada por cementación. Este criterio había sido mencionado en el año 1954 por el Ing. Alberto Lanne para el suelo-cemento y generalizado al suelo-cal por el Ing. Luis M. Zalazar en 1952, (2i), (22).

El punto de vista b) no responde a la realidad dado que el fisuramiento de las capas de suelo-cal es prácticamente inevitable y su resistencia a la tracción (indirecta por compresión diametral) es reducida, del orden 0,13 veces la obtenida por compresión inconfinada en igualdad de condiciones (3).

A nuestro entender ninguno de estos puntos devista extremos es el real. Con suelos "reactivos" no puede despreciarse la acción cementante de las recciones químicas entre los minerales de arcilla y la cal que ocurren después de la compactación. Por otra parte la micro y macro fisuración de las capas de suelo cohesivo-cal producidas por contracción durante el curado controlado o posteriormente bajo cargas, obliga a considerarlas como no continuas lo que reduce su resistencia y capacidad de distribución de las cargas. Se considera que la interpretación más lógica del comportamiento estructural del suelo cohesivo-cal es aceptar que las capas de este material pueden actuar como un **sistema articulado** compuesto por bloques distintos individuales yuxtapuestos, entre los cuales es posible la transferencia de las cargas por la resistencia friccional en las superficies de contacto entre los bloques en el estado confinado. La cementación que se desarrolla con los suelos "reactivos" por acción de la cal, es la determinante de la formación de los bloques individuales y de la **resistencia a la abrasión húmeda** para evitar la degradación granulométrica del material en las superficies friccionales bajo la acción de los ciclos repetidos de carga y descarga durante la vida útil de la estructura que reducen paulatinamente la capacidad estructural de la misma.

Debe tenerse presente que la deformabilidad bajo cargas inferiores a la de rotura, del material suelo cohesivo-cal sin fisuramientos que ha sufrido el proceso de cementación, es marcadamente inferior o la del suelo sin estabilizar u otros materiales granulares no cementados. Paralelamente su fragilidad determina que la rotura se produzca en forma brusca sin marcadas deformaciones permanentes. Todo ello limita el criterio de deformaciones máximas tolerables, cosa que no ocurre si la capa continua de suelo cohesivo-cal pasa a ser un sistema de bloques articulados, lo que le permite adaptarse al juego de esfuerzos y deformaciones que caracteriza a las capas componentes de los pavimentos flexibles convencionales.

Interpretando el comportamiento de los pavimentos flexibles como sistemas de capas elásticas, la característica fundamental de cada capa es su módulo elástico E **medido en las condiciones reales de trabajo.** Los módulos (*) del material suelo cohesivo-cal medidos con probetas de laboratorio son superiores a los del suelo sin estabilizar en igualdad de condiciones, particuarmente cuando se consideran largos períooos de curado y suelos "reactivos". Por ejemplo, Thompson (4) menciona valores de la relación modular en compresión E estabiizado/E sin estabilizar desde 3 hasta 25 de acuerdo al tiempo de curado.

Considerando una estructura vial común formada por una capa intermedia (sub-base) de suelo cohesivo-cal que apoya sobre el mismo suelo compactado sin estabilizar (subrasante), y que a su vez sirve de apoyo a un paquete asfáltico superior (carpeta + base asfáltica); las teorías elásticas muestan, para cada juego de espesores y cargas superficiales, que un elevado módulo de la sub-base de suelo-cal determina por distribución de esfuerzos, menores solicitaciones en tracción en el fondo del paquete asfáltico superior y de compresión sobre la subrasante inferior, en comparación con una subbase de menor módulo. Paralelamente a esta reducción de los esfuerzos considerados críticos, la capa intermedia de suelo cohesivo-cal es **sobre solicitada** en su fondo por esfuerzos de tracción que pueden llegar a ser críticos originando su fisuramiento (5) bajo tránsito pesado. Si tal cosa ocurre la capacidad de distribución de cargas de la capa sub-base disminuye y en consecuencia aumentan las solicitaciones sobre las restantes en la medida que la relación modular E sub-base/E subrasante se reduzca. Se comprende que el fisuramiento de la sub-base **puede o no determinar el colapso de la estructura** de acuerdo a los espesores y módulos de las capas constituyentes en relación a la magnitud y frecuencia de las cargas aplicadas superficialmente en cada caso.

Para puntualizar lo dicho se considera en el gráfico de la figura nº 1 un sistema de tres capas elásticas que guardan las relaciones de espesores y módulos indicados en el

(*) En realidad se miden "módulos de deformación" dado que las deformaciones debajo del límite de proporcionalidad no son totalmente recuperables por elasticidad instantanea. Los módulos estáticos son netamente menores que los dinámicos.

esquema. Adoptando a = 15 cm y E_3 = 500 kg/cm² (CBR = 5) resulta h_1 = 19 cm y h_2 = 37 cm. El módulo E_1 = 500 x 40 = 23.000Kg/cm² corresponde a capas asfálticas a temperaturas relativamente elevadas. Estructuras de este tipo con adecuada capa intermedia corresponden en el método Shell a tránsito pesado N = 10^7. La variable independiente es el cambio de la razón E_2/E_3 por ser E_3 constante (subrasante) y E_2 variable (sub-base de suelo-cal). Las variables dependientes son:

σ_n = esfuerzo radial de tracción en el fondo del paquete asfáltico superior (carpeta + base) de módulo **constante**

$E_1 = 40 \times E_3$ y espesor $h_1 = \frac{2,5}{2} \times a$,

Siendo a el radio del área circular cargada con presión de contacto p.

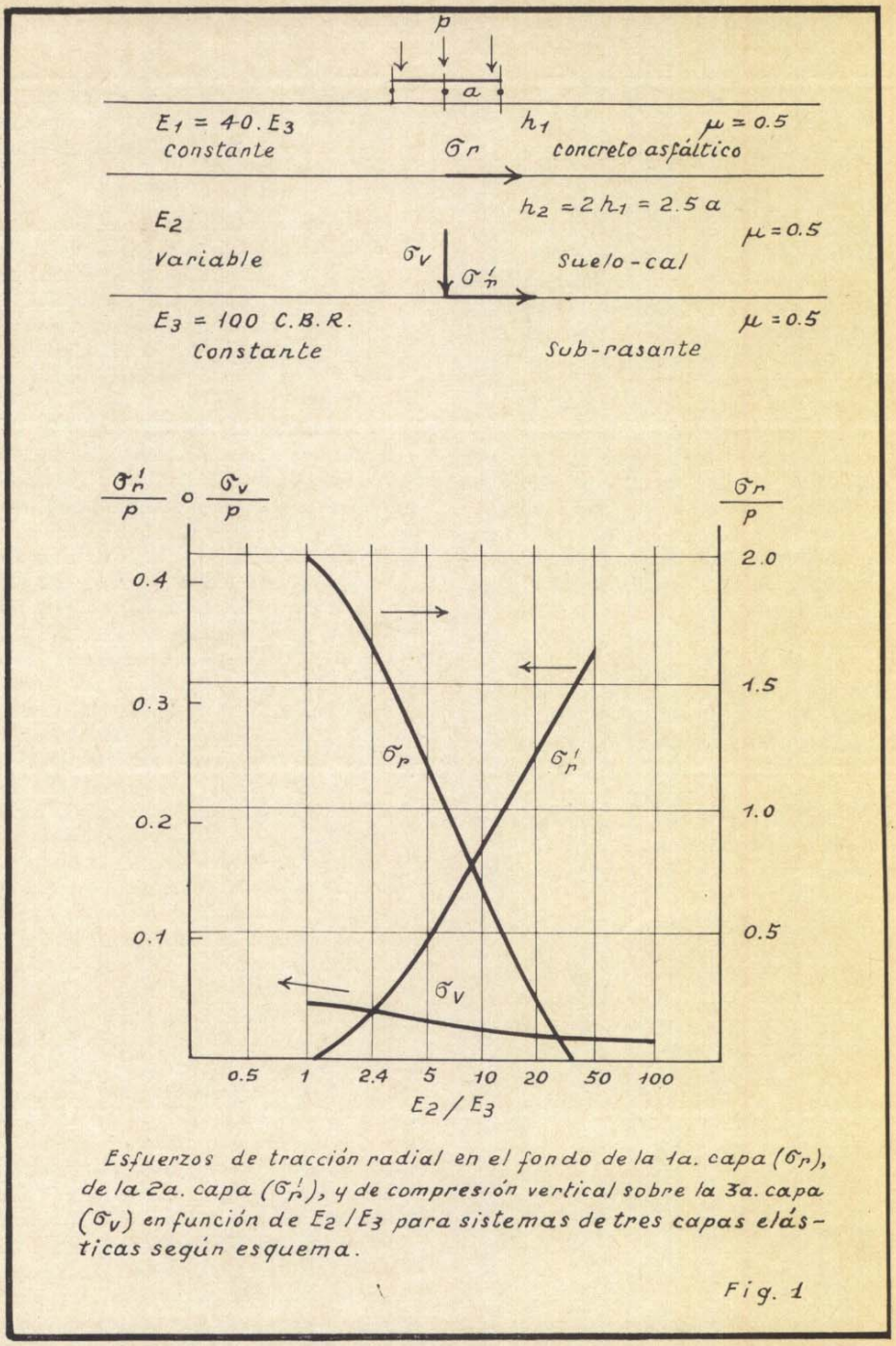
σ'_n = esfuerzo radial de tracción en el fondo de la capa intermedia (sub-base de suelo-cal) de módulo E_2 variable y espesor $h_2 = 2h_1 = 2,5$ a.

σ_v = esfuerzo de comprensión vertical sobre la capa inferior (subrasante) de módulo E_3 **constante.**

Todos estos esfuerzos están aplicados en el eje de carga y se expresan en función de la presión de contacto p por los coeficientes indicados en ordenadas de acuerdo a los valores del cálculo elástico tabulados por Jones.

En primer término se considera que la capa intermedia es un suelo cohesivo-cal **fisurado** que actúa como un sistema articulado análogo a un material granular. En tal caso su resistencia a la tracción en estado confinado depende de la presión de confinamiento y según (13) (14) será del mismo orden que la presión vertical en el nivel considerado (σ_v), es decir que $\frac{E_2}{E_3} = 2,4$ como se observa en el gráfico Nº 1. Para esta relación modular en abscisas corresponde un esfuerzo de tracción radial en el fondo del suelo cohesivo-cal de $\sigma'_n = 0,035$ x p, es decir de reducida magnitud compensado por el confinamiento de la capa.

En el caso opuesto considerando que el suelo cohesivo-cal es una capa continua **sin fisuramiento** que actúa como capa rígida cementada, se justifica considerar razones E_2/E_3 del orden de 10 o mayores. Siendo así el esfuerzo radial de tracción en el fondo de la capa de suelo cohesivo-cal $\sigma'_n = 0,18p$ ó mayores aún, es decir cinco veces o más veces mayores que en el caso anterior. Se comprende que para las presiones de contacto elevadas que corresponden al tránsito pesado p será del orden de 7 kg/cm² y en consecuencia los esfuerzos de tracción en el suelo cohesivo-cal comprometen su integridad dado que en los métodos de diseño se acepta que debe resistirlos en el ámbito elástico por debajo del 50 % de la rotura y en forma repetida. Por otra parte, estas capas están sometidas a esfuerzos críticos a temprana edad durante el proceso constructivo (compactación) de las capas asfálticas superiores.



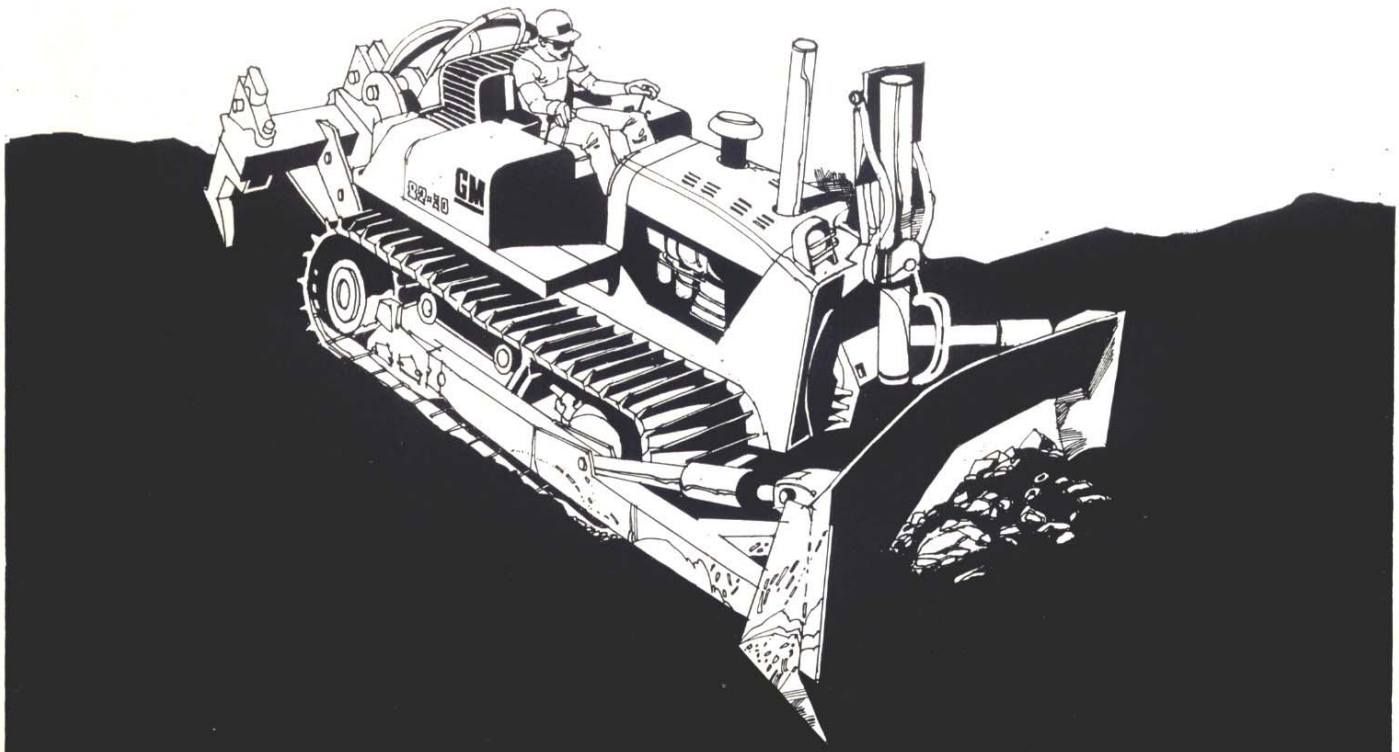
Esfuerzos de tracción radial en el fondo de la 1a. capa (σ_r), de la 2a. capa (σ'_r), y de compresión vertical sobre la 3a. capa (σ_v) en función de E_2/E_3 para sistemas de tres capas elásticas según esquema.

Fig. 1

La sobresolicitación de la capa intermedia de suelo cohesivo-cal para elevadas relaciones modulares $\frac{E_2}{E_3}$ va acompañada de menores solicitaciones del paquete asfáltico superior y de la subrasante como se observa en el gráfico nº 1. Ello puede conducir a diseños estructurales con menores espesores que los indicados, los que no son compatibles con una buena performance de la estructura cuando la relación modular $\frac{E_2}{E_3}$ decrece por fisuramiento de la capa intermedia de suelo cohesivo-cal tendiendo a un comportamiento similar al de un material granular. (*)

En el diseño de estructuras donde intervienen materiales cementados como los suelos cohesivos-cal, los módulos u otras características mecánicas medidas en el laborato-

(*) Medidas experimentales del módulo dinámico de elasticidad por métodos vibratorios de la base cementada (hormigón pobre) de una estructura relativamente débil realizadas en Inglaterra (15), han mostrado que dicho módulo se reduce paulatinamente bajo tránsito hasta menos de un cincuentavo de su valor inicial en el estado no fisurado.



GENERAL MOTORS, LA BUENA COMPAÑIA DE UN TEREX.

Cuando se encaran obras de futuro, conviene pensar dos veces antes de decidirse.

Y decidirse por Terex. Que es elegir General Motors. No sólo para asegurarse repuestos, asesoramiento y service permanente donde sea, también para asegurarse usted el más sólido respaldo para su inversión: el de General Motors.

La mejor forma de andar siempre en buena compañía.
Piénselo.
Fríamente.

Tractores de carriles. Cargadores frontales. Motopalas. Volquetes de descarga trasera. Con Motores GM y Transmisiones Allison.

DEPARTAMENTO DE PRODUCTOS TEREX
Avda. A-85 Nº 645 - San Martín
(Ex Avda. San Martín 7665)
Tel. 755-5358 y 7358

TEREX GM

Fuerza inteligente.

rio para expresar la calidad estructural del material, dependen de un conjunto de variables tales como tipo de ensayo (compresión, corte, etc.), clase y magnitud de la energía aplicada al compactar las probetas, humedad de moldeo, tiempo y condiciones de curado. A estas y otras variables de laboratorio deben sumarse las impuestas por condiciones de servicio tales como meteorización por agentes climáticos, fatiga por repetición de esfuerzos anteriores, grado de fisuramiento, etc. Dado que lo que realmente se necesita son las características reales en las condiciones de servicio se comprende que sólo cabe esperar aproximaciones con respecto a la realidad que deben ser utilizadas con prudencia. Lo mismo debe aplicarse al criterio de equivalencia de espesores entre el suelo-cal y los materiales granulares convencionales que son los considerados en los métodos de diseño.

Frente al problema planteado y la imposibilidad de reproducir el estado real del material en el laboratorio, se considera que los módulos u otras características que expresan el comportamiento del suelo-cal deben surgir de las observaciones de su performance práctica y de medidas experimentales en las obras, particularmente de la velocidad de propagación de ondas que permiten obtener valores medios del módulo de deformación de longitudes de 4; 10 ó más metros de camino. Paralelamente de correlaciones realmente significativas entre las medidas mencionadas y los resultados de laboratorio.

En cierta forma el punto de vista mencionado es concordante con el criterio seguido por el "A.A.S.H.O. Operating Committee on Design" que ha propuesto coeficientes de equivalencia de espesores para el cálculo del número estructural SN (*) **sólo** entre los materiales usados en el camino experimental A.A.S.H.O. Para otros materiales se **estiman** valores cuya validez queda sujeta a los resultados de futuras experiencias (6) (7). Con respecto a estabilizados con cal, el coeficiente de la grava arenosa usada en el A.A.S.H.O. (pasa nº 40 = 23 %, I.P. = 3,5) es 0,11; al ser estabilizada con cal se estima entre 0,15 y 0,30 **de acuerdo a la experiencia del proyectista.** Se llama la atención que el menor valor de este amplio rango, es muy cercano al coeficiente 0,14 del material granular de trituración usado como base en el camino A.A.S.H.O., pero no tenemos conocimiento de los fundamentos de esta estimación, que como ha sido dicho no surge directamente de los resultados del camino experimental A.A.S.H.O., ni se indican las características de calidad que individualicen al material estabilizado. Iguales consideraciones corresponden a los coeficientes consignados por la Dirección Nacional de Vialidad en "Instrucciones Generales para Estudios y Proyectos de Caminos" B 16; 4. 1. 6 Equivalencia de Materiales 1971.

(*) El número estructural SN expresa las características de cada calzada por un número empírico único, igual a la suma de los espesores de cada capa afectados cada uno de un coeficiente propio para cada material.

Se llama la atención recordando que las consideraciones anteriores sobre el comportamiento estructural, se refieren a capas de suelos cohesivos-cal de características uniformes en todo su espesor, es decir en ausencia de toda zona superficial débil por haber sufrido un proceso acentuado de carbonatación. Es bien conocido que la existencia de estas zonas débiles inmediatamente debajo de las capas asfálticas determina fallas de estas últimas por desplazamiento, o bien fisuramiento por excesiva solicitación al flexionar con reducido radio de curvatura de la línea de deflexión.

4º) **Criterios de Calidad:**

En la actualidad los criterios de calidad vial del material suelo cohesivo-cal utilizados en nuestro medio se basan en las directivas siguientes:

a) El grado de corrección o estabilización del suelo original logrado por la incorporación de cal se valora por la modificación de los límites de consistencia de Atterberg. Paralelamente, la insensibilidad al agua lograda por la reducción del hinchamiento en el ensayo de valor soporte C.B.R. embedido.

b) Se considera que la resistencia a la compresión inconfinada del suelo cohesivo-cal, determinada de acuerdo a cierta norma, es una medida que define su calidad vial.

c) La calidad vial se mide por el valor soporte C.B.R. calculado con la primera o como máximo segunda penetración. Se opera en la forma común o bien por remoldeo previa trituración del material virgen.

Para una discusión teórica-experimental de estos criterios de calidad se ha incorporado como ensayo patrón la compresión triaxial. Ella permite medir separadamente la cohesión cementante desarrollada que deriva de la existencia de una matriz rígida, y la resistencia friccional que puede aportar la agregación de las partículas primarias.

Por otra parte, se ha determinado la deformación axial en el límite de proporcionalidad y en la rotura comparativamente con el suelo sin estabilizar, y el módulo de deformación estático en compresión que relaciona la deformación unitaria axial con el esfuerzo desviante que la determina (σ_1-σ_3) en el ámbito donde existe proporcionalidad entre ambos.

Con la incorporación del ensayo patrón se pretende establecer racionalmente que es lo que se mide en los ensayos de calidad antes mencionados. Por otra parte establecer si existe correlación entre el simple ensayo a la compresión inconfinada y los resultados obtenidos en la prueba triaxial. Paralelamente la información aportada por el ensayo triaxial permite una interpretación racional de los resultados obtenidos al generalizar a los suelos cohesivos-cal el ensayo de valor soporte C.B.R.

Dado que las características mecánicas de los suelos cohesivos-cal dependen del tipo y magnitud del trabajo de compactación aplicado y de la humedad de moldeo, en la parte experimental **todas las probetas corresponden a la energía aplicada en el ensayo de compactación A.A.S.H.O.-T 180** con la humedad óptima y con algunas unidades del lado seco y húmedo respectivamente.

5º) **Materiales:**

En la parte experimental se ha considerado la corrección y estabilización de un suelo cohesivo proveniente de la Provincia de Entre Ríos cuyas características son:

Límite Líquido (L.L.)	38
Límite Plástico (L.P.)	23
Indice de Plasticidad (I. P.)	15
Pasa tamiz nº 40 vía húmeda	99 por ciento
Pasa tamiz nº 200 vía húmeda	72 por ciento
Clasificación A.A.S.H.O. ...	A6 (9)
Compactación A.A.S.H.O. 180:	
Humedad óptima	16,5 por ciento
Densidad seca máxima	1,775 kg/dm³
Valor Soporte C.B.R. sin embeber	55
Valor Soporte C.B.R. embebido	2
Hinchamiento volumétrico ..	7 por ciento

La actividad de la fracción arcillosa de este suelo cohesivo se manifiesta claramente en la drástica caída del valor C.B.R. provocada por el embebimiento, paralelamente por el marcado hinchamiento, por lo cual se presta para evidenciar el efecto del agregado de cal.

Se ha utilizado una cal aérea hidratada comercial con 88 por ciento que pasa el tamiz nº 200 y un contenido de hidróxidos alcalinotérreos libres expresados en hidróxido de calcio Ca $(OH)_2$ de 60 por ciento determinado por titulación hasta decoloración permanente usando como indicador fenolftaleína.

6º) **Ensayos de Consistencia:**

Los cambios en los ensayos de consistencia del sistema suelo cohesivo-agua producidos por el agregado de cal, ponen en evidencia la influencia favorable de esta incorporación y han sido tradicionalmente empleados para tal fin. En forma general puede afirmarse que los suelos cohesivos tratados con cal sólo admiten el moldeo plástico con mayores humedades que el suelo original, o bien dicho moldeo no es posible dado el carácter friable del material.

La influencia de la cal sobre las "constantes" de Atterber se revela rápidamente. En general se observa un aumento inmediato del límite plástico (L.P.) que hasta cierto porcentaje de cal varía directamente con el mismo. Los cambios del límite líquido (L.L.) no siguen una regla única con distintos suelos cohesivos ya que se ha observado desde incremento del valor original hasta reducción, aunque generalmente la influencia de la cal sobre el L.L. es menos marcada que en el L.P. Los efectos separados sobre ambos valores producen generalmente una reducción del índice de plasticidad (I.P.) de los suelos cohesivos.

Es necesario tener presente que el I.P. por sí sólo no puede reflejar los cambios provocados por la cal cuando ellos se traducen en aumento de ambas constante, en tal caso un mismo valor del I.P. no tiene igual

significado para el suelo sin o con el agregado de cal. Por otra parte se ha mencionado que ciertos suelos arcillosos-cal empastados con agua hasta consistencia del orden del L.P. o L.L., endurecen en forma tal que no permiten el proceso normal de moldeado previo al ensayo dentro de las condiciones normalizadas salvo que se recurra a una trituración necesariamente aleatoria.

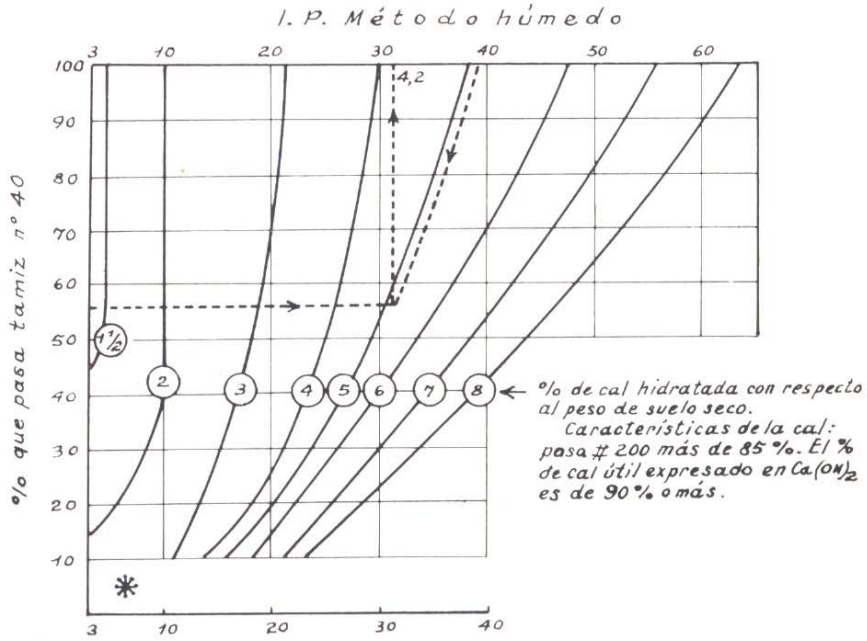
La cantidad de una determinada cal necesaria para lograr el máximo aumento del L.P., expresada en partes en peso para 100 partes del suelo seco considerado, depende del porcentaje y naturaleza de la fracción arcillosa presente. Ha sido denominada "capacidad de fijación de cal" (8) y con cales comerciales de calidad es del orden de 1,0 a 4 con la mayoría de los suelos cohesivos de interés vial. La "capacidad de fijación de cal" de determinado suelo y cal debe ser interpretada como la **proporción mínima necesaria para corregirlo** considerando que exista un eficiente proceso de mezclado y correcta humedad. La estabilización exige porcentajes mayores para asegurar durante un tiempo prolongado la alcalinidad del medio acuoso, condición necesaria para el desarrollo de las reacciones determinantes de la cementación, es decir la presencia de hidróxido de calcio Ca $(OH)_2$ para que el pH no sea menor de 11.

La correlación entre el tipo de suelo individualizado por su I.P. y porcentaje que pasa el tamiz nº 40 por vía húmeda con su comportamiento al ser tratado con cal tanto frente a los ensayos rápidos de laboratorio como en servico práctico de más de 10 años, ha sido estudiada por Mc Dowell (9). Toda la información lograda en las condiciones de Texas ha sido condensada en el ábaco que se reproduce en la figura nº 2, que permite determinar el porcentaje de cal necesario para la estabilización de un determinado suelo si se conocen su I.P. y pasa nº 40. Este ábaco figura también en la norma interina A.A.S.H.O.-D T 220-66 I para fijar el porcentaje de cal que debe emplearse al preparar las probetas para determinar la resistencia a la compresión inconfinada.

En dicho ábaco el porcentaje de cal necesario está indicado en cada curva y corresponde al I.P. del suelo sin estabilizar (abscisas) cuando el 100 % pasa el tamiz nº 40, siempre que el I.P. sea mayor de 3. El efecto desplazante de la fracción granular retenida en dicho tamiz, que no reacciona con la cal, determina una reducción del porcentaje de cal.

La generalización del ábaco de Mc Dowell a las condiciones argentinas no ha sido estudiada de nuestro conocimiento. Debe tenerse presente que los porcentajes de cal indicados en el ábaco se refieren a cales aéreas hidratadas comerciales de alto grado de pureza y fineza, con no menos de 90 % de hidróxidos alcalinotérreos calculados en Ca $(OH)_2$. Las cales hidratadas disponibles en la Argentina son de menor pureza y adoptando el criterio de "cal útil vial" de Lilli (10) esta varía desde 50 al 80 % calculada en Ca $(OH)_2$. Ello significa que es necesario corregir los porcentajes del ábaco de acuerdo a las características de la cal disponible en cada caso.

Fig. 2 · Porcentajes de cal recomendados por Mc. Dowell para la estabilización de sub-bases y bases, tomado de H.R. Record nº 139, 1966.



* El uso de este gráfico excluye los materiales con menos del 10 % pasando el tamiz 40 e I.P. menor de 3.

Para utilizar el gráfico se entra con el I.P. indicado en la parte superior (I.P. = 39) se baja paralelamente a la curva de % de cal más próxima hasta cortar la horizontal correspondiente al % que pasa # 40 (56 %) y desde ese punto se levanta una vertical que nos determina el % de cal a usar (4,2 %).

Por otra parte, la aplicación del ábaco implica que las técnicas constructivas sean correctas con un adecuado proceso de distribución y mezclado, pulverización del suelo hasta no menos del 60 % pasando el tamiz Nº 4, correcta compactación y que se han tomado los cuidados necesarios para evitar excesiva carbonatación.

Teniendo presente lo dicho, el ábaco de la figura Nº 2 conduce a porcentajes de cal que guardan concordancia con antecedentes de obras construidas en nuestro país con este material, puede considerárselo una guía previa útil para establecer el porcentaje de una determinada cal necesario para la estabilización de un suelo particular.

Ya ha sido mencionado que el proceso de estabilización con cal exige que la "reactividad" de las fracciones arcillosas presentes en el suelo a tratar permitan el desarrollo de los procesos de cementación. Por esta razón Mc. Dowell exige paralelamente que la resistencia a la compresión inconfinada con el porcentaje de cal indicado por el ábaco sea:

a) Suelos-cal para sub-bases, mínimo 3,5 kg/cm².
b) Suelos-cal para bases con no menos del 50 % retenido en el tamiz Nº 40, mínimo 7 kg/cm².

Es de primordial importancia tener presente que estas exigencias se refieren **exclusivamente** a las resistencias obtenidas siguiendo la técnica de ensayo del Estado de Texas, o

(Continúa en la pág. 24)

Autopistas La Plata-Buenos Aires y Ribereña de la Capital Federal

SE APROBO LA ADJUDICACION DE LA CONCESION DE CONSTRUCCION, CONSERVACION Y EXPLOTACION

Por decreto Nº 4661 de fecha 21 de mayo último, el Gobierno aprobó la adjudicación dispuesta por la Dirección Nacional de Vialidad por resolución Nº 42.416 del 29 de diciembre de 1972 que otorgaba a la firma Concesionaria de Autopistas Buenos Aires - La Plata S. A. (e.f.), la concesión de construcción, conservación y explotación de las Autopistas La Plata - Buenos Aires y Ribereña de la Capital Federal. Las obras deberán ejecutarse en 48 meses y el plazo de la concesión es por el término de veintidós años y seis meses.

Por el citado decreto se declara de interés nacional la concesión de construcción, conservación y explotación de las obras, de acuerdo con lo dispuesto en el artículo 11º de la Ley 15.273, a los efectos de la exención del impuesto de sello del contrato de concesión y otórganse las desgravaciones y exenciones impositivas previstas en el artículo 6º de la Ley 17.520, hasta los límites máximos y en las condiciones p plazos establecidos en dicha norma.

Asimismo, el Banco Naconal de Desarrollo avalará las obligaciones, bonos u otros títulos semejantes que emita la Concesionaria por los montos y en las condiciones previstas en el contrato de locacon, y ha sido facultado el Ministerio de Hacienda y Finanzas para garantizar el otorgamiento de dichos avales con el respaldo de los fondos del Tesoro Nacional.

También los terrenos pertenecientes al Estado Nacional Argentino que resultaren afectados por la construcción de las obras de las Autopistas, deberán ser puestos a disposición de la Dirección Nacional de Vialidad, dentro de los seis meses contados a partir de la fecha del citado decreto, por los organismos de la Administración Nacoinal, cualquiera fuere su naturaleza jurídica, a los que se hubiere asignado su uso.

La construcción de estas autopistas demandará una inversión del orden de los 1.400 millones de pesos ley, y representa la primera obra vial que se ejecuta por el sistema de concesión de obra pública, establecido por la Ley 17.520.

El decreto de aprobación contiene un anexo técnico en el cual se establece que en la confección del proyecto definitivo de las Autopistas La Plata-Buenos Aires y Ribereña de la Capital Federal a realizar de acuerdo al apartado a) de la Cláusula 1º "Proyectos" del Título II del "Pliego de Bases y Condiciones de la Licitación Pública Nacional e Internacional para la Concesión de Construcción, Conservación y Explotación de las Obras", se deberá respetar las condiciones, normas y pautas que se mencionan a continuación:

1º) El ancho del cantero central en la zona de terraplén deberá ser ajustado de manera que en todos los casos la banquina interna, es decir, la zona entre borde de pavimento y filo más saliente de la defensa central pueda llegar a ser hasta DOS METROS (2,00 m.).

2º) En el cruce de la Autopista con los canales de desagüe, deberá dejarse bien solucionada la posibilidad del cruce de los equipos de limpieza de sus cauces, aceptándose soluciones a nivel.

3º) La rasante del proyecto definitivo en el tramo: La Plata-Nuevo Puente sobre el Riachuelo, deberá ajustarse de tal manera que, las calzadas principales de la Autopista no sean cubiertas por las crecientes de la sudestada en períodos de recurrencia de cincuenta años (50).

4º) En los cruces a distinto nivel los paramentos verticables deberán estar a CUATRO METROS CON VEINTE CENTIMETROS (4,20 m.), del borde externo de la calzada prncipal y, en la zona común de ésta con el Aceso Sudeste, para éste último, la luz libre entre los paramentos verticales deberá ser como mínimo DOCE METROS CON NOVENTA CENTIMETROS (12,90 m.).

5º) La aceptación de la solución frente al Establecimiento de Obras Sanitarias en Bernal, queda condicionada al acuerdo que pueda llegar con esa entidad. Si de ese acuerdo surgieran obras complementarias, trabajos o gastos no previstos, éstos estarán a cargo de la CONCESIONARIA. En caso de no ser viable el proyecto de la oferta, la CONCESIONARIA deberá presentar un proyecto aceptable para las partes.

6º) Igualmente en el caso del ramal ferroviario ubicado en la progresiva km 4, propiedad de la Administración General de Puertos, de no llegar a concretarse su levantamiento, llegar a una solución aceptable para las partes.

7º) En la zona entre Dock Sud propiamente dicho y el Nuevo Puente sobre el Riachuelo, si en base al estudio de tránsito que deberá efectuar la concesionaria con una profundidad similar a la exigida para proyectos de obras de esta naturaleza, surgiera la necesidad de construir cruces adicionales para satisfacer la demanda actual y su crecimiento pronosticable, el costo de dichas obras estará a cargo de la CONCESIONARIA.

8º) VIALIDAD NACIONAL, en la zona citada anteriormente donde la traza es común con el Acceso Sudeste, podrá convenir con la CONCESIONARIA la ejecucón de los terraplenes del aceso citado para que se construyan simultáneamente. En caso contrario, el suelo excedente de los terraplenes existentes no podrá ser depositado en la zona de camino reservada para el trazado del Acceso Sudeste.

9º) El sistema de drenes y desagües y el método constructivo de los terraplenes propuestos en la zona entre el Nuevo Puente sobre el Riachuelo y el Arroyo Sarandía, asegurará debidamente la estabilidad de los mismos.

10º) Se acepta el aumento de pendiente a un 2,6 porciento en la rampa del Viaducto del Nuevo Puente sobre el Riachuelo (margen sur), quedando a cargo de la CONCESIONARIA el endimensionamiento de las estructuras afectadas en un lapso no mayor de seis (6) meses a partir de la fecha del "Decreto de aprobación".

11º) En los viaductos, la aceptación de las defensas laterales estará condicionada a la demostración de su adecuada seguridad, mediante el cálculo de resistencia de las estructuras correspondientes.

12º) Se convendrá de común acuerdo entre la DIRECCION NACIONAL DE VIALIDAD y la CONCESIONARIA, la elaboración del proyecto definitivo para la ubicación de pasarelas o pasos para el tránsito peatonal, sobre o bajo la Autopista en los lugares donde las necesidades del cruce lo hagan indispensable, en base a la demanda existente.

13º) Los pasos inferiores de la Autopista mantendrán los gálibos mínimos de cuatro metros con ochenta centímetros (4,80 m.) después de dos (2) procesos de recapado.

14º) En todos los casos deberá preverse la conexión de la Autopista con los pavimentos existentes, dentro de los lineamientos del proyecto de la oferta y con un balance al menos similar al del proyecto oficial.

15º) La CONCESIONARIA adaptará el diseño del distribuidor en la cabecera de La Plata a fin de posibilitar el empalme con la futura prolongación de ésta hacia el Sudeste, sobre la traza de la prolongación indicada en el anteproyecto oficial.

16º) Se evitará, tal como exige el pliego, afectaciones de los inmuebles de la Policía Federal (Comisaría 22º, VI Cuerpo de Vigilancia y Gabinete Químico), sitos en avenida Ingeniero Heurgo Nº 640.

17º) El proyecto de iluminación, se deberá justificar con todos los elementos de juicio necesarios.

18º) El proyecto de señalamiento, tanto vertical como horizontal, deberá ejecutarse de acuerdo a las normas vigentes en la DIRECCION NACIONAL DE VIALIDAD.

19º) El proyecto de parquización será completado en la etapa de ejecución del proyecto total y se tendrá muy en cuenta la estética, el tratamiento paisajista y la seguridad del tránsito.

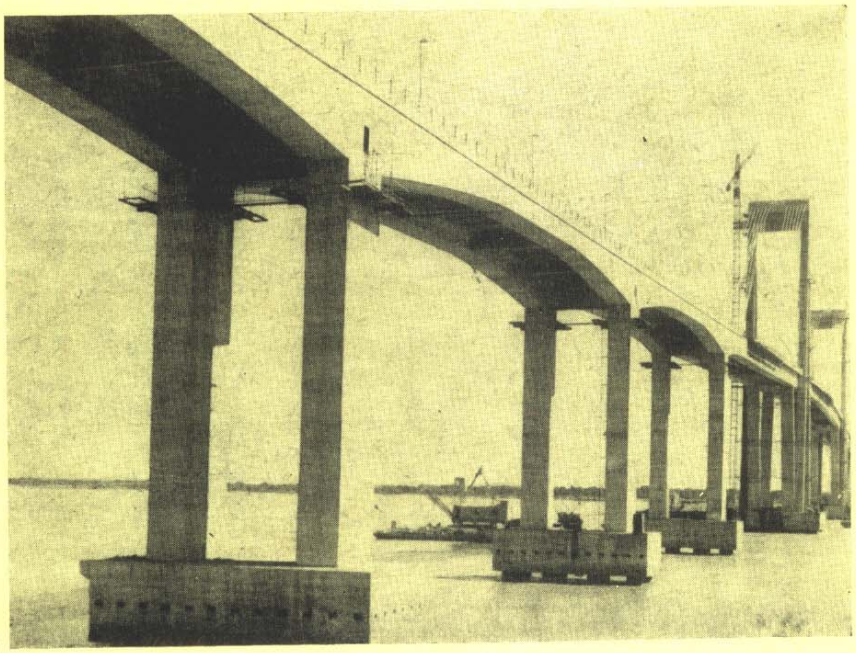
20º) El proyecto incluirá también todos los ajustes necesarios para lograr una obra debidamente satisfactoria, en su calidad técnica y en los aspectos de seguridad en el tránsito y eficiencia operativa.

21º) Se aceptan las caractersticas generales especificadas en la propuesta de los servicios de percepción de peaje, conservación y mantenimiento, administración de peaje, servicios auxiliares y documentación al usuario de las áreas de servicio de la Autopista, debiendo figurar en el reglamento a aprobar por la DIRECCION NACIONAL DE VIALIDAD un plan completo y extacto de los servicios citados, con especificaciones concretas y bien detalladas de todos los aspectos y actividades que comprenden, a fin de hacer más atractivo el uso de la Autopista por los usuarios.

Por último, cabe consignar, que la firma Concesionaria de Autopistas Buenos Aires-La Plata S.A. (e.f.) está integrada por: Carlos Pérez Companc; Leónidas Manuel Trajtenberg; Santiago Ortíz Moya (todas de por sí); Gardebled Hnos. S.A.; Gutiérrez y Belinsky S.A.; Impresit Sideco S.A.; Sitra-Vial y Vicente Robles S.A.

HA SIDO HABILITADO EL PUENTE SOBRE EL RIO PARANA QUE VINCULA A LAS PROVINCIAS DE CHACO Y CORRIENTES

Integra el sistema de comunicaciones terrestres con la Mesopotamia junto con el Túnel Subfluvial "Hernandarias" y el Complejo Vial-Ferroviario "Zárate-Brazo Largo". Por sus características, único en su género y el primero de este tipo que se ejecuta en nuestro país. El monto total de la obra, incluidos los mayores costos alcanzó una cifra aproximada a los 180 millones de pesos.



Desde el día 10 de mayo último se encuentra habilitado al tránsito el puente "General Manuel Belgrano", una de las obras de mayor importancia encarada por la Dirección Nacional de Vialidad para poner fin al asilamiento de la Mesopotamia con el resto del país.

La construcción de este puente constituye, además, un paso positivo y real para lograr el desarrollo integral del país. Representa una de las obras más ambiciosas para la intercomunicación del territorio nacional y, por sus características constructivas, es única en su género y la primera de este tipo que se realiza en nuestro medio.

El proyecto previó en la zona más conflictiva, sobre el río Paraná, un puente de hormigón pretensado, suspendido mediante tensores, con una luz máxima de 245 metros en el canal de navegación y de 163 metros en los adyacentes. Los puentes de acceso al suspendido, con luces de 82 metros, también de hormigón pretensado, empalman, en ambas márgenes con viaductos. La longitud total salvada sobre el río Paraná es de 1.667 metros.

La traza de los puentes de aceso desembocan en la zona urbana de la ciudad de Corrientes, y en el otro extremo en la zona baja e inundable de la costa chaqueña, a unos 16 kilómetros de la ciudad de Resistencia. Las soluciones de enlace y distribución del tránsito hacia las rutas números 11, 12 y 16, como así también el acceso a ambas ciudades, plantearon problemas diferentes que fueron nsolucionados.

Antecedentes

La licitación pública nacional e internacional de esta obra, fue abierta en la Dirección Nacional de Vialidad en el mes de abril de 1968 y en el mes de julio de ese año fue adjudicada al grupo empresario integrado por las firmas: Ferrcemento S.P.A. (Roma); Humberto Girola (Milán); Impresit S.P.A. (Milán) e Impresit Sideco S.A. (Buenos Aires). Colaboraron especialmente con el grupo adjuidicatario las siguienes empresas y consultorías: Geosonda S.P.A. (Roma); Ingeniero Londigiani S.P.A. (Milán); Ingeniero Recchi S.P.A. (Turín) e Ingenieros Hofer y Piguet (Lausana). Por su parte, Vialidad Nacional contrató, —previa selección por concurso público de títulos, méritos y antecedentes— a la firma Laticonsult S.A. de Buenos Aires para las tareas de asesoramiento durante el proceso de licitación y adjudicación, en la elaboración del proyceto definitivo y asesoramiento técnico durante la construcción.

Dicha firma estuvo asociada en esa oportunidad con los siguientes grupos técnicos especialistas: Bolognessi y Moratto (Buenos Aires), fundaciones; Fernández Long y Reggini (Buenos Aires), puentes de acceso, y Amman y Whitney (Nueva York), puente suspendido.

La ejecución de las obras se iniciaron a fines del año 1968.

Datos ilustrativos

En la construcción de las obras fue necesario el empleo de:

Materiales de origen nacional: **36.000 toneladas de cemento portland; 110.000 toneladas de piedra triturada; 50.000 metros cúbicos de arena; 11.000 toneladas de acero especial en barras de adherencia mejorada; 3.400 toneladas de chapas de acero laminado para camisa de pilotes y 630 toneladas de cordón de acero para hormigón precomprimido.**

Materiales de importación: **40 toneladas de cordón de acero para hormigon precomprimido; 7.910 metros de cables de suspensión para el puente principal y 40 separadores de cables.**

El costo de los equipos empleados es de aproximadamente 30 millones de pesos y el número de obreros, empleados y técnicos en la mayor parte del período constructivo fue de 700 personas.

Características de la obra

Puente principal de hormigón pretensado de 510,90 metros; Obras de Acceso al Chaco en 836 metros y 330 metros de acceso a Corrientes, es decir en una longitud total de 1.666,90 metros.

Viaducto lado Corrientes: Tiene 370 metros de longitud obras básicas y calzada de hormigón armado en 159 metros.

Viaducto lado Chaco: Tres puentes de 663,50 metros de luz total y un acceso de 2.500 metros en obras básicas y calzada de concreto asfáltico. La longitud total de la obra es de 5.623,90 metros, con un ancho de calzada de 8,30 metros.

DETALLES

Viaductos y obras de acceso lado Chaco: **La progresiva cero de la obra está ubicada en la rotonda de acesco al puente y vincula al mismo por la ruta nacional Nº 11, con derivaciones hacia las ciudades de Resistencia y Barranqueras. A 300 metros de la citada rotonda están ubicadas las instalaciones de cobro de peaje y a continuación se observan los viaductos: Tragaderos (tres tramos), Central (catorce tramos) y Paraná (seis tramos). El primero está ubicado sobre el río del mismo nombre, el segundo sobre un antiguo cauce y el último en zonas adyacenten al río Paraná.**

Cada uno de los tramos de los viaductos se vincula a través de pilas compuestas por seis pilotes de fundación unidos por un macizo de vinculación, del cual se elevan tres columnas cilíndricas sobre las que descansa un cabezal. Entre los cabezales de dos pilas se apoyan cuatro vigas de hormigón pretensado equivalentes entre sí y separadas por dos vigas transversales. Sobre la smismas se colocan losas, —doce por tramo— y la distancia entre ejes de pila es de treinta y tres metros.

Puente suspendido

Consta de 510,90 metros de longitud y está ubicado sobre el cauce principal del río Paraná. En el mismo se observan las dos pilas más importante ubicadas a una distancia entre sí de 245 metros. Cada pila cuenta con 32 pilotes unidos por un macizo de hormigón armado del cual emergen las patas de las dos torres principales que alcanzan una altura de 88 metros cada una, y se completan con cuatro puntales que llegan hasta la calzada del puenee a una altura de 37 metros. Las pilas principales se unen entre sí por medio de una serie de elementos prefabricados de hormigón armado (dovelas).

Puentes de acceso

Los puentes de acceso están formados por una serie de pórticos tipo y especiales, vinculados también a través de tramos independientes. Cada pórtico está constituido por dos pilas que se apoyan sobre una fundación de ocho pilotes, vinculados entre sí por medio de un macizo de hormigón armado del cual se elevan dos pilotes.

Viaducto y obras de acceso lado Corrientes

Cuenta con once tramos de las mismas características que las indicadas en el Chaco, y se complementa con tres samas de acceso a la ciudad de Corrientes y con un cruce a alto nivel.

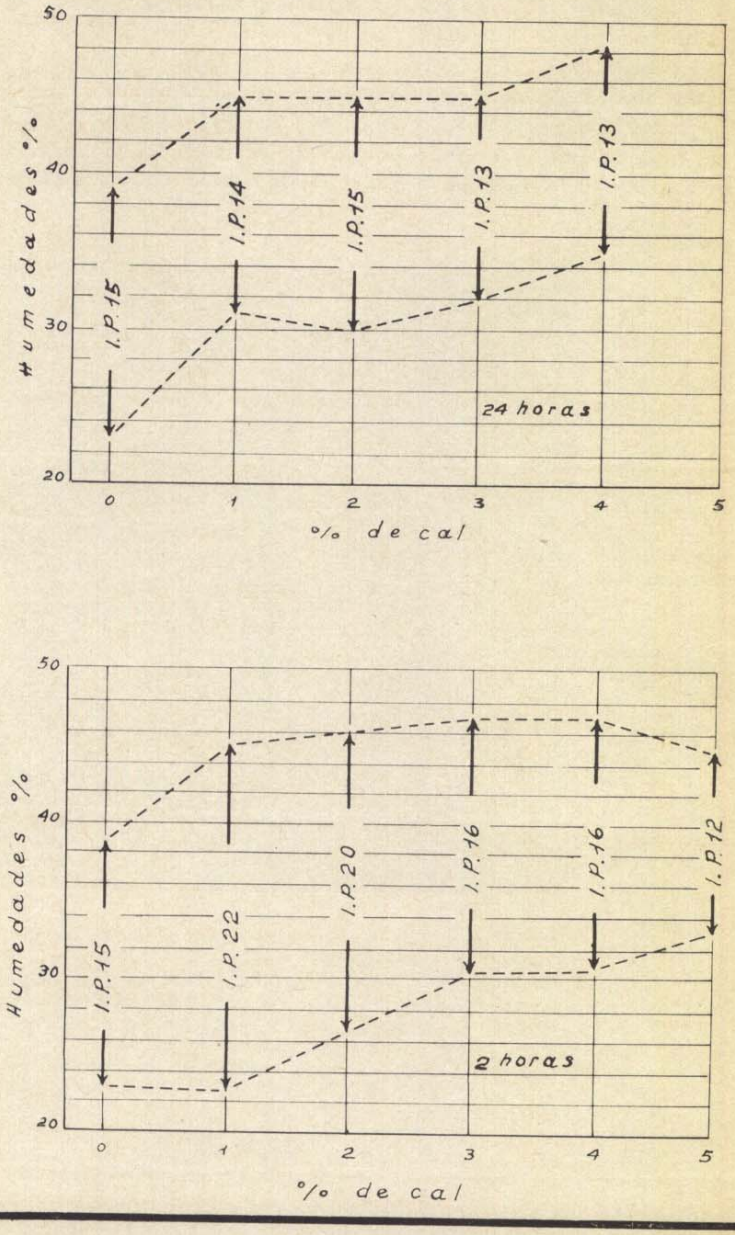
(Viene de pág. 21)

bien AASHO - 220 - 66 I. En ella se opera con probetas cilíndricas de 15 cm. de diámetro y 20 cm. de altura, compactadas a la densidad máxima y humedad óptima, curado húmedo de 7 días a temperatura ambiente, secado al aire durante 6 horas a menos de 60°C hasta perder 1/3 a 1/4 de la humedad de moldeo, y luego sometidas a succión capilar de agua durante 10 días. Se admite que las probetas acusen fisuramiento durante el secado. En cierto grado esta técnica asocia a la medida de la resistencia una prueba de durabilidad y un doble proceso de curado, esto no ocurre con las técnicas operativas seguidas por otros organismos viales o investigadores que ensayan las probetas directamente después del período de curado húmedo.

En el caso particular del suelo cohesivo A6(9) utilizado se ha procedido al agregado de cantidades crecientes de la cal empleada, mezclando con la humedad higroscópica propia del suelo, incorporación de agua y empastado hasta aproximadamente el L. P. Por reposo de 24 horas sin pérdida de agua se observa un incremento del L.L. con bajos contenidos de cal paralelo al del L. P.. con 4 % de cal endurecimiento del conjunto que impide el moldeado. Repitiendo los ensayos con sólo 2 horas de reposo puede evitarse el endurecimiento citado. Los resultados obtenidos se muestran en el gráfico de la figura Nº 3 donde se observa que la rápida acción de la cal se traduce en un marcado incremento del L. P. con bajos porcentajes de cal, acompañado de menores cambios en el I. P., consecuencia de los procesos de adsorción y floculación irreversible de las fracciones arcillosas antes mencionados.

Con respecto al porcentaje de la cal comercial usada necesario para la estabilización de este suelo cohesivo de acuerdo al ábaco de la figura Nº 2, interpolando para I. P. = 15 y pasa Nº 40 = 99 % resulta un 2,5 por ciento de cal con un contenido mínimo de hidróxido de calcio útil de 90 %. Dado que dicho contenido en la cal comercial usada es de 60 %, el porcentaje de cal para la estabilización es $2{,}5 \times \frac{90}{60} = 3{,}75$, se adoptó 4,0 por ciento.

FIG. 3 · Constantes de Atterberg en función del contenido de cal para el suelo estudiado



7º) Ensayo Triaxial:

En el planteo del tema aquí tratado se consideró que la determinación de los parámetros determinantes de la resistencia al corte (cohesión y ángulo de fricción interna) podrían servir de patrones básicos para interpretar los distintos criterios de calidad vial de los suelos cohesivos-cal. Nuestro interés era conocer los valores de dichos parámetros con contenidos de cal que correspondan a la corrección y estabilización del suelo utilizado después del corto período de curado (7 días a temperatura ambiente) utilizado en los ensayos de calidad vial, empleando reducidas presiones de confinamiento no muy alejadas a las que pueden actuar en las condiciones de servicio.

Los resultados obtenidos en el ensayo triaxial "abierto" muestran que la débil resistencia friccional del suelo cohesivo-cal en las condiciones indicadas está enmascarada por la resistencia cohesiva, a lo que se une el desarrollo de presiones de poro cuando la humedad es superior a la óptima. Por estas y otras razones no investigadas los resultados son de deficiente reproducibilidad a pesar de trabajar en iguales condiciones, todo ello conduce a valores aleatorios de los parámetros citados. Ello ocurre en un grado menor con contención lateral nula, es decir en la determinación de la resistencia a la comprensión inconfinada, lo que lleva a considerar que los inconvenientes observados dependen en buen grado del desarrollo de presiones intersticiales a pesar de operar permitiendo el drenaje.

Los valores indicados en el cuadro Nº 1 para la cohesión y ángulo de fricción interna han sido determinados empleando el método de Herrin (citado en 4) que permite compensar la dispersión de los resultados individuales. Para ello se calcula por mínimos cuadrados la recta que relaciona las presiones laterales σ_3 con las normales σ_1 para cada caso. Se llega así a ecuaciones del tipo:

$$\sigma_1 = a + b\sigma_3$$

Los valores del coeficiente angular **b** y ordenada en el origen **a** (ver gráfico de la figura Nº 4) permiten determinar la cohesión c y el ángulo de fricción interna $\varnothing$ por las fórmulas:

$$c = \frac{a}{2.\sqrt{b}}; \qquad \operatorname{sen} \varnothing = \frac{b - 1}{b + 1}$$

Se han usado probetas cilíndricas de 7,12 cm de diámetro y 14,25 cm de altura, compactadas dinámicamente por capas y posterior presión estática hasta alcanzar la densidad que corresponde en la curva de compactación A.

Cuadro Nº 1 - Resultados del ensayo triaxial con el suelo A6 (9). Compactación AASHO T 180, curado húmedo 7 días a temperatura ambiente (23º ± 3º).

% en peso de cal	Densidad seca kg dm^{-3}	Humedad de moldeo %	Cohesión C kg cm^{-2}	Angulo de fricción Ø grados	Módulo de deformación E kg cm^{-2} (1)	Resistencia a la compresión inconfinada. R_c kg cm^{-2}	Deformación axial (%) (2)	Deformación axial (%) (3)
0	1.730	14,2	3,05	30	1.000	10,16	0,87	1,57
	1.770	16,4 Op.	3,61	22	650	10,20	1,10	2,36
	1.714	19,5	3,01	5	600	7,09	1,20	2,88
2	1.645	15,9	3,53	8	1.750	8,33	0,48	0,62
	1.699	19,0 Op.	3,26	17	1.050	9,11	0,82	1,30
	1.656	21,9	—	—	550	7,16	1,32	2,13
4	1.589	15,3	4,75	18	2.800	12,50	0,52	0,62
	1.709	17,9 Op.	6,58	19	3.100	19,83	0,66	1,00
	1.664	20,5	—	—	2.000	14,28	—	—

(1) Determinado con $\sigma_3 = 0$ kg cm^{-2} (2) En el límite de proporcionalidad (3) En la rotura } $\sigma_3 = 0$

A.S.H.O. - T 180 con el contenido de humedad de cada caso. Todas las probetas han sido parafinadas para evitar pérdidas de humedad y curadas 7 días. Se ensayaron sin embebimiento previo. Las σ_3 fueron 0-0, 35-1, 05 y 2,10 kg/cm^2, velocidad de deformación menor que 1,27 mm/minuto, temperatura 23° ± 3°C.

Se han registrado las deformaciones axiales durante el ensayo para calcular el módulo de deformación en el rango donde existe proporcionalidad. En el caso de la compresión inconfinada se registra en el cuadro Nº 1 la deformación axial unitaria en el límite de proporcionalidad y en la rotura.

Los resultados obtenidos con el suelo utilizado justifican los siguientes comentarios:

a) Se ratifica el hecho conocido de que la influencia de la cal reduce la densidad seca y aumenta la humedad del suelo que corresponde a un mismo proceso de compactación.

b) La cal no modifica en forma marcada el ángulo de fricción interna del suelo, solo puede admitirse que compensa en cierto grado la reducción producida por la menor densidad.

c) El suelo corregido con 2 % de cal acusa valores de cohesión, módulo de deformación y resistencia a la compresión inconfinada del mismo orden que sin cal. Solo se aprecia una neta reducción de la deformabilidad bajo cargas.

d) En el suelo estabilizado con 4 % de cal a pesar del corto período de curado, se observa el desarrollo de una matriz semirígida que determina un aumento de la cohesión, resistencia a la compresión inconfinada, módulo de deformación y reducción de la deformabilidad bajo cargas. No se aprecia diferencia de importancia en el ángulo de fricción interna.

Estos comentarios son concordantes con los indicados por Thompson (4) con otros suelos cohesivos estabilizados con cal, en particular en lo referente al desarrollo de cohesión cementante cuando la cantidad de cal presente permite el desarrollo de las reacciones puzolánicas entre ella y las fracciones finas reactivas del suelo, así como el reducido aporte de la resistencia friccional

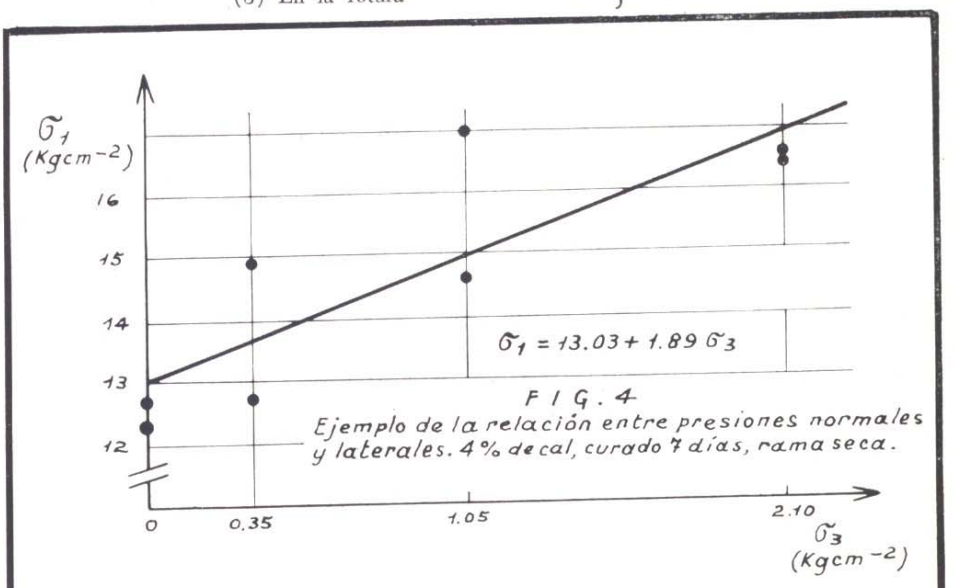


FIG. 4
Ejemplo de la relación entre presiones normales y laterales. 4% de cal, curado 7 días, rama seca.

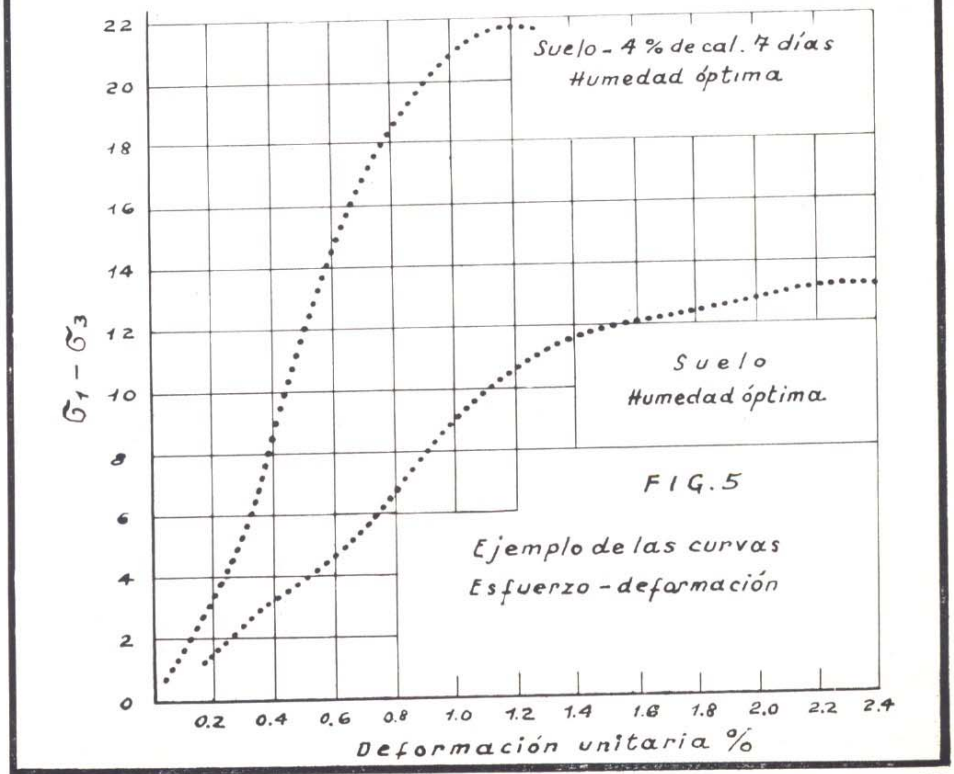


FIG. 5
Ejemplo de las curvas Esfuerzo - deformación

en el comportamiento bajo cargas de los suelos cohesivos-cal.

8º) **Resistencia a la Compresión Inconfinada (R_c):**

La resistencia a la compresión inconfinada R_c es el ensayo tradicionalmente empleado para evidenciar el marcado aumento de rigidez de los suelos cohesivos-cal en relación con los suelos originales. Para un determinado suelo cohesivo-cal la magnitud de R_c depende de un conjunto de variables: energía de compactación, método seguido para el modelo y humedad, condiciones y duración del período de curado, embebimiento con agua previo al ensayo, etc. Ello obliga a seguir una técnica normalizada para obtener valores reproducibles y comparables. La técnica seguida corrientemente en nuestro medio es la indicada en la norma E IX de la Dirección Nacional de Vialidad "Ensayos de Compresión para Probetas Compactadas de Suelo-Cal y Suelo-Cemento". En esta norma se utilizan probetas tipo Proctor, humedad óptima en el modelo y curado húmedo de 7 días a 21°C de temperatura, **sin el proceso de secado seguido de saturación capilar** indicado en la norma A.A.S.H.O. - 220 - 66 I antes mencionada. Los valores de R_c aquí mencionados para el suelo estudiado son los obtenidos en el ensayo triaxial con presión lateral nula (cuadro Nº 1) sin embebimiento previo.

Se ha considerado de importancia establecer que propiedades fundamentales son las determinadas del valor R_c en el caso de los suelos cohesivos-cal. Las referencias bibliográficas muestran que los valores R_c obtenidos siguiendo una determinada técnica de ensayo, crecen con el tiempo de curado en igualdad de otras condiciones, y con la temperatura cuando se considera igual tiempo de curado. Por ejemplo con suelos A-6(6), A-7-6 (18) y A-7-6(16) se han obtenido R_c análogos con curado de 1 día a 49°C (120F°) que en 30 días a 21°C (70F°) de acuerdo a las citas (12) y (19) (*). Teniendo presente lo mencionado en el apartado interacción suelo cohesivo-cal, estas variables actúan solamente sobre los procesos de cementación por lo que resulta evidente el rol fundamental de la cohesión cementante en la magnitud de R_c.

De acuerdo a la teoría de que la rotura se debe a que el esfuerzo normal máximo aplicado determina esfuerzos de corte en los planos de deslizamiento superiores a la resistencia al corte del material, se comprende que la R_c será igual a dos veces la cohesión cementante más el aporte de la resistencia friccional. Como ya ha sido dicho, este último aporte en los suelos cohesivos-cal cementados, es relativamente reducido e independiente del curado en la mayoría de los casos. Su insensibilidad al agua es una consecuencia de los rápidos procesos de adsorción de la cal por el suelo y floculación de las fracciones arcillosas (ver apartado Nº 2).

En consecuencia, puede considerarse que con una aproximación grosera la magnitud de R_c depende fundamentalmente de la cohesión cementante desarrollada por acción de la cal sobre las fracciones arcillosas del suelo, es decir de la **cantidad** de material cementante formado durante el período de curado. Teniendo presente que la **naturaleza** del material cementante es análoga para distintos suelos, cabe esperar que exista una relación única entre la cohesión y la resistencia a la comprensión inconfinada para todos los suelos cohesivos, cuyo grado de aproximación dependerá de la medida en que se cumplan las premisas formuladas.

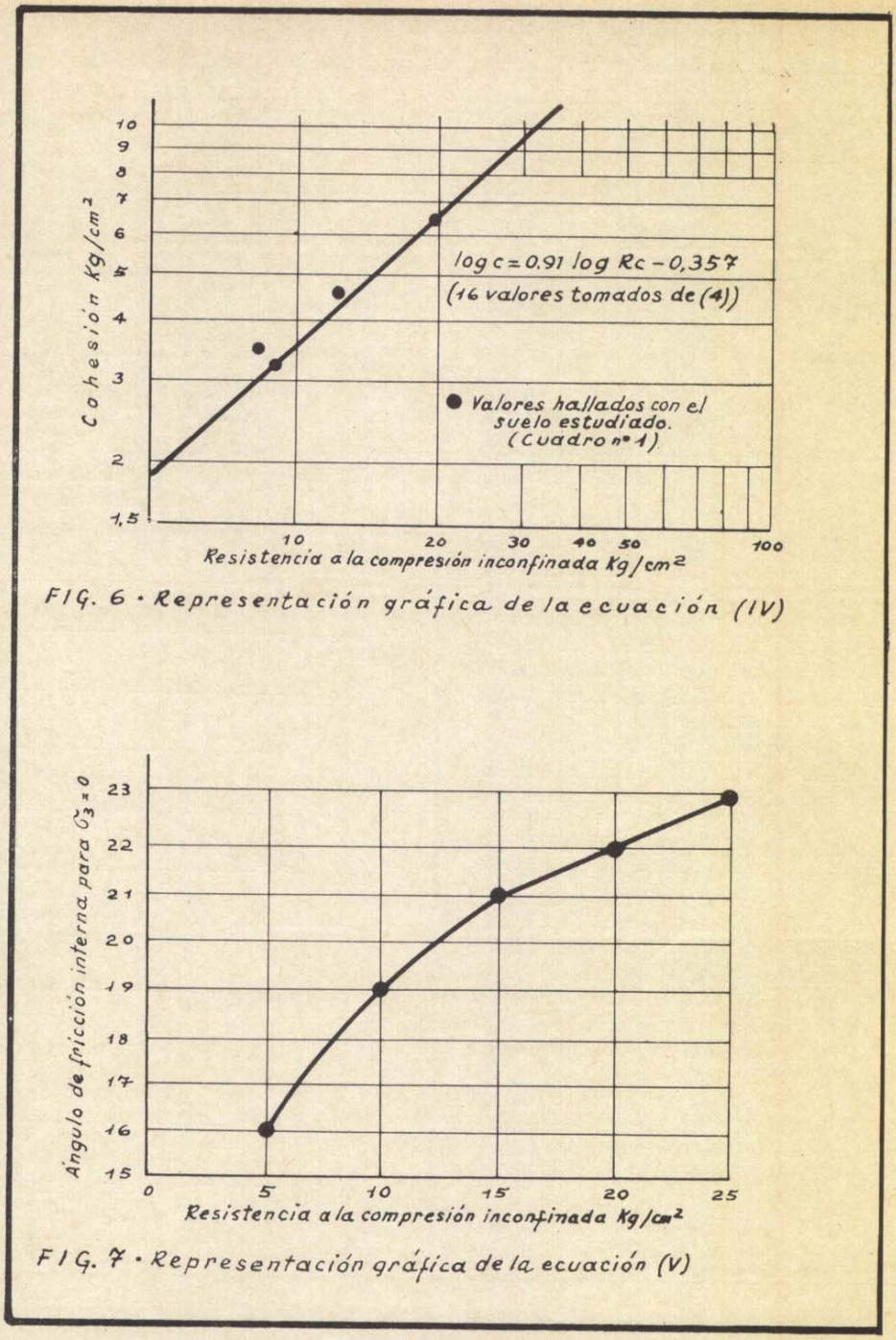


FIG. 6 · Representación gráfica de la ecuación (IV)

FIG. 7 · Representación gráfica de la ecuación (V)

En la bibliografía consultada dicha relación ha sido mencionada por Thompson (4) trabajando con cuatro suelos cohesivos desde A-4 (8) hasta A-7-6 (18); estabilizados con porcentajes de cal algo superiores a los que surgen aplicando el ábaco de la figura Nº 2. Compactados a la densidad máxima y humedad óptima cercanas a las que se obtienen con el A.A.S.H.O. - T 99 con suelo sólo con curado acelerado a 49°C desde 1 a 6 días antes del ensayo. Dicho autor ha calculado por regresión la relación lineal:

$$C = 0{,}651 + 0{,}292\ R_c \qquad (I)$$

donde:

C = cohesión kg/cm² triaxial para cada condición de curado.

R_c = resistencia a la compresión inconfinada kg/cm² en iguales condiciones.

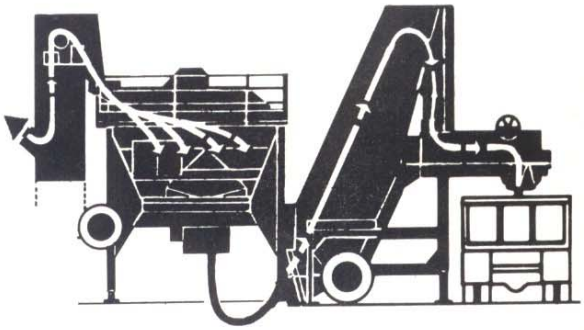
La ecuación (I) es la expresión estadística de los resultados experimentales de Thompson, sin embargo no es la expresión de una ley física dado que en el límite conduce al absurdo de $C = 0{,}651$ kg/cm² cuando

(*) La velocidad de las reacciones puzolánicas es prácticamente nula a temperaturas de 0° o menores.

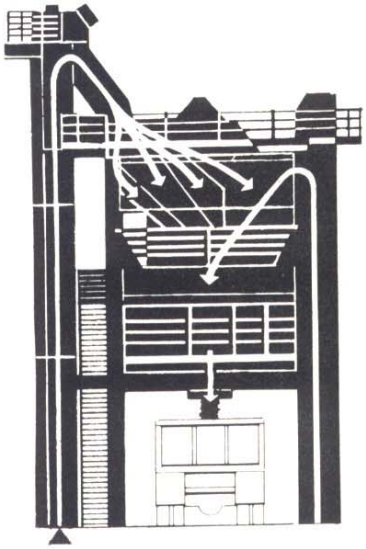
UNICAMENTE Barber-Greene LE DA LA OPORTUNIDAD DE ELEGIR



EQUIPO BASE: predosificador, elevador de agregados frios, secador y colector de polvos



SISTEMA CONTINUO: elevador de agregados calientes, unidad clasificadora y mezcladora.



SISTEMA POR PESADA: elevador de agregados calientes, torre de clasificación y mezclado.

FABRICADAS EN INGLATERRA POR BARBER GREENE ENGLAND LTD. • EN BRASIL POR BARBER GREENE DO BRASIL

PLANTAS CONTINUAS O POR PESADA: fijas, portátiles, manuales, semi o completamente automáticas.

COVEMA ADEMAS LE BRINDA

ASESORAMIENTO TECNICO INTEGRAL PRE-VENTA, POR NUESTROS INGENIEROS.
ASISTENCIA TECNICA POST-VENTA. PERMANENTE STOCK DE REPUESTOS Y SERVICE

dipsa

DISTRIBUIDOR EXCLUSIVO
Covema

Av. Belgrano 634 - 5° Piso - TEL. 30-7814/18 - BUENOS AIRES - TELEX: 122543 AR COVEM
SERVICE Y REP.: Chubut 1318 - TEL. 28-4396/1540 21-2731 - PLANTA IND. AV. SENGÜEL 835 - GONZALEZ CATÁN
SUCURSALES: MENDOZA: Beltrán 16 - TEL. 50210 - TUCUMAN; Ayacucho 407 - TEL. 22143

FLOTA SERVICE A TODO EL PAIS

$R_c = 0$. La verdadera relación surge de la hipótesis de trabajo antes mencionada que conduce a una relación parabólica que nace del origen y tiende a una recta para elevados R_c, como son los experimentales de (4) gracias al curado acelerado empleado que corresponde por lo menos a 30 días a temperatura ambiente.

En efecto, si la cantidad de un mismo material cementante, formado por acción de la cal sobre los distintos suelos cohesivos y condiciones de curado, es la variable determinante de la cementación producida en cada caso, las variaciones de cohesión y resistencia obedecen a una misma causa y por lo tanto sus cambios diferenciales relativos deben ser proporcionales:

$$\frac{dC}{C} = k. \frac{dR_c}{R_c} \qquad (II)$$

siendo k una constante adimensional de proporcionalidad.

Integrando la (II) se llega a:

$$\log C = k. \log R_c + \text{const.} \qquad (III)$$

donde la constante de integración es igual a log C cuando $R_c = 1$. La relación lineal bilogarítmica (III) permite el cálculo de k y de la constante de integración que para los 16 valores citados en el gráfico Nº 4 de (4) resulta $k = 0{,}91$ y const $= -0{,}357$ cuyo antilogaritmo es 0,44. Se llega así a las ecuaciones:

$$\log C = 0{,}91. \log R_c - 0{,}357 \qquad (IV)$$

$$C = 0{,}44. R_c^{0{,}91} \qquad (IV')$$

que responde a la condición límite $C = 0$ para $R_c = 0$.

La ecuación (IV') conduce a valores de la cohesión prácticamente análogos que la (I) para R_c de 10 o más kg/cm², para menores R_c las cohesiones calculadas con la (IV') son marcadamente inferiores.

En el gráfico de la figura Nº 6 en doble escala logarítmica se ha trazado la recta representativa de la ecuación (IV) y se han marcado los valores para el suelo aquí ensayado. Teniendo presente que la ecuación (IV) deriva de los valores experimentales de Thompson obtenidos con cuatro suelos cohesivos-cal distintos, que sus condiciones de compactación son diferentes a las nuestras, que ha utilizado curado acelerado y amplio rango de tiempos, la aceptable coincidencia de resultados lleva a pensar que las ecuaciones (IV) o (IV') expresan con cierta aproximación una ley general que relaciona la resistencia a la compresión inconfinada de los suelos cohesivos-cal con sus respectivas cohesiones.

La posibilidad de estimar la cohesión en los suelos cohesivos cal en base al valor experimental de R_c, permite lógicamente trazar la envolvente del diagrama de Mohr sin presiones de confinamiento, es decir la recta que pasa por el valor de cohesión en ordenadas y es tangente al primer círculo ($\sigma_3 = 0$) cuyo diámetro es igual a R_c. La pendiente de la misma determina el ángulo $\varnothing$ cuando $\sigma_3 = 0$, cuyo valor debe esperarse que sea mayor del hallado en los ensayos triaxiales con $\sigma_3 > 0$.

Un análisis geométrico del diagrama conduce a la fórmula:

$$\text{tang}\left(45 - \frac{\varnothing}{2}\right) = \frac{C}{0.5.R_c}$$

Reemplazando C por su valor en la (IV') se llega a:

$$\text{tang}\left(45 - \frac{\varnothing}{2}\right) = 0{,}88 \frac{1}{R_c^{0'09}} \qquad (V)$$

En el gráfico de la figura Nº 7 se presenta la curva que corresponde a la ecuación (V). Los valores de $\varnothing$ del cuadro Nº 1 con $\sigma_3 > 0$ caen por debajo de la misma, lo que puede explicarse por el desarrollo de presión de poros en el curso del ensayo triaxial por la impermeabilidad del material que no permite el drenaje de los fluídos intersticiales.

Las relaciones indicadas corresponden a R_c determinadas con la técnica de compactación indicada en el apartado Nº 4 y relación altura/diámetro igual a dos. Teniendo presente la influencia que tiene en las características mecánicas el tipo de trabajo de compactación aplicado y la posibilidad de la corrección por la relación altura/diámetro que se indica en la norma E IX de la Dirección Nacional de Vialidad, se han realizado los ensayos que se indican en el cuadro Nº 2, con suelo estabilizado con 4 % de cal, curado de 7 días.

Las diferencias entre ambos tipos de compactación sugieren la necesidad de estudiar cual de ellos se acerca al tipo de trabajo de compactación usado en las obras, para lograr mayor valor representativo de las probetas de laboratorio. Es evidente que el tipo de trabajo de compactación debe regular la orientación recíproca de las partículas del suelo así como la distribución de la cal entre las mismas, factores ambos que determinan las superficies de contacto donde ocurren las reacciones puzolánicas que dan origen a la cementación.

9º) Resistencia a la compresión inconfinada como índice de calidad:

El valor aislado de la resistencia a la compresión inconfinada con 7 días de curado húmedo a temperatura ambiente, ha sido considerado en algunas especificaciones como un índice de calidad del material suelo cohesivo-cal si supera cierto límite, **prescindiendo de otros requisitos.**

A nuestro juicio este ensayo permite un primer juicio sobre la reactividad de los finos de un determinado suelo para cementar en presencia de la cal, **dando origen a un incremento de la resistencia con respecto a la del suelo sólo en igualdad de condiciones.** El cumplimiento de un valor límite de R_c por el suelo cohesivo-cal como valor **aislado** no es suficiente, y se dan casos como el aquí estudiado que el suelo solo cumple con el límite de 5 kg/cm² establecido en algunos Pliegos de Condiciones.

Por otra parte, cuando se opera sin embebimiento en agua previo al ensayo, la R_c no pone en evidencia la insensibilidad al agua de los suelos cohesivos estabilizados o corregidos con cal, que los caracteriza como una cualidad esencial.

Por las razones indicadas se considera que la R_c de los suelos cohesivos-cal con el porcentaje indicado en la figura Nº 2 en relación coon la del suelo sin cal, es un valor complementario que informa sobre la capacidad del material para desarrollar cohesión cementante en función del tiempo y la temperatura. Se comprende que en este caso la aplicación del ábaco establece el mínimo de cal necesario para la estabilización si se cuenta con finos reactivos.

10º) Valor Soporte de California (C.B.R.):

Para encarar el problema planteado por la extrapolación que significa aplicar el **ensayo** C.B.R. a los suelos estabilizados o corregidos con cal, es necesario tener presente el origen naturaleza y significado del mismo.

El C.B.R. es un ensayo de penetración o punzonado en escala reducida realizado en condiciones arbitrariamente normalizadas, utilizando probetas del material compactado **confinadas** dentro del molde, con el contenido de humedad de moldeo (sin embeber), o bien previa inmersión en agua por un período de 4 días (embebidas). Sus resultados permiten trazar la curva que relaciona las presiones que es necesario aplicar para lograr penetraciones del pistón desde 0,1 hasta 0,5 pulg.

El valor C.B.R. es un **coeficiente adimensional arbitrario** que expresa con un solo número el comportamiento del material estudiado como porcentaje de un material patrón que se toma como referencia y al que se le asigna el valor C.B.R. = 100. Se lo considera una medida indirecta de la resistencia al corte.

Se acostumbra calcular el valor C.B.R. en base a la primera o como máximo segunda penetración, pero se comprende que si se desea **toda la información** que puede aportar el ensayo, debe compararse la curva obtenida hasta la penetración de 0,5 pulg. con las curvas que corresponden a distintos porcen-

Cuadro Nº 2 - Influencia del tipo de compactación y probeta en la resistencia a la compresión inconfinada.

Densidad kg/dm³	Humedad %	Altura diámetro	Rc kg/cm²	Rc corregida kg/cm²
		Compactación Dinámica A.A.S.H.O. - 180		
1.723	18,3	1,15	16,56	15,15
1.701	18,3	1,15	14,57	13,13
		Compactación Estática		
1.768	18,3	1,05	22,16	19,39
1.761	18.3	1,06	24,52	21,46
		Compactación Estática (cuadro Nº 1)		
1.709	17,9	2.00	19,83	

tajes del material patrón. En otras palabras los valores C.B.R. calculados con las presiones patrón para las cinco penetraciones deben ser del mismo oorden si la deformabilidad del material en estudio corresponde a un cierto porcentaje del patrón adoptado. Esto se cumple aproximadamente con los suelos y materiales granulares **no cementados** particularmente cuando se aplica la corrección por concavidad inicial propuesta por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los EE. UU.

Porter propuso el ensayo C.B.R. como una medida comparativa "in situ" o en el laboratorio de los materiales genéricamente denominados suelos, **sin el agregado de agentes cementantes** cuya resistencia al corte previo embebimiento es fundamentalmente friccional. Tal es así que su material patrón C.B.R. = 100 acusa la curva esfuerzo-deformación que caracteriza a los granulares **antes** de alcanzar el pico determinante de la falla al ser cargados en estado confinado por colapso de la estructura granular cerrada que se obtiene al compartarlos.

Cuando se aplica el ensayo C.B.R. a materiales cementados, como lo son los suelos coohesivos-cal de acuerdo a los resultados del ensayo triaxial, las curvas presiones-penetraciones presentan características diferentes de las que se obtienen con materiales granulares. A nivel de la primera o segunda penetración acusan un cambio de curvatura o pico seguido de deformaciones precedentes a presiones prácticamente constantes. Ello debe interpretarse considerando que el cambio de curvatura corresponde a la falla de la matriz cementada y la resistencia opuesta posteriormente debe ser la friccional en los planos de rotura. La diferencia entre ambos tipos de materiales determina que los C.B.R. de los cementados disminuya al crecer la penetración considerada, y por lo tanto no corresponde expresar un valor C.B.R. calculado con la primera o segunda penetración dado que está referida a un patrón de diferente comportamiento bajo cargas.

La presencia en los suelos sin estabilizar de fracciones finas capaces de retener agua con fuerte energía de unión, se revela en el ensayo C.B.R. por una drástica caída del mismo al comparar los valores antes y después del proceso de embebimiento, y por la medida directa del hinchamiento. No ocurre lo mismo con los suelos corregidos o estabilizados con cal con reducidos cambios de volumen por succión del agua, y se da el caso que los valores soporte embebidos sean iguales y aún mayores dado que el agua y el tiempo de embebido favorecen los procesos de cementación.

Para poner en evidencia las modificaciones de las propiedades del suelo estudiado en el ensayo C.B.R. por influencia de la cal, se han determinado los valores C.B.R. para cada una de las cinco penetraciones antes y después del proceso de embebido en las condiciones siguientes:

1) Todas las probetas se compactaron con el trabajo que corresponde a la compactación A.A.S.H.O. - T 180.
2) En cada caso se operó con humedad de moldeo igual a la óptima y paralelamente con pocas unidades del lado seco y humedo
3) Los porcentajes de cal adoptados son 0,2 y 4 % con respecto al suelo seco.
4) Se determinaron los C.B.R. sin embeber y después del embebimiento durante 4 días. Otras probetas de suelo-cal se ensayaron con y sin embebido después de estacionadas 7 y 60 días dentro del molde en atmósfera húmeda.

Gráfico presiones frente a penetraciones. Suelo con 4% de cal, curado 7 días más 4 de embebido, humedad óptima y compactación A.A.S.H.O. T. 180.

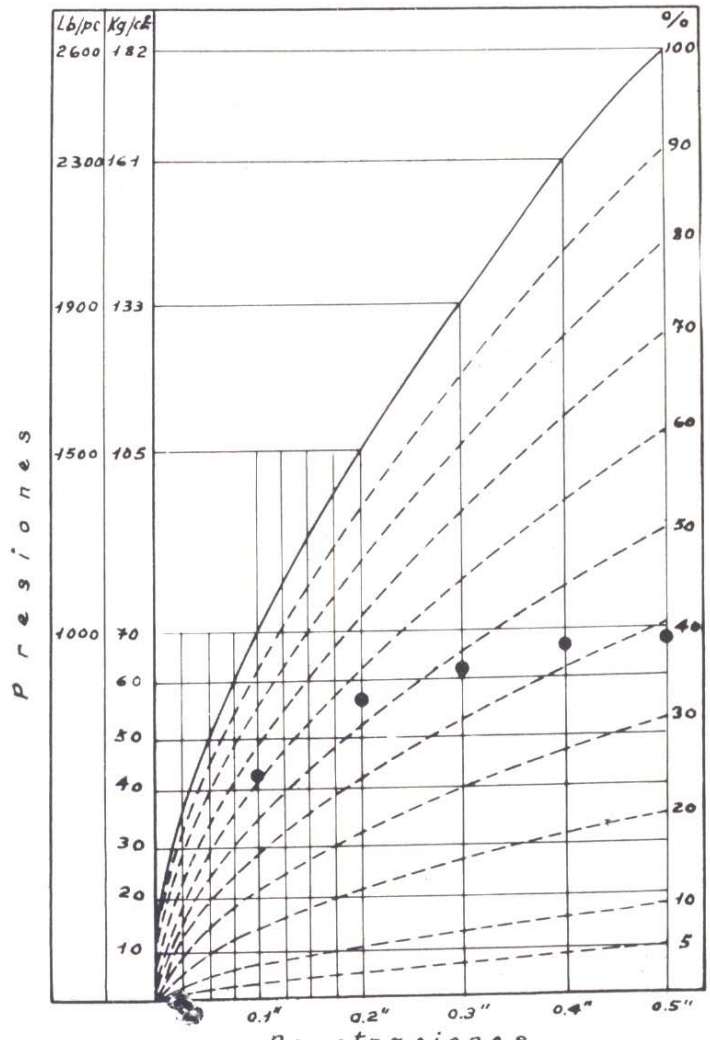


FIG. 8

En el cuadro Nº 3 se indican los valores C.B.R. para cada una de las cinco penetraciones a 0, 1, 0, 2, 0, 3, 0, 4 y 0,5 pulgadas y en el gráfico Nº 8 se muestra un ejemplo de las curvas presiones-penetraciones obtenidas cuando existe cementación en comparación con las correspondientes a los distintos porcentajes de la curva patrón. Los resultados obtenidos justifican las afirmaciones siguientes:

a) Comparando los C.B.R. antes y después del embebimiento con 7 días de curado húmedo del suelo sin tstabilizar y del mismo con cal, calculados con las presiones que corresponden a cualquier penetración, se observa que la drástica caída del C.B.R. del suelo original por acción del agua es netamente disminuída por el agregado de 2 % de cal y más aún por el 4 %. Ello es un signo evidente de la insensibilidad al agua lograda por la estabilización que se revela tambibén en la marcada reducción del hinchamiento volumétrico, durante el embebido propiedad que como ha sido dicho anteriormen-

te ya es característica en los suelos corregidos con porcentajes reducidos de cal.

b) Humedades de moldeo superior a la óptima favorecen en cuerto grado la estabilización. Ello muestra la necesidad del vehículo agua para que se cumplan los procesos de interación entre el suelo y la cal.

c) El prolongado contacto de la superficie del suelo corregido o estabilizado (60 días con atmósfera húmeda, revela claramente la carbonatación por formación de una capa débil superficial, particularmente con humedades de moldeo del lado seco con mayor porosidad intercomunicada ocupada por aire.

d) Los valores soportes C.B.R. del suelo con 4 % de cal embebidos calculados con cualquier penetración se acercan y aún son superiores a los del suelo original **sin embeber.**

e) Los mayores C.B.R. embeibidos del suelo cohesivo-cal calculados con la primera o segunda penetración corresponden a un pico de la curva presiones frente a penetraciones, seguido de penetraciones crecientes para presiones aproximadamente constantes (ver figura Nº 8). Se interpreta que existe rotura de la matriz semirígida a nivel de la primera o segunda penetración por la reducida deformabibilidad bajo cargas de los suelos estabilizados con cal (ver cuadro Nº 1) en relación con suelos no cementados. Ello significa que en suelos cohesivos-cal no corresponde calcular el C.B.R. con la primera o segunda penetración, dado que su comportamiento bajo cargas no concuerda con la curva patrón correspondiente.

f) Puede considerarse que el C.B.R. del suelo cohesivo-cal calculado con la cuarta o quinta penetración es el que corresponde al material residual después de rota la matriz cementada, cuya resistencia es friccional en el estado confinado como se indicó en el apartado Nº 3. Dada la insensibilidad al agua del material, dicha resistencia es del mismo orden antes o después del embebido, característica que acerca al material al comportamiento de los granulares no cementados. Avala lo dicho el hecho que repitiendo el ensayo de punzonado previa descarga después de la quinta penetración, los C.B.R. obtenidos con las primeras penetraciones del segundo ciclo son prácticamente análogos a las de la cuarta o quinta penetración del ciclo virgen.

Lo indicado muestra que los ensayos C.B.R. antes y después del embebido, realizados comparativamente con el suelo con y sin cal, interpretados de acuerdo a su característica de material cementado en base a toda la curva presiones frente a penetraciones, aporta una información más completa que los resultados de la resistencia a la compresión inconfinada.

Sugerencias

El conjunto de información logrado permite sugerir respuestas a los problemas planteados en el apartado Introducción con respecto al proyecto de estructuras viales donde se emplea el material suelo cohesivo-cal.

Cuadro Nº 3 - Valor Soporte CBR para todas las penetraciones. Energía de compactación AASHO T 180

Cal (%)	Condiciones de curado	H (%)	V. S. (%) Sin embeber					Condiciones de curado	H (%)	V. S. (%) Embebido					Hinchamiento (%)	Observaciones
			0,1"	0,2"	0,3"	0,4"	0,5"			0,1"	0,2"	0,3"	0,4"	0,5"		
0		13,3	60	57	54	52	51		13,2	2	2	2	2	2	10,0	(1) La zona superior carbonatada se separó del resto de la probeta. El ensayo se realizó descartando dicha capa y enrasando la superficie del resto. En los demás ensayos con 60 días de estacionamiento se ha observado la presencia de la capa carbonatada, pero fue posible realizar el ensayo, dado que no se desprendía por sí sola.
		16,3 óptimo	55	52	49	44	42		16,2 óptimo	2	2	2	2	2	7,1	
		19,8	27	22	19	16	14		19,3	3	4	3	3	3	4,3	
2	Moldeadas y ensayadas	15,8	54	50	47	44	44	Moldeadas y 4 días de inmersión	15,7	11	12	11	10	9	2,2	
		18,0 óptimo	51	42	35	25	21		18,1 óptimo	15	13	11	10	10	1,7	
		20,5	38	32	24	20	17		20,2	23	17	14	13	12	0,6	
4	Moldeadas y ensayadas	15,6	58	54	50	48	45	Moldeadas y 4 días de inmersión	15,5	60	41	34	31	29	0,5	
		18,1 óptimo	56	53	49	46	37		17,6 óptimo	73	67	48	41	36	0,2	
		19,9	55	50	44	33	29		20,4	70	51	36	33	31	0,2	
4	Moldeadas y ensayadas a los 7 días	15,2	56	54	54	55	54	Moldeadas, curado de 7 días y 4 días de inmersión	15,9	58	52	48	37	31	0	
		18,4 óptimo	66	63	54	44	36		18,4 óptimo	61	55	47	41	37	0	
		20,2	88	51	38	35	33		20,5	69	50	41	33	32	0	
2	Moldeadas (1) y ensayadas a los 60 días	16,2	54	44	38	34	31	Moldeadas, curado de 60 días y 4 días de inmersión	16,0	7	6	6	6	6	1,4	
		18,6 óptimo	28	23	24	21	22		18,0 óptimo	13	10	9	9	11	0,4	
		22,0	30	24	20	18	16		21,0	41	33	30	26	26	0	
4	Moldeadas y ensayadas a los 60 días	15,0	58	68	73	73	73	Moldeadas, curado de 60 días y 4 días de inmersión	15,5	8	8	8	8	9	1,2	
		17,9 óptimo	62	76	80	79	77		17,0 óptimo	16	12	11	10	12	0,5	
		19,9	57	40	39	44	51		19,8	36	37	42	40	40	0,2	

a) **Cantidad óptima de cal para la estabilización de los suelos cohesivos**

Este porcentaje puede ser estimado de acuerdo al abaco de la figura Nº 2 en base al índice de plasticidad y porcentaje de pasa Nº 40 por vía húmeda del suelo original. El valor obtenido debe ser corregido de acuerdo a la pureza de la cal usada, es decir del porcentaje de cal útil calculado en hidróxido de calcio, cuando es inferior al mínimo de 90 % adoptado en el abaco como ocurre en muchas de las cales comerciales disponibles en la Argentina.

La "reactividad" propia de cada suelo cohesivo frente a la cal con el porcentaje previamente determinado, se pone en evidencia por el incremento de la resistencia a la compresión inconfinada del suelo-cal con respecto a la que acuse el suelo original, en ambos casos con la humedad óptima que corresponda al ensayo de compactación adoptado, previo un curado húmedo determinado. Debe adoptarse una técnica de ensayo normalizada para el ensayo de compresión inconfinada.

En el caso particular del suelo A 6 (9) estudiado con 4 % de la cal usada y un curado húmedo de 7 días a temperatura ambiente, la resistencia a la compresión inconfinada es dos veces la del suelo original sin estabilizar con igual tipo y trabajo de compactación, lo que pone en evidencia la cementación desarrollada medida directamente en el ensayo triaxial o indirectamente por la ecuación (IV') que relaciona la cohesión cementante con la resistencia a la compresión inconfinada. Se llama la atención que un reducido incremento de la resistencia a la compresión por baja "reactividad" de los finos presentes, debe interpretarse como suelos donde la estabilización con cal no es aconsejable, salvo que se incorporen materiales naturales o artificiales con actividad puzolánica, el más empleado son las "cenizas volantes" de las plantas energéticas que queman carbón pulverizado.

Se considera que la técnica de medida del valor soporte C.B.R. aplicada comparativamente al suelo sin y con el agregado del porcentaje de cal resultante de aplicar el abaco de la figura Nº 2, revela claramente la influencia del agente estabilizante cuando se consideran las curvas que relacionan las cinco penetraciones en función de las presiones que las determinan. Una correcta estabilización exige que el C.B.R. del suelo cohesivo-cal **embebido** calculado con la cuarta o quinta penetración sean de un orden próximo al C.B.R. **sin embeber** del suelo original calculado en la forma común en base a la primera o segunda penetración. De esta manera se pone en evidencia la resistencia friccional insensibilizada frente a la acción del agua, y se considera al material como un sistema articulado residual de la matriz cementada original. Paralelamente debe observarse una drástica reducción del hinchamiento durante el proceso de embebido.

b) **Criterio de calidad para el diseño de espesores**

De lo dicho resulta que cuando no se dispone de otros elementos de juicio que los resultados del ensayo C.B.R., del suelo cohesivo-cal puede considerarse tentativamente como valor C.B.R. en el diseño de la estructura, el obtenido en el ensayo embebido calculado con la cuarta o quinta penetración, operando con probetas moldeadas en las condiciones de compactación y curado controlado exigidas en la obra. La ratificación de este criterio tentativo exige conocer los módulos de deformación de las capas de suelo cohesivo-cal en las condiciones reales de servicio a corto y largo plazo, en parti-

cular los dinámicos obtenidos por métodos vibratorios, y su posible relación con los C.B.R. in situ calculados con todas las penetraciones.

En el caso particular del suelo A 6 (9) aquí estudiado con 4 % de cal y las condiciones de compactación del A.A.S.H.O. - T 180, puede considerarse como C.B.R. de diseño un valor del orden de 40 siempre acompañado con exigencias para reducir al mínimo las posibilidades de carbonatación. En otras palabras equivalentes a un buen material granular para sub-bases.

Se considera de interés mencionar que este criterio resulta concordante con el mencionado por técnicos de las Direcciones de Vialidad de las Provincias de Córdoba (17) y Santa Fe (cita 2 pág. 243), basado en considerar a las sub-bases de suelo-cal como equivalentes a capas granulares de C.B. R. = 30 - 40 **sin tomar en cuenta** el valor C.B.R. experimental calculado en la forma común. También resulta en cierto grado concordante con el criterio de C.B.R. de diseño mencionado por Walker y colaboradores (20) que adoptan como C.B.R. de diseño el del suelo sin estabilizar obviando el embebido, por lo menos hasta que nuevas investigaciones permitan establecer criterios definitivos, en particular en base a la medida "in situ" de los módulos dinámicos antes mencionada.

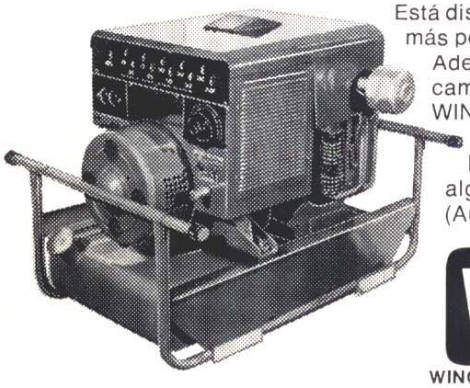
BIBLIOGRAFIA MENCIONADA

1) National Lime Association E.E. U.U. — Manual de Construcción de Estabilizados con Cal — Traduc. de Canteras Malagueño S.A.I.C.F.
2) Concurso de trabajos sobre Suelo-Cal. V Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito, 1964, tomo V.
3) M. R. Thompson - Split - Tensile Strength of Line - Stabilized Solis - H. R. Record nº 92, 1965.
4) M. R. Thompson - Shear Strength and Elastic Properties of Soil Lime Mixtures. H. R. Record nº 139, 1966.
5) A. C. Wiffin y N. W. Lister - The Applications of Elastic Theory to Flexible Pavements - Procc. Int. Conf. on Structural Design of Asphalt Pavements. Univ. Michigan, 1962.
6) G. Langsner, T. S. Huff y W. J. Liddle - Use of Road Test Findings by A. A. S. H. O. Design Committee. H. R. Special Report nº 73, 1962, pág. 403.
7) R. R. Bartelsmeyer y E. A. Finney - Use of Road Findings by the Committee on Highway Transport. H. R. Special Report nº 73, 1962, pág. 438.
8) G. H. Hilt y D. T. Davidson - Lime Fixation in Clayey Soils. H. R. B. Bul nº 262, 1960.
9) Ch. Mc Dowell - Evaluation of Soil-Lime Stabilization ixtures. H. R. Record nº 139, 1966.
10) F. J. Lilli - Criterio de Calidad y Bases para la Adquisición de Cales destinadas a la Corrección y Estabilización de Suelos. Pub. Tecn. nº 48 de la D. V. de la Pcia. de Buenos Aires, 1965, pág. 21.
11) S. Diamond y E. B. Kinter - Mechanims of Soil-Lime Stabilization. H. R. Record nº 92, 1965. Carreteras nº 55, 56, 57, 1970-71 traducción).
12) T. E. Swanson y M. R. Thompson - Flexural Fatigue Strength of Lime-Soil Mixtures. H. R. Record nº 198, 1967.
13) W. Heukelom y J. G. Klomp - Dynamic Testing as a Means of Controlling Pavements during and after Construction. Proc. Inter. Conf. on Structural Design of Asp. Pav. Univ. Michigan 1962.
14) G. M. Dormon - Desarrollo de un Método Racional de Diseño de Pavimentos Flexibles. XIV Reunión del Asfalto. 1966.
15) E. N. Gatfield - La Méthode d'Auscultation par Andes Superficielles - Bull. de Liaison L. C. P. C. Spezial J 1968, pág. 67.
17) E. Cabral, M. N. Alazraki y P. Burcles - Criterio seguido por la D. P. V. de Córdoba para el Diseño y Construcción de Estabilizados con Cal. V Congreso Argentino Vialidad y Tránsito, 1964, tomo V, pág. 311.
18) M. J. Alvarez y C. Pautasso - Estabilización de Suelos Finos con Cal. V. Congreso Argentino Vialidad y Tránsito, 1964, tomo V, pág. 209.
19) M. C. Anday - Curing Lime - Stabilized Soils. H. R. Record nº 29, 1963.
20) R. D. Walker, E. Esmer y R. D. Krebs. Strength Loss in Lime - Stabilized Clay Soils when Moistened and Exposed to Freezing and Trawing. H. R. Record nº 198, 1967.
21) A. Lanne - Perspectivas sobre Diseños de Bases tipo Suelo-Cemento para Rutas Nacionales - Simposio del I. C. P. A. El Suelo-Cemento en la Construcción de Calzadas, 1954.
22) L. M. Zalazar - Asphalt Pavement in Southwerstern Santa Fe with Fine Local Materials. Procc. Int. Conf. on Structural Design of Asph. Pav. Univ. Michigan, 1962.
23) L. K. Devison, T Demisel y R. L. Handy - Soil Pulverization and Lime Migration in Soil Stabilization. H. R. Record nº 92, 1965.

PARA SOLDAR ES IMPRESCINDIBLE TENER UN ENCHUFE A MANO.

FALSO.

EL EQUIPO SOLDADOR WINCOLUX PORTAWELD ES TOTALMENTE PORTATIL.



Es absolutamente autónomo y de fácil transporte. Va donde Ud. quiera. Está diseñado para realizar los trabajos de soldadura más pesados. No importa cuál sea el metal.

Además, durante la noche, se lo puede usar para generar luz al campamento o a la vivienda. Porque el equipo WINCOLUX PORTAWELD también funciona como grupo electrógeno.

Por eso, lograr una soldadura perfecta, ahora es algo tan sencillo como prender una llave de luz. (Aunque haya cortes.)

Wincolux

WINCO S.A. Comesaña 200 - Ciudadela
Tel. 653-0027/0422/1353/0461

Densidad de Equilibrio - Su Determinación Mediante el Ensayo Tipo Proctor con Energía Variable

Por el Ing. ROBERTO T. SANTANGELO *

1) INTRODUCCION:

En 1954 el Ing. Mc Dowell, desarrolla en el estado de Texas, el método de la razón de compactación, mediante el estudio de gran número de tramos de caminos de aquel lugar, que llevaban ya varios años de servicio, donde se encuentra con que la densidad de las capas de subrasante, habían evolucionado desde la compactación inicial a un nuevo valor que él considera de equilibrio, con el complejo estado de solicitaciones de un camino, tales como, cargas del tránsito, peso de la estructura y fundamentalmente todo lo que conforma el panorama hidráulico.

Esos valores de densidad in situ, llega a correlacionarlos con ensayos de laboratorio, lo que le permite predecir a priori, el estado de compactación a dar en obra que, dado el origen de la correlación que conduce al cálculo de ese estado, puede decirse que el mismo, prácticamente permanecerá invariable, durante la vida util del camino.

Los cambios de volumen de una subrasante compactada en servicio, están determinados por la variación de su contenido de humedad, el que puede modificarse por filtración por gravedad a través de capas permeables, ingreso lateral de agua de banquinas y préstamos, condensación de vapor por gradientes térmicos, succión capilar de agua desde la napa, régimen climático regulando la velocidad de evaporación, permeabilidad del suelo, etcétera.

El estado de compactación inicial determina en servicio, un potencial del suelo (PF) para fijar agua reteniéndola contra la acción de la gravedad. Si ese potencial en cierto nivel de profundidad es mayor que el que corresponde al agua libre que llega a ese mismo nivel, esta quedará unida al suelo provocando un aumento de su volumen y la caída del PF, hasta llegar al equilibrio.

Si el porcentaje de humedad en el estado inicial en servicio es mayor que el que es capaz de retener el suelo, aquella drenará por gravedad hacia la napa o en contra de aquella a zonas de mayor PF, produciéndose una disminución de volumen por secado hasta el límite de contracción, tendiendo también al equilibrio por disminución progresiva del nivel de energía útil total del sistema.

Se comprende así que hablar de densidad de equilibrio de un suelo carece de sentido, si no se fijan las condiciones de servicio, fundamentalmente hidráulicas, que conforman el cuadro de variables que intervienen en el problema.

El método de Mc Dowell, por ser empírico tiene intrínsico las condiciones que determinaron el estado de equilibrio y que lógicamente son las que en general existen en los caminos de Texas, por lo que su correcta aplicación, en caminos de otros lugares, sólo será compatible con condiciones zonales similares a las del campo investigado.

En nuestro país muy pocas son las Reparticiones que utilizan la densidad de equilibrio (método de Mc Dowell) como exigencia de compactación, estando en la actualidad la D.N.V., verificando su empleo en obras ubicadas en distintas zonas del país, que permitan incluir todas las variables que hacen al problema, como son: tipo de suelo, profundidad de la napa, condiciones climáticas, drenaje etc. con miras a su futura aplicación.

Al término de este estudio es muy probable que Vialidad Nacional adopte el criterio de compactación mencionado, lo que determinará casi con seguridad su empleo por las distintas Vialidades Provinciales, que en general siguen los lineamientos de aquella, dada sus características de rectora en lo que respecta a técnica vial en el país.

Ante la aplicación de este método en el ámbito nacional, no podemos dejar de pensar que si bien se trata de una técnica sencilla, al nivel de cualquier laboratorio central, fundamentalmente aquella deberá ser empleada por laboratoristas de las Inspecciones de obra, de preparación no siempre acorde como para asimilar en forma integral este método, lo que sumado al elevado número de ensayos que implica el control de rutina, hace difícil su correcta aplicación por parte del personal que directamente deba realizar esta tarea, con los consiguientes problemas que ello puede plantear.

En esta idea, es que hemos vuelto sobre el tema, apoyándonos ahora en la teoría de compactación de Ruiz, con lo cual llegamos a determinar la energía específica de compactación (número de golpes totales), en función del LL del suelo en estudio, con que debemos hacer el ensayo tipo Proctor para que la máxima densidad, resulte ser precisamente la densidad de equilibrio, la misma que surge del método de la razón de compactación.

Cabe destacar que esta inquietud hoy concretada, nació en aquella época en que se realizaron los primeros estudios referentes a este tema, sin que se llevara adelante, ya que el único camino disponible, en aquel momento, era el empirismo, lo cual no satisfacía plenamente las aspiraciones del autor.

Refiriéndose al criterio para enfocar una investigación, Ruiz y colaboradores en su publicación dicen textualmente: "Para lograr este propósito se pueden seguir dos orientaciones diferentes a) Correlacionar estadísticamente un gran número de resultados experimentales, b) Sentar una teoría de la compactación que explique el comportamiento de los materiales en términos de conceptos y leyes físicas fnudamentales, estableciendo las características o parámetros que lo determinan. En este último caso una experimentación reducida puede ser aval suficiente, asociada con la interpretación de hechos experimentales conocidos".

Tratando de asimilar esta enseñanza y aprovechando, ahora fundamentos teóricos disponibles, he seguido el segundo criterio utilizando incluso los valores que sirvieron de base para el estudio teórico de compactación, gentilmente facilitados por sus autores para quienes expreso mi sincero agradecimiento.

2) BREVE RESEÑA:

La compactación de los suelos, es un tema que ha preocupado a la ingeniería vial desde sus comienzos y aún hoy sigue provocando discusiones, por la aplicación de exigencias de difícil cumplimiento en obra, que en la mayoría de los casos se traduce en una disminución del grado de densificación con respecto a la pretendida originalmente.

En general las exigencias se refieren a porcentajes de la máxima densidad obtenida en los ensayos normalizados AASHO T-99 y T-180, utilizando el primero para los suelos plásticos y el segundo para aquellos de características friables; tal es el criterio actual de la Dirección Nacional de Vialidad.

Como ya hemos dicho en 1954 Mc Dowell, publica su método de la razón de compactación (1). El mismo surgió de una investigación netamente empírica, que avalada por un enorme caudal experimental, llega a expresar mediante simples fórmulas matemáticas, los resultados de un proceso dinámico a través del cual, el suelo compactado llega a un equilibrio con todas las solicitaciones que existen en la condición de servicio de un camino.

Sigue cronológicamente en nuestro país el Dr. Ruiz (2) con una revisión del método, que con un enfoque racional, interpreta el mecanismo de cambios volumétricos de los suelos por succión capilar de agua, como principal responsable de aquellos cambios que en definitivamente determinaran la densificación de equilibrio alcanzada en servicio.

Posteriormente el autor del presente, complementa el tema con un pequeño estudio sobre la aplicación práctica de esta técnica y la justificación teórica del cálculo analítico de la humedad de equilibrio. (3)

Nuevamente el Dr. Ruiz (4) dentro de su disciplina científica, encara el tema de densidad de equilibrio a través del P_F de los suelos, marcando el camino que permite definir el "estado de compactación de equilibrio", determinado por el par de valores, humedad-densidad a lograr en obra para reducir al máximo las posibilidades de cambios de volumen en servicio.

Esta elaboración teórica persigue el mismo objetivo que el método de Mc Dowell, predecir mediante ensayos de laboratorio la densidad

(*) De CONSULBAIRES, INGENIEROS CONSULTORES S.A. Colaboraron en el presente trabajo el siguiente personal de la mencionada firma: la señorita Martha Frigoni, el agrimensor Aldo Bonatti, y los señores Daniel Calderón, Juan C. Suárez y Jorge Hariyo.

y humedad de equilibrio, pero con una diferencia fundamental, el primero es científico y por lo tanto su aplicación es general, mientras que el segundo es empírico, por lo que su empleo fuera del campo investigado, puede llevar a desacertadas extrapolaciones.

Corrobora lo dicho, el hecho de que el método de Mc Dowell, conduce a un único valor de densidad de equilibrio para cada tipo de suelo, lo que obedece a la constancia de todas las demás variables del problema, fundamentalmente la profundidad a que se encuentra la napa, existente dentro del marco experimental donde se desarrollo el método.

Siguiendo el orden de los estudios, el autor tuvo oporunidad de colaborar con el Dr. Ruiz (5), en la puesta a punto de una técnica de de medida del PF de los sue'os, mediante una adaptación simplificada de los clásicos métodos de la escuela inglesa, que facilita la aplicación del criterio de PF de equ librio de las subrasantes.

El conjunto de estudios mencionados, constituye un importante aporte a la solución de la compactación de suelos de subrasantes, a lo que se suma la brillante realización de Ruiz y colaboradores (6) sobre teoría de compactación.

Nuestra modesta contribución de hoy, no es más que utilizar los conocimientos actuales, con miras a simplificar la aplicación del método de razón de compactación, ante la posibilidad de ser usada por V. N. y quizás también por otras reparticiones viales.

Como hemos dicho la generalización de esta técnica a lo largo y ancho de nuestro país, puede presentarnos problemas de dudosas consecuencias, pero de todas maneras estimamos que su aplicación, significa un paso más hacia adelante con respecto a las especificaciones vigentes, que nos servirá de base para entrar en la aplicación de la teoría de Ruiz sobre PF de los suelos, para fijar con criterio racional el estado de compactación de equilibrio, como así también el dimensionado de la altura de terraplenes.

3) **RELACION ENTRE TRABAJO DE COMPACTACION, DENSIDAD Y HUMEDAD.**

Ruiz y colaboradores (6), proponen la siguiente expresión vinculando porosidades, concentraciones y trabajos mecánicos que corresponden a dos estados distintos de compactación, ambos con aire totalmente drenable (ramas secas)

$$n_2 - n_1 = \frac{K}{0{,}434} 1\,g \frac{W_1}{W_2} + m\,(H_1 - H_2) \quad (I)$$

donde:

n_i = porosidad en el estado 1
H_i = Volumen de agua por unidad de Volumen total = $D_i \cdot h_i$
W_i = Trabajo mecánico que detemina n_i
m = 0,4941 — 0,5782 IP (coeficiente de compactación por humedad)
K = 0,0344 + 0,0894 IP (coeficiente de compactación por trabajo)

Cuando aquellos estados corresponden a la línea de óptimos (aire solo parcialmente drenable), el segundo sumando del segundo miembra puede ser anulado, siempre que se tome el valor de K en el óptimo, que resulta menor que el que se obtiene en función de IP, debido precisamente a que en aquel estado el drenaje de aire es limitado.

De esta manera se llega a la expresión:

$$n_2 - n_1 = \frac{Kop}{0{,}434} 1\,g \frac{W_1}{W_2} \quad (II)$$

En términos de densidad y humedad mediante la transformación:

$$n_i = 1 - \frac{Di}{\gamma}$$

donde:

Di = densidad en el estado i
γ = peso específico del suelo
h_i = humedad en el estado i (fracción decimal)

la (I) y (II) se convierten en:

$$D_1 - D_2 = \frac{K\gamma}{0{,}434} 1\,g \frac{W_1}{W_2} + \gamma\, m\,(D_1\, h_1 - D_2\, h_2) \quad (III)$$

$$D_1 - D_2 = \frac{Kop\,\gamma}{0{,}434} 1\,g \frac{W_1}{W_2} \quad (IV)$$

Si los estados 1 y 2 que se vinculan en estas igualdades corresponden respectivamente al AASHO T-180 y al estado de equilibrio resulta:

$$Dd - Da = \frac{K\gamma}{0{,}434} 1\,g \frac{W_d}{W_a} + \gamma\, m\,(D_d\, h_{op} - D_a\, h_a) \quad (V)$$

$$D_d - D_a = \frac{Kop\,\gamma}{0{,}434} 1g \frac{W_d}{W_a} \quad (VI)$$

donde W_d = 27,5 Kg.cm./cm³
siguiendo la nomenclautra usada en (3)
de donde se obtiene:

$$W_a = \text{antilog} \left\{ 1g\, W_d - \frac{0{,}434}{K\gamma}(D_d - D_a) + \frac{0{,}434\, m}{K}(D_d h_{op} - D_a h_a) \right\} \quad (VII)$$

$$W_a = \text{antilog} \left\{ 1g\, W_d - \frac{0{,}434}{\gamma\, Kop}(D_d - D_a) \right\} \quad (VIII)$$

Llegamos así a las fórmulas VII y VIII, mediante las cuales se puede calcular el trabajo mecánico específico (Kg.cm./cm³) que corresponde a la densidad de aquilibrio D_d.

En esta primera parte de la investigación debemos buscar suelos a los que se le hayan practicado los ensayos correspondientes, cuyos resultados aplicados en VII y/o VIII den los valores de W_a. Conceptualmente este último debe ser distinto para los diferentes suelos, disminuyendo su valor a medida que disminuye la calidad de los suelos, desde el punto de vista de sus cambios volumétricos por variación en su contenido de humedad, expresada por mayores límites líquidos (LL) e índices de plasticidad (IP).

Se pensó entonces en utilizar los ensayos publicados por Ruiz y colaboradores por los siguientes motivos: 1º) Esta contribución no es más que una aplicación de la teoría por ellos expuesta por lo que se estima oportuno

CUADRO Nº 1

RESULTADO DE ENSAYOS (Ruiz y Colaboradores)							VALORES CALCULADOS (según cita 3)					
Suelo Nº	γ	LL	IP	Kopt.	D_d	hop.	D_L	D_a	ha	W_a s/VII	W_a s/VIII	Observaciones
1	2,60	16	0	0,029	1,888	10,5	1,836	1,881	10,7	24,35	25,06	(+)
2	2,59	26	8	0,030	1,775	15,0	1,548	1,735	16,3	15,87	16,44	
3	2,65	17	1	0,026	1,990	10,8	1,827	1,968	11,4	19,08	19,99	(+)
4	2,67	21	3	0,023	1,880	10,0	1,710	1,850	10,9	17,05	16,88	(+)
5	2,56	24	0	0,019	1,625	13,7	1,585	1,620	13,9	25,05	24,82	(+)
6	2,58	17	3	0,031	1,950	10,0	1,793	1,930	10,5	20,22	21,42	(+)
7	2,69	33	14	0,032	1,720	18,0	1,425	1,660	20,1	13,84	13,70	
8	2,63	40	21	0,052	1,750	18,0	1,282	1,650	21,5	10,19	13,24	
9	2,73	57	33	0,056	1,725	19,6	1,068	1,560	25,7	7,93	9,35	
10	2,57	52	26	0,054	1,740	17,5	1,100	1,580	23,3	6,39	8,69	

(+) D_L ha sido obtenida por cálculo.

verificarla con sus mismos valores. 2º) Los distintos grados de energía con que se hicieron los ensayos permitirán comparar la correspondencia entre densidades y trabajos calculados frente a los experimentales. 3º) La seriedad con que se han obtenido los resultados, como así también la elección de los suelos, que cubren prácticamente todo el ámbito de suelos de aplicación vial constituyen aval experimental suficiente como para dar fe a las conclusiones que se obtengan.

El cuadro 1 muestra los resultados experimentales, los calculados en base al método de la Razón de Compactación y los que surgen de la aplicación de VII y VIII.

En (3) se demostró que si el IP 5, D_L debe ser experimental. No obstante y por no disponerse de las muestras originales se completó el cálculo para todos los suelos, teniéndolos en reserva a aquellos marcados con una (+) en caso de observarse anormalidades.

Analizando el cuadro Nº 1, puede verse la tendencia de los resultados que marcan la caída de W_a a medida que aumenta LL e IP, tal como era lógico esperar.

También puede verificarse una casi total correspondencia práctica entre los D_a y W_a del cuadro 1 y las densidades obtenidas para los distintos niveles de energía ensayados como muestra en el cuadro Nº 2, observándose un mejor ajuste con la fórmula VIII principalmente en los suelos más plásticos. Puede verse también que las D_L calculadas en los suelos friables (+) (Nº 1-3-5 y 6) son mayores que los obtenidos con la menor energía ensayada en cada caso, lo cual no tiene sentido físico, hecho que, ya ha sido tratado en (3).

No obstante las diferencias observadas se cumple la correspondencia del cuadro 2 dado que para este tipo de suelos grandes variaciones de W_a inciden muy poco en el valor de la densidad (Ver apéndice).

4) PREDICCION DE LA ENERGIA ESPECIFICA EN FUNCION DE LOS CONSTANTES DE LOS SUELOS

En el apartado anterior hemos calculado

CUADRO Nº 2

Suelo Nº	W_i	Dens.	Hum.	
1	27,5	1,888	10,5	
	+ 25,06			
		1,881	10,7	°
	24,35			
	16,5	1,845	11,4	
	8,5	1,812	12,5	
	6,06	1,767	13,0	
	3,6	1,735	14,0	
2	27,5	1,775	15,0	
	16,5	1,730	15,7	
	+ 16,44			
		1,735	16,3	°
	15,87			
	8,5	1,675	16,6	
	6,06	1,645	18,2	
	3,6	1,605	19,3	
3	27,5	1,990	10,8	
	+ 19,99			
		1,968	11,4	°
	19,08			
	16,5	1,940	10,9	
	8,5	1,900	12,0	
	6,06	1,880	12,4	
	3,6	1,830	13,0	
4	27,5	1,870	10,0	
	17,05			
		1,850	10,9	°
	+ 16,88			
	16,5	1,820	11,8	
	8,5	1,770	12,6	
	6,06	1,750	13,2	
	3,6	1,730	14,5	
5	27,5	1,625	14,5	
	25,05			
		1,620	13,9	°
	+ 24,82			
	16,5	—	—	
	8,5	1,575	16,6	
	6,06	1,550	17,0	
	3,6	—	—	

Suelo Nº	W_i	Dens.	Hum.	
6	27,5	1,950	10,0	
	+ 21,42			
		1,930	10,5	°
	20,22			
	16,5	1,910	11,0	
	8,5	1,860	12,0	
	6,06	1,840	12,5	
	3,6	1,770	13,7	
7	27,5	1,720	18,0	
	16,5	1,675	19,0	
	13,84			
		1,660	20,1	°
	+ 13,70			
	8,5	1,620	20,0	
	6,06	1,580	21,5	
	3,6	1,540	22,8	
8	27,5	1,750	18,0	
	16,5	1,700	19,0	
	+ 13,24			
		1,650	21,5	°
	10,19			
	8,5	1,590	21,5	
	6,06	1,550	23,0	
	3,6	1,500	24,0	
9	27,5	1,725	19,6	
	16,5	1,660	21,5	
	8,5	1,540	24,5	
	+ 9,35			
		1,560	25,7	°
	7,93			
	6,06	1,490	27,0	
	3,6	1,430	29,0	
10	27,5	1,740	17,5	
	16,5	1,660	20,0	
	8,5	—	—	
	+ 8,69			
		1,520	23,3	°
	6,39			
	6,06	1,440	24,5	
	3,6	1,580	27,5	

(+) VALORES SEGUN VIII
(°) VALORES CALCULADOS

la energía específica W_a, en base a los resultados de los ensayos necesarios para aplicar el método de la razón de compactación.

El objetivo de este estudio es precisamente poder predecir el valor W_a; para obtener la densidad de equilibrio mediante un simple ensayo de compactación obviando de esa manera todo el proceso que significa la aplicación de la técnica antes mencionada.

Para ello recurrimos a la fórmula IV aplicándola en los estados de compactación denso, de equilibrio y suelto, de la siguiente manera.

$$D_a - D_L = \frac{Kop.\gamma}{0{,}434} \; 1 \; g \; \frac{W_a}{W_L} \qquad (IX)$$

$$D_d - D_L = \frac{Kop.\gamma}{0{,}434} \; 1 \; g \; \frac{W_d}{W_L} \qquad (X)$$

La extrapolación que hemos hecho al estado suelto tiene validez, dado que siempre debe existir, por pequeña que sea, una energía exterior capaz de producir el acercamiento de las partículas, hasta llegar a ponerlas en leve contacto entre sí con una humedad óptima (h_L) próxima al LL.

Dividiendo la IX por la X queda:

$$\frac{D_a - D_L}{D_d - D_L} = \frac{lg\ W_a - lg\ W_L}{lg\ W_d - lg\ W_L} = \frac{R\ C}{100}$$

(Relación de compactación de Mc Dowell) (XI)

de donde surge:

$$lg\ W_a = \frac{R\ C}{100} (lg\ W_d - lg\ W_L) + lg\ W_L \qquad (XII)$$

expresión donde conocemos:

$$\frac{R\ C}{100} = 1 - \frac{lg\ LL - 0{,}64}{4{,}4} = F_1\ (LL)$$

(Cita 2)

y $lg\ W_d = lg\ 27{,}5 = 1{,}439$

Unica incógnita para cacular W_a : W_L

El trabajo W_L tiene que ser un valor muy pequeño y lo podemos calcular mediante la X. No obstante del análisis de la expresión XII y de su diferencial parcial respecto de W_L,

$$dW_a = \frac{W_a}{W_L} \left(1 - \frac{R\ C}{100}\right) dW_L \qquad (XIII)$$

puede deducirse que: a) para suelos arenosos (RC = 85 %) W_L debe ser mayor que 1 y para suelos arcillosos (RC = 75 %) menor que la unidad para que la XII lleve a valores de W_a conceptualmente aceptables. b) el máximo error lógico probable (dW_a máximo) que surge de XIII para suelos arenosos es de 2 kg cm/cm³ (valor casi despreciable. Ver Apéndice), y para suelos arcillosos de 3 kgrcm/cm³ (Valor que puede provocar una variación de densidad de 0,09 kg/dm³. Ver Apéndice).

El cuadro Nº 3 muestra (2º columna) los valores de W_L que se obtienen por aplicación de X en base al Cuadro Nº 1. Puede

CUADRO Nº 3

Suelo	W_L Calculado con D_L	W_L Calculado con D'_L	D'_L Estimada	D'_a	h'_a	W'_a s/VIII	LL'
1	13,80 +	2,28	1,70	1,859	11,3	18,72	20
2	1,48	—	—	—	—	—	—
3	2,58	1,75	1,80	1,964	11,5	18,86	18
4	1,73	—	—	—	—	—	—
5	12,09 +	2,11	1,50	1,602	14,6	17,14	27
6	3,87 +	2,27	1,75	1,923	10,7	19,62	18
7	0,89	—	—	—	—	—	—
8	0,90	—	—	—	—	—	—
9	0,37	—	—	—	—	—	—
10	0,27	—	—	—	—	—	—

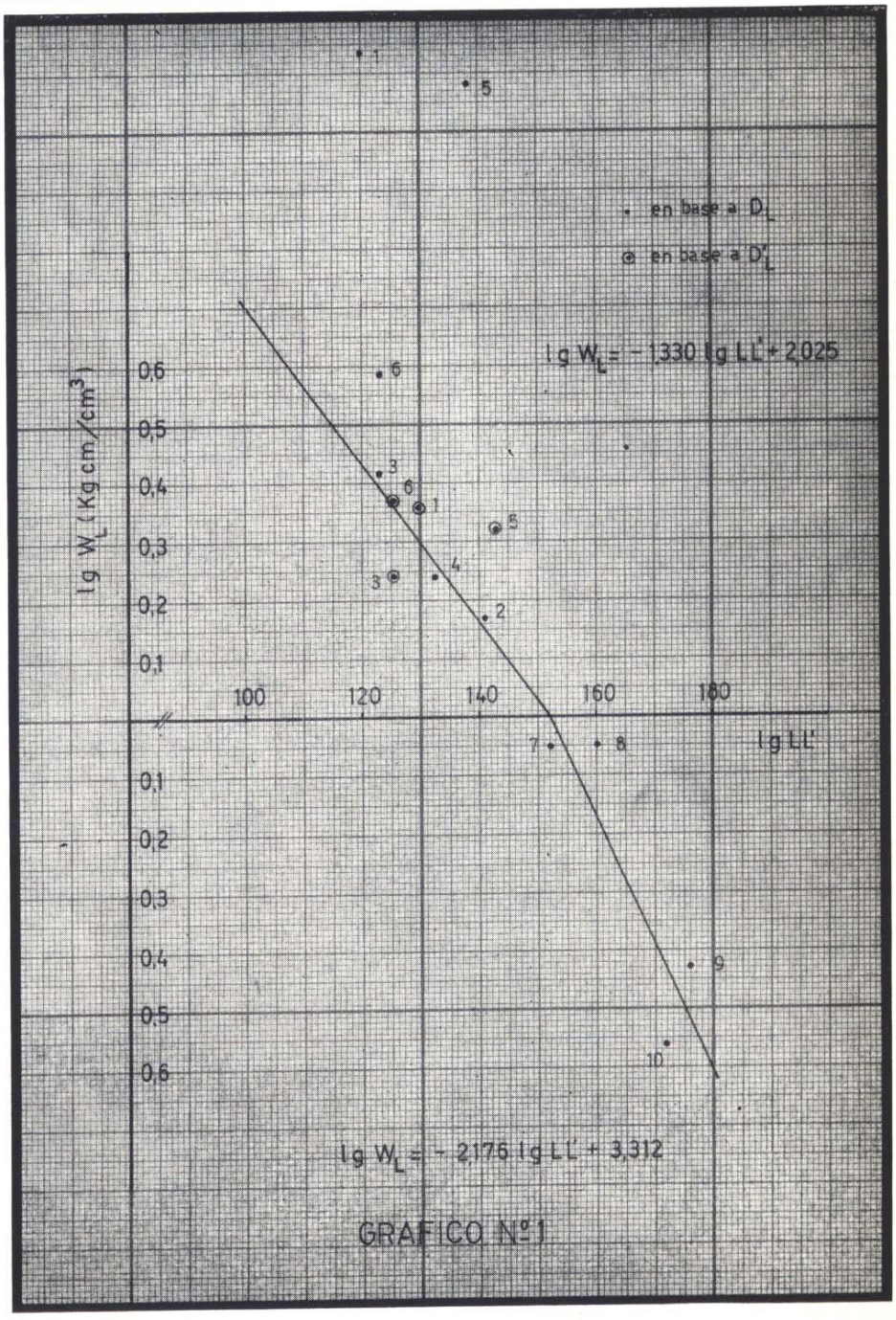


GRAFICO Nº 1

verse que los suelos 1-3-5 y 6 (observados anteriormente +) tienen un W_L que escapa a lo técnicamente aceptable, por tal motivo, se hizo nuevamente el cálculo de W_L de esos suelos (3º columna) pero ahora en base a D'_L que son densidades sueltas aproximadas estimadas de acuerdo al Cuadro Nº 2 (4º columna). Se dan también los Valores D'_a, h'_a, W'_a y LL' de los suelos 1-3-5 y 6 corregidos en base a D'_L.

Se observa además en el Cuadro Nº 3 que se cumple la separación estimada entre arenas y arcillas con W_L mayor y menor que 1 respectivamente, con excepción del Suelo Nº 2 (A_4 (4)), por tratarse de un suelo intermedio, existiendo cierto ordenamiento decreciente de W_L a medida que aumentan LL e IP de los suelos.

Este hecho, asociado a la estimación de máximo error lógico probable permite orientar la investigación en busca de una correlación entre W_L y las constantes de los suelos, particularmente el LL, ya que si W_L depende de esta variable, W_a será también función exclusiva de LL, lo que es coherente por tratarse de dos energías que determinan dos estados de compactación, cada uno con capacidades de succión prácticamente constantes para todos los suelos en las condiciones de servicio (para W_L : $P_F \sim 0$; para W_a : $P_F = 2{,}3$) y porque LL es también una expresión de la capacidad de los suelos para succionar agua, por lo que deben estar correlacionados.

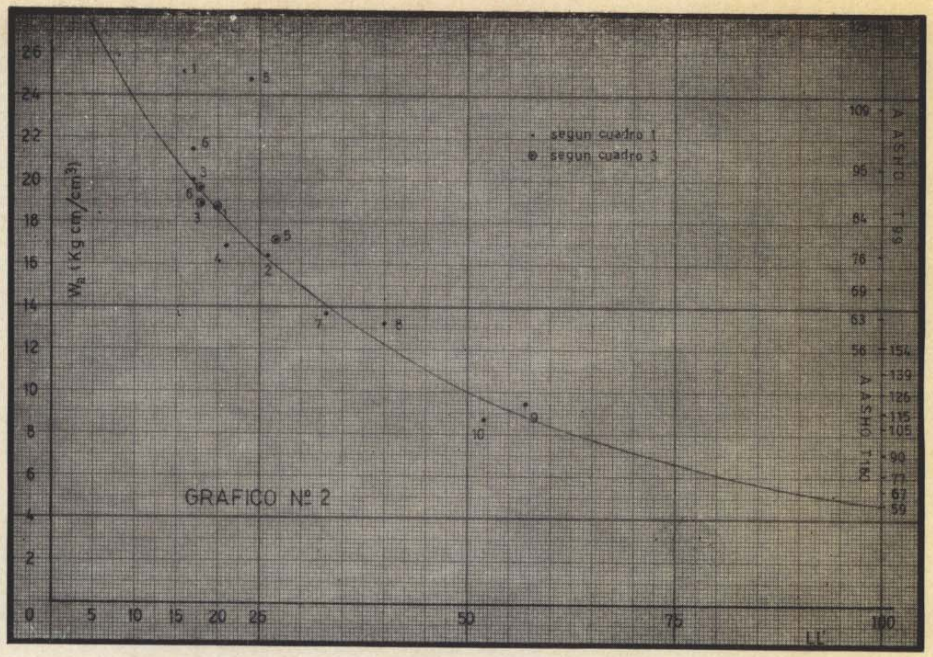
Cabe destacar que, tal como se explica en la cita (2), e incluso surge siguiendo el sentido físico de la correlación que se busca, el LL debe ser el que corresponde al total del material (LL'), que para los suelos finos y arenas queda definido por:

$$LL' = \frac{LL \times \% \text{ pasa T40}}{100}$$

y para materiales granulares es:

$$LL' = \frac{100}{D_L \text{ exp.}} - \frac{100}{\gamma}$$

En (3) se da el criterio que delimita el ámbito de aplicación de ambas expresiones, habiéndose usado la segunda de ellas para los puntos 1-3-5- y 6.



Este intento condujo al gráfico Nº 1, donde se ha vinculado 1g W_L con 1g LL'. A efectos de lograr una mayor aproximación en la zona de menores W_L, que es precisamente donde la incidencia de su error es mayor y debido a la falta de alineación de los puntos, se ha calculado el par de rectas, que pivoteando en $W_L = 1$, LL' = 33,3, ajustaron mejor a los dos grupos de puntos separados por $W_L = 1$.

Las expresiones deducidas por mínimos cuadrados son:

$$\lg W_L = -1{,}330\ \lg LL' + 2{,}025 = F_2\ (LL');\ (LL' \leqslant 33{,}3) \quad (XIV)$$

$$\lg W_L = -2{,}176\ \lg LL' + 3{,}312 = F_3\ (LL');\ (LL' \geqslant 33{,}3) \quad (XV)$$

Ambas, aplicadas en XII conducen a dos ecuaciones donde W_a es solamente función de LL' (Ver Apéndice) y que esquemáticamente puede escribirse de la siguiente manera:

$$\lg W_a = F_1\ (1{,}439 - Fi) + Fi \quad (XVI)$$

i = 2 si LL' $\leqslant$ 33,3; i = 3 si LL' $\geqslant$ 33,3

El gráfico Nº 2 muestra la representación gráfica de la XVI donde se observa que la misma interpreta con suficiente aproximación, el fenómeno estudiado, dada la buena correlación que existe con los resultados experimentales, como así también, el cumplimiento racional de la función para valores extremos fuera del campo experimentado. En efecto, la teoría de la razón de compactación exige que para LL' = 4,4; W_a debe ser igual a 27,5 kg cm/cm³ y para LL' = 110.000 W_a, debe ser igual a W_L, valor infinitisimal pero siempre positivo, y la XVI cumple con esos requisitos.

Cabe destacar que de haberse seguido un criterio netamente estadístico, correlacionando W_a con LL' se habría llegado a la expresión lineal $W_a = -0{,}27\ LL' + 23{,}7$ ajustada por mínimos cuadrados con un factor de correlación r = -0,98, lo cual satisfaría ampliamente la pretensión de una correlación siempre que no se intente verificar más allá del campo experimental, ya que en ese caso, aquella conduce a valores absurdos (para LL' = 100, $W_a < 0$).

Se ha dibujado también en el gráfico Nº 2 y sobre el eje vertical ubicado a la derecha, la escala correspondiente al número total de golpes, calculado en base a un volumen del molde de 945 cm³ y con pisón de 4,54 kg y 45 cm de altura de caída, a aplicar en 5 capas (Método AASHO T-180) para los

CUADRO Nº 4

Suelo Nº	Procedencia	LL	IP	Pasa T. 200	Clasif. HRB	s/cita (3)		s/XVI	
						D_a	h_a	D_a	h_a
11	B. Aires	31	10	78	$A_4(8)$	1,625	20,3	1,620	19,0
12	B. Aires	36	10	82	$A_4(8)$	1,665	20,6	1,654	19,9
13	B. Aires	34	9	85	$A_4(8)$	1,740	16,6	1,750	17,0
14	B. Aires	40	17	92	$A_6(11)$	1,645	20,3	1,635	19,5
15	Santa Fe	33	9	87	$A_4(8)$	1,620	22,9	1,624	21,9
16	Santa Fe	39	15	90	$A_6(10)$	1,540	24,9	1,541	20,2
17	Entre Ríos	47	22	93	$A_{7\text{-}6}(14)$	1,590	23,0	1,610	21,5
18	Entre Ríos	50	31	96	$A_{7\text{-}6}(18)$	1,580	25,8	1,601	23,3
19	Misiones	58	25	95	$A_{7\text{-}5}(18)$	1,390	36,5	1,433	33,6

suelos cuyo LL' $\leqslant$ 40 y con pisón de 2,5 kg, 30 cm y 3 capas (Método AASHO T-99) cuando LL' $>$ 40.

Debe tenerse presente que en el proceso normalizado de compactación, la energía específica total está dada por la suma de las energías específicas individuales de cada impacto aplicado y que este debe producir una tensión de corte mayor que la resistencia al mismo esfuerzo logrado por el material al ir densificandose, para deformarlo con fluencia plástica y de esa manera aumentar su densidad.

Energías individuales menores al llegar a cierto nivel de densidad, solo producirán deformaciones elásticas recuperables sin compactar, aún cuando la repetición de impactos sea tal que se llegue a sumar la energía específica total deseada.

Esa es la razón por la cual se ha tomado un límite de separación entre el método T-99 y T-180, siendo ese límite el valor medio de las 2 energías donde Ruiz y colaboradores cambian de método (8,5 y 16,5 kg cm/cm^3) y que en este caso corresponde a LL' = 40.

5) *VERIFICACION EXPERIMENTAL*

No obstante el camino seguido para llegar a la XVI y la correspondencia prácticamente total que muestra el Cuadro Nº 2, se ha creído conveniente tomar otro grupo reducido de suelos, para determinarles la densidad de equilibrio siguiendo paralelamente la cita (3) y la XVI para compararlas.

El Cuadro Nº 4 ilustra sobre los valores de los ensayos pudiéndose observar una aproximación muy buena entre los dos métodos que conducen a la obtención de D_a, con una mayor precisión para los suelos A_4 y una diferencia máxima de cuatro unidades en la segunda decimal para los A_7. Respecto a h_a se nota una tendencia del método según cita (3) a dar humedades mayores que según XVI. Esto es justificable debido a que el cálculo analítico de h_a se hace siguiendo una línea de vacíos de aire = constante lo que determina un aumento de la relación agua/aire al disminuirse la densidad y consecuentemente con ello un cierto incremento de la humedad, mientras que según XVI, h_a pertenece a la línea de óptimos donde se cumple la constancia de la relación agua/aire lo que se traduce en un incremento menor de la humedad para igual disminución de densidad.

6) *CONCLUSIONES*

De todo lo expuesto pueden obtenerse las siguientes conclusiones:

a) La D.N.V., tiene actualmente en estudio la aplicación del método de la Razón de Compactación de Mc Dowell en obras ubicadas en distintas provincias.
Se llama la atención sobre las limitaciones del método por lo que se lo considera un paso intermedio que permita juntar experiencias, para adaptarlo luego a las condiciones propias de cada zona de nuestro país, con características climáticas, hidráulicas, estructurales y de tránsito perfectamente definidas.

b) La teoría de compactación de suelos de Ruiz y Colaboradores, ha sido verificada satisfactoriamente con una correspondencia casi total tal como surge de la confrontación entre los valores calculados según la fórmula VIII y los resultados experimentales (Cuadro Nº 2).

c) Siguiendo un camino racional (teórico- empírico) se ha logrado correlacionar el trabajo mecánico W_a (número de golpes totales a aplicar en el ensayo de compactación tipo Proctor, para que la máxima densidad resulte ser la densidad de equilibrio) con el LL' (límite líquido del total del suelo).
La función $W_a = f$ (LL') (ver Apéndice) reemplaza simplificando considerablemente al método de Mc Dowell utilizado en la actualidad con el mismo fin, por lo que su utilización facilitará las tareas del control de rutina en obra.

d) En el apéndice se demuestra que a igual disminución en la exigencia de densidad corresponden distintas reducciones del trabajo mecánico de compactación siendo para los suelos arenosos del orden del triple de la que corresponde a los arcillosos Este hecho llama la atención sobre el criterio a seguir, en los casos en que se decida disminuir la exigencia de compactación en obra.

7) *BIBLIOGRAFIA*

1) Mc Dowell — Selection of densities for subgrades and flexible base materials — Bulletin 93 — H.R.B.

2) Ruiz C. — Observaciones sobre las exigencias y contralor de la compactación de subrasantes. Publicación Nº 35 — D.V.B.A. 1963.

3) Santángelo R. — 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 Norma. Publicación Nº 66 y 75 — D.V.B.A. 1967.

4) Ruiz C. — Compactación, humedad de equilibrio y P_F de las subrasantes Vialidad Nº 39 D.V.B.A. 1967.

5) Ruiz, Villabona, Santángelo y Pesce — Sobre la medida del estado de compactación de las subrasantes, en equilibrio con las condiciones de servicio. 1ª RAMSIF — La Plata — 1968 y Vialidad Nº 45 — D.V.B.A.

6) Ruiz y Ronchi y colaboradores — Sobre el mecanismo del proceso de compactación de los suelos. VI Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito — Mar del Plata — 1968.

A P E N D I C E

A_1) Es común en obra reducir del 100 al 95 % la densidad exigida en pliego, cuando esta no es lograda mediante los equipos disponibles en obra para la compactación de suelos manteniendo constante la humedad óptima.

Veamos que relación hay entre la reducción de 5 % de la densidad y la correspondiente variación de energía de compactación para un suelo arcilloso y otro arenoso.

Apliquemos la fórmula III:

$$D_1 - D_2 = \frac{\gamma K}{0{,}434} \lg \frac{W_1}{W_2} + \gamma m (D_1 h_1 - D_2 h_2)$$

siendo:

D_1 = 100 % densidad exigida en pliego

$D_2 = D_1 - \Delta D$ = 95 % densidad exigida en pliego

$h_1 = h_2 = h$ = humedad óptima correspondiente a D_1

W_1 = trabajo de compactación que no se alcanza aplicar en obra para lograr D_1.

$W_2 = W_1 - \Delta W$ = trabajo de compactación para lograr D_2.

ΔW = Reducción de exigencia de energía de compactación

simplificando queda:

$$0{,}05\ D_1 = \frac{\gamma K}{0{,}434\ (1-\gamma\ mh)} \lg \frac{W_1}{(W_1-\Delta W)}$$

Con esta expresión calculamos el ΔW que corresponde a dos suelos distintos.

Suelo Nº 1 (arenoso)		**Suelo Nº 10 arcilloso**	
γ =	2,60	γ =	2,57
K =	0,0344	K =	0,0576
m =	0,4941	m =	0,3438
h =	0,113	h =	0,233
W_1 =	18,7	W_1 =	8,7
D_1 =	1,859	D_1 =	1,580
ΔW =	11,00 Kg cm/cm3	ΔW =	3,00 Kg cm/cm3
ΔD =	5 % de D_1	ΔD =	5 % de D_1

También puede calcularse que para:

ΔD =	0,023 Kg/dm3	ΔD =	0,023 Kg/dm3
ΔW =	3,66 Kg cm/cm3	ΔW =	1,00 Kg cm/cm3

Estos valores nos llaman la atención sobre el procedimiento a seguir para reducir la exigencia de compactación según el suelo que se trate, ya que la misma reducción de densidad, significa una reducción de energía mucho mayor para suelos arenosos que para arcillosos.

A_2) La fórmula esquemática XVI, cuya representación figura en el Gráfico Nº 2 ha sido simplificada y ordenada y su expresión analítica es la siguiente:

$\lg W_a = -0{,}3023 \lg^2 LL' + 0{,}3267 \lg LL' + 1{,}3538\ LL' \leqslant 33{,}3$

$\lg W_a = -0{,}4945 \lg^2 LL' + 0{,}7423 \lg LL' + 1{,}1655\ LL' \geqslant 33{,}3$

Informaciones de Vialidades Provinciales

Provincia de La Pampa

La Dirección Provincial de Vialidad de La Pampa tiene ya realizados una serie de estudios y proyectos y otros en ejecución de su red provincial, como asimismo de tramos correspondientes a la red nacional, encarados por convenios con la Dirección Nacional de Vialidad.

Asimismo tiene en marcha un importante plan de obras, cuyo detalle enviado por la citada Repartición también transcribimos a continuación.

ESTUDIOS Y PROYECTOS REALIZADOS O EN EJECUCION
AL 31 DE MAYO DE 1973

RUTA Nº	TRAMO	LONG. KM.	LABOR DESARROLLADA	DISEÑO	OBSERV.
1 Prov.	R. P. 13 (M. Riglos) — Lonquimay	35,2	Estud. y proyec. terminados	Obra básica y pav. flexible	—
1 Prov.	Gral. Pico — Ojeda	43,9	Estud. y proyec. terminados	Obra básica y pav. flexible	—
1 Prov.	Ojeda — Hilario Lagos	28,0	Estud. term., proy. en ejec.	Obra básica y pav. flexible	—
3 Prov.	Villa Mirasol — Metileo	34,6	Estud. term., proy. en ejec.	Obra básica y pav. flexible	—
8 Prov.	Ojeda — Ruta Provincial 1	5,7	Estud. y proyec. terminados	Obra básica y pav. flexible	—
9 Prov.	Caleufú — Ingeniero Foster	59,0	Estud. y proyec. terminados	Obra básica y pav. flexible	—
9 Prov.	Ruta Nac. 143 — Meridiano Vº	20,0	Estudio en ejecución	Obra básica y pav. flexible	—
13 Prov.	Ruta Nac. 35 — Ruta Prov. 2	40,3	Estud. term., proy. en ejec	Obra básica y pav. flexible	—
13 Prov.	Ruta Prov. 2 (Riglos) — Meridiano Vº	39,9	Estud. term., proy. en ejec.	Obra básica y pav. flexible	—
—	Acceso a Winifreda desde Ruta Prov. Nº 12	5,6	Estud. term., proy. en ejec.	Obra básica y pav. flexible	—
—	Acceso a H. Lagos desde Ruta Nac. 188	2,3	Estud. term., proy. en ejec.	Obra básica y pav. flexible	—
—	Acceso a Ojeda desde Ruta Prov. Nº 8	1,2	Estud. y proyec. terminados	Obra básica y pav. flexible	—
—	Acceso a Salinas Colorada Grande desde Ruta Nacional 154	22,0	Estudio en ejecución	Obra básica y entoscado	—
21 Nac.	Km. 92 — Emp. Ruta Nacional 151	42,5	Estud. y proyec. terminados	Obra básica y pav. flexible	El proy. fue compl. por V. Prov.
5 Nac.	Km. 45 — El Durazno	45,1	Estud. term., proy. en ejec.	Obra básica y pav. flexible	Conven. con V. Nac.
152 Nac.	La Amarga — Salitral Negro	37,5	Estud. y proyec. terminados	Obra básica y pav. flexible	Conven. con V. Nac.
152 Nac.	Salitral Negro — La Japonesa	35,9	Estud. y proyec. terminados	Obra básica y pav. flexible	Conven. con V. Nac.

OBRAS DE PAVIMENTACION EN EJECUCION

(Al 1º de mayo de 1973)

RUTA Nº	TRAMO	LONG. KM.	TIPO DE CALZADA	FECHA DE INICIAC.	PLAZO	MONTO DE CONTRATO
Prov. 1	Machín — Ruta Provincial Nº 13	36,3	Obras básicas y pav. flexible	28-11-72	18 meses	4.280.815
Nac. 6 (°)	Ruta Nacional 35 — El Durazno — Sec.: Ruta Nac. 35 — km 45	45,0	Obras básicas y pav. flexible	27-10-72	20 meses	7.521.399
Prov. 8	Ruta Nacional 35 — Ing. Luiggi y Ruta Nac. 35 — Ruta Prov. Nº 3	50,4	Obras básicas y pav. flexible	24- 7 -72	22 meses	6.085.481
Ex Prov. 21 (°)	El carancho — Chacharramendi	55,0	Obras básicas y pav. flexible	26-10-72	20 meses	7.510.335
Prov. 23	25 de Mayo — Casa de Piedra	88,0	Obras básicas y calzada enripiada	10- 1 -73	8 meses	2.366.732
		274,7				$ 27.764.762

(°)Obras ejecutadas por convenio con la Dirección Nacional de Vialidad.



DIA DE LA SEGURIDAD EN EL TRANSITO

En adhesión al Día de la Seguridad en el Tránsito, que se celebra en nuestro país el 10 de junio, la Asociación Argentina de Carreteras realizó un acto en los salones de la Dirección Nacional de Vialidad, en el que el Ing. José B. García desarrolló el tema cuyo texto se publica en este número, "El tránsito y la autoridad de aplicación" y el Ing. Ezequiel Ogueta hizo una extensa disertación sobre "Seguridad en el tránsito y planeamiento vial".

Estuvieron presentes en este acto numerosos asociados de nuestra entidad, como asimismo autoridades viales provinciales y municipales, representando al Administrador General de Vialidad Nacional, el Subadministrador, Ing. Federico G. O. Ruhle. También asistieron autoridades del Automóvil Club Argentino, Cámara Argentina de la Construcción, Centro Argentino de Ingenieros, Comisión Permanente del Asfalto, Instituto del Cemento Portland Argentino, etc.

El Ing. Pedro Pétriz, Presidente de la Asociación, con breves palabras improvisadas que se transcriben a continuación, presentó a los disertantes, oportunidad en que anunció el ciclo de conferencias que desarrollará la institución en el presente año.



El Presidente de la asociación, Ing. Pedro Petriz, presentando a los disertantes. A su derecha el Ing. Ezequiel Ogueta

PALABRAS DEL ING. PETRIZ

La Asociación Argentina de Carreteras tiene verdadero placer en iniciar el período de conferencias para el año 1973, conmemorando el día de la Seguridad en el Tránsito. A ese efecto ha invitado a participar en su nombre a dos distinguidos profesionales argentinos, jóvenes, de capacidad bien probada para que ocupen la tribuna esta noche.

Esta conferencia ha de ser seguida por un ciclo de otras nueve que se dictarán espaciadamente y de la que daremos información en breves días, al que hemos titulado "EL CAMINO Y EL PAIS" y en el que se pondrán de relieve todos los aspectos que de una u otra manera derivan del camino. Comenzaremos con "EL CAMINO Y LA REALIDAD NACIONAL;" es decir qué particularidades ofrece el país como cosa propia que debe ser recogida al formular la política vial. Seguiremos con "EL CAMINO Y LA TECNICA" tambien siempre con el ánimo de que dentro de este campo puedan darse las particularidades que hacen a nuestra propia realidad no sólo desde el punto de vista de la técnica en sí, como disciplina, sino también desde el punto de la técnica en su aplicación, es decir del problema de los técnicos. Seguiremos con "EL CAMINO Y LOS CENTROS URBANOS" en el que se pondrán de relieve los problemas particularizados para Argentina en el área de los centros urbanos, donde la ingeniería de caminos asume una especialidad particularísima. Continuaremos con "EL CAMINO Y LA INDUSTRIA DE LA CONSTRUCCION" analizando qué pasa en el sector de los materiales, en el sector de los equipos, en el sector de los empresas constructoras; cómo están dimensionados, qué factor de ocupación significan, qué perspectivas tienen para responder a un requerimiento en el orden de la obra vial, en fin, todas las implicancias en el ámbito nacional que atañen a esta actividad de la construcción. Seguiremos después con "EL CAMINO Y SU USO" a través del cual se analizará el automotor en la Argentina: qué significa, cómo está organizada la industria, qué dimensionamiento tiene, qué perspectivas ofrece. Se tratará también el problema del transporte automotor qué significa para el país: cuál es su dimensionamiento y capacidad; su incidencia en la economía nacional, y finalmente se estudiará la circulación vial. Seguiremos con "EL CAMINO Y LA COORDINACION CON OTROS MEDIOS DE TRANSPORTE" también tratando de poner de relieve qué particularidades se reflejan en este ámbito. Finalizaremos el ciclo con la exposición de la política vial en la Argentina tanto en el orden nacional como de las provincias. Y recogiendo todo lo que se haya dicho en estos distintos aspectos de la actividad vial haremos la gran síntesis: "EL CAMINO Y EL PAIS" con conclusiones y recomendaciones.

Esta es una de las actividades que fundamentalmente se ha propuesto llevar adelante la Asociación Argentina de Carreteras. Pensamos expandir la acción de Carreteras a todo el ámbito nacional constituyendo delagaciones en todas las provincias y aún en las regiones que tengan alguna significación importante en la Argentina. Vamos a contribuír con todos los medios a nuestro alcance para crear un verdadero estado de tensión vial en la Argentina. Correteras saldrá al encuentro de los problemas; propondrá soluciones y colaborará para que ellas sean logradas. Creo que como muestra de nuestros propósitos de llevar adelante una acción levantada acorde con la tradición de nuestra Institución, esta conferencia tan bien prestigiada por dos excelentes profesionales argentinos es la mejor muestra de la calidad y de la contribución que pensamos formular al país. Quedan en la tribuna los Ingenieros García y Ogueta.



Un aspecto parcial de la concurrencia al acto

TRANSITO Y AUTORIDAD DE APLICACION

Por el Ing. José B. García

Texto de la conferencia dictada por el Ing. García en el acto organizado por la Asociación con motivo del Día de la Seguridad en el Tránsito

Los accidentes de tránsito constituyen un problema de permanente y dolorosa actualidad. Para analizarlos y resolverlos se requiere un conocimiento profundo de los factores que los provocan, lo que se logra mediante una toma sistemática y un análisis detallado de todos los datos relacionados con los accidentes ya ocurridos.

Si bien los países con mayor grado de motorización presentan un índice de accidentes, por kilómetros recorridos, más bajo, es precisamente en estos países donde se siente de una manera más angustiosa el problema de la seguridad vial, si se los compara con los ocurridos en otras actividades, ya que si bien la relación accidente-kilómetros recorridos es baja, la relación accidentes habitantes es la más alta.

Según datos presentados en la organización mundial de la salud, elaborados por el Departamento de Tráfico de la Federación Internacional de Automovilismo de los Estados Unidos, en el año 1970, este país con una población de 203.000.000 de habitantes y un parque automotor de 108.000.000 de vehículos, con una relación de 1 vehículo automotor por cada 1,9 habitantes, se registraron 94.800 accidentes de tránsito, es decir, 4,6 accidentes por cada 10.000 vehículos, que ocasionaron la muerte de 55.000 personas.

Este problema, se ha constituido en el país del norte en una seria preocupación nacional, abordada —inclusive— por la Presidencia de la República en sus planes gubernamentales, destinándose al estudio del problema, millones de dólares a fin de disminuir los índices de accidentes.

En 1972 concluyó un programa de SEGURIDAD VIAL en la Interstated Haighway System, antes denominado Highway Defense Program, al elevado costo de un millón de dólares por milla para aproximadamente 41.000 millas y que permitió economizar —según los cálculos— 8.000 vidas en un año, de manera que en tres años estiman ganar —para la sociedad— con esa inversión realizada para acrecentar la seguridad vial, 24.000 vidas, cifra ésta que representa para el país del norte el retorno del capital por ellos invertido.

En Brasil por ejemplo, para el mismo año 1970, con 95.000.000 de habitantes y un parque automotor de 3.500.000 de vehículos, con una relación de un automotor por cada 27 personas —a pesar de ser éste un coeficiente bajo— tuvieron que lamentar la muerte de 10.000 personas en accidentes de tránsito, en tanto que 200.000 resultaron heridos, en un total aproximado de 11.700 accidentes, que da una relación de 33 accidentes por cada 10.000 vehículos en circulación.

En nuestro país no se tienen cifras totales de accidentes en toda la República, pero si se tienen para nuestra ciudad.

Según cifras de la Policía Federal, se han producido en la ciudad de Buenos Aires en el año 1970, 4.912 accidentes de tránsito que ocasionaron 467 víctimas fatales y 5.406 lesionados, en un medio que cuenta con una población de 3.000.000 de habitantes y con un parque automotor circulante que se puede estimar en 750.000 vehículos, que nos da la espantosa cifra de 67 accidentes por cada 10.000 vehículos en circulación.

Esta cifra no es comparable con los índices mencionados de EE.UU. y Brasil, ya que aquellas nos dan valores totales de accidentes por cada 10.000 vehículos en circulación —ya sean en zonas urbanas y rurales— y las estadísticas de la Capital Federal se refieren exclusivamente a un área altamente urbanizada como lo es el área de nuestra ciudad, donde las posibilidades de accidentes son mayores. No obstante, esta cifra es un verdadero llamado de atención para las autoridades responsables del tránsito público.

Sin embargo, a pesar de ello y de gastarse anualmente ingentes sumas en SEGURIDAD SOCIAL y de obligarse a las empresas a tomar medidas cada vez más importantes en prevención de accidentes laborales, es poco lo que se ha hecho en nuestro país para crear organismos y habilitar fondos con la única preocupación de mejorar la SEGURIDAD VIAL, a pesar de que todos nos sentimos conmovidos por este problema, que cada día se hace más serio.

Todo accidente de tránsito se debe a una falla de cualquiera de los tres elementos concurrentes: el hombre, el vehículo o la vía pública. Frecuentemente el accidente sobreviene —cuando se producen en el mismo instante y lugar— la falla de uno o varios de esos componentes.

Es lógico comprender que si se mejora o se dota a cualquiera de los tres elementos, el hombre, el vehículo o la vía, de una seguridad mayor, se habrá mejorado de esta manera, la seguridad total.

Esa es pues la labor de los Ingenieros de Tránsito, que según el Instituto de Ingenieros de Tránsito de los EE.UU., lo ha definido como la rama de la Ingeniería que trata del planeamiento trazado y funcionamiento de las calles y carreteras; así como de los estacionamientos, terrenos adyacentes y zonas de influencia y de su relación con otros medios de transportes. Su objetivo es que el movimiento de personas y mercancías se realice de la forma más segura, eficaz y cómoda".

No es mi deseo, en este día en que se celebra en el país, EL DIA DE LA SEGURIDAD EN EL TRANSITO, sugerir normas para mejorar algunos de los tres elementos mencionados, porque entiendo que los Ingenieros de Tránsito que tienen la



El Ing. García en un momento de su exposición. Lo acompañan los Ingenieros Raggio, Petriz y Ruhle

responsabilidad del tránsito de nuestra ciudad, tienen pleno conocimiento de las normas y de los criterios indispensables para corregir los defectos de nuestras vías de comunicación o proyectar nuevas vías con un mínimo de seguridad.

Mi deseo al hacer esta apretada síntesis de la relación existente entre los accidentes, la seguridad vial y la labor de los Ingenieros de Tránsito, es el de poner en manifiesto la importancia que tiene —dentro del complejo vial descripto— la actuación que debe cumplir dentro de la misma la policía de tránsito.

El policía de tránsito debe vigilar constantemente el tránsito de la ciudad para garantizar su fluidez, haciendo cumplir a peatones y conductores las normas que regulan la circulación y estacionamiento, garantizando la seguridad del tránsito público, debiendo proporcionar a los usuarios toda clase de informes, vigilando que no se cometan actos indebidos que destruyan los pavimentos, señales y demás servicios viales e interviniendo oportunamente, para prevenir accidentes. De todo lo dicho se desprende que la función más importante de esta policía debe ser la educativa, manifestada a través de la acertada orientación que se de a los usuarios de la vía pública y en la confianza que inspire a éstos su conducta y su fino tacto, pues no debemos olvidar que el tránsito es ante todo un problema de convivencia y respeto mutuo.

No se precisa pues agudizar mucho del ingenio para comprender que debe existir entre los agentes policiales y los Ingenieros de Tránsito un diálogo permanente y continuo, llevándoles a éstos los problemas que ven en la vía pública y escuchando a su vez las osluciones que se preven para los mismos.

El policía de tránsito es la mano ejecutora en la vía pública del pensamiento del Ingeniero de Tránsito, a la vez que son el par de ojos que los ingenieros tienen allí, para poder ver como se desenvuelve el tránsito diario y poder estudiar las soluciones a los problemas que allí se presentan.

Además, como los Ingenieros de Tránsito de la ciudad son los únicos capacitados para analizar e interpretar los informes sobre accidentes a fin de determinar los motivos que lo han provocado y, poder estudiar las soluciones tendientes a incrementar la seguridad de la vía pública y concretarlas, resulta imprescindible que ingenieros y policías de tránsito cumplan sus funciones dentro de un mismo ámbito administrativo.

Ello así ocurría en nuestra ciudad hasta fines del año 1966, fecha a partir de la cual, en virtud de la sanción de la Ley 16.979, lamentablemente se le transfiere a la Policía Federal el poder de Policía Municipal de Tránsito, siendo a partir de esa fecha la Policía Federal la "única autoridad de aplicación" en la vía pública de las ordenanzas municipales que regulan el tránsito público.

En esa oportunidad, culminó así un problema de competencia que desde hacía años se venía agudizando en nuestra ciudad, entre el Cuerpo de Inspectores de Tránsito dependiente de la Dirección de Tránsito de la Municipalidad y la Policía Federal.

Ese problema de competencia no fue un problema exclusivo de la Ciudad de Buenos Aires ,ya que tiene sus orígenes en los primeros problemas que el vehículo motorizado creó en los grandes centros urbanizados, pués en un principio, cuando la Ingeniería de Tránsito no había alcanzado el desarrollo actual, los problemas se solucionaban mediante ordenamientos elementales de la circulación que no respondían a una planificación técnica adecuada y que eran generalmente realizados por las autoridades policiales de la ciudad.

De ese origen —un tanto ambiguo— han surgido en todas partes dificultades y confusiones entre las respectivas competencias de Ingenieros de Tránsito y policía que se ponen siempre de manifiesto cuando ambos prestan su servicio a la ciudad desde distintos ámbitos administrativos.

Lo lamentable para nosotros es que la Ley Orgánica Municipal, Ley 1260 vigente a la fecha del traspaso de funciones a la Policía Federal, determinaba claramente en su art. 47 inciso 8, como funciones municipales la "determinación de la colocación de los vehículos en los lugares públicos"... y la reglamentación del tránsito por las calles y el art. 42, inciso 3, de la mencionada ley dice: "que corresponde crear un cuerpo de inspectores municipales para la ejecución de sus disposiciones, sin perjuicio del auxilio que deberá prestarle la policía de la capital, cuando fueren requerido", desprendiéndose claramente de ello de que a la fecha del dictado de la ley 16.979, a la Municipalidad de la Ciudad de Buenos Aires la competía el ejercicio de la Policía del Tránsito dentro de los límites de sus jurisdicción territorial.

En esa oportunidad, la Policía Federal argumentó para fundmentar sus pretensiones de ser la única autoridad de aplicación de las normas de tránsito en la ciudad, de que existían razones de orden y de seguridad pública que hacía NECESARIO se tomara tal medida.

Precisamente, ese único argumento es el más débil de cuantos se pudieran argüir, por cuanto, el orden público consiste en general, en la conservación de las personas y de la propiedad, por la protección que la autoridad presta a todos los habitantes contra cualquier agresión que puedan experimentar, según reza en su art. 2º el Reglamento General de la Policía de la Capital.

El orden público comprende también la seguridad de los poderes del estado y el libre ejercicio de las instituciones políticas, mediante la garantía que la autoridad presta a la efectividad de las leyes, vigilando y previniendo toda trama, atentado o movimiento subversivo según el art. 13 del mencionado Reglamento Policial.

El concepto de orden público se extiende a la tranquilidad y sosiego de la población, al uso y goce de los derechos que la Constitución y las leyes acuerdan a las personas, a fin de garantizarles el regular desenvolvimiento diario.

En los casos en que el orden público es alterado, la policía concurre con su autoridad a restablecerlo.

De las definiciones precedentes, incluso las del Reglamento General de la Policía se evidencia que el tránsito de la ciudad nada tiene que ver con el orden público.

Esta no es una opinión personal de quien habla sino que la misma es la opinión de numerosos tratadistas de Derecho Administrativo Municipal y Policial, entre otros, la del Dr. Ramón F. Vázquez, en su libro "Poder de Policía", la del Dr. Guillermo A. Altamira, en su libro "Policía y Poder de Policía", o la del Dr. Alberto Elguera, quien en su libro "Policía Municipal" expresa que: "la Policía del Tránsito en la ciudad resulta del lugar donde ésta se desenvuelve, el dominio público urbano, y no es sino un aspecto del concepto más genérico de la policía de la vía pública. Es la única clase de Policía Municipal que se ejerce exclusivamente en la vía pública y no plantea, por lo tanto las dificultades que produce a la actividad policial la necesidad de penetrar en el domicilio particular".

Quizás quien más categóricamente se ha pronunciado sobre el particular, es el Profesor Rafael Bielsa en su libro "Derecho Administrativo" Tomo IV, al decir: "La autoridad competente para ejecutar disposiciones de policía relativas al mantenimiento del orden público, en lo que respecta al tránsito, debiera ser la municipal, pues esta función es municipal y el tránsito está reglamentado por ordenanzas municipales. Esta observación, dice el Profesor Bielsa, parece lógica, considerándose que "La Municipalidad debe asegurar la observancia de sus propias disposiciones".

No obstante todos los argumentos técnicos, legales y formales que determinaban que la Municipalidad de la Ciudad de Buenos Aires, por intermedio de los órganos de su gobierno, es la autoridad competente para establecer normas y para aplicar las mismas en la Capital Federal en materia de tránsito, se sanciona la Ley 16.979 transfiriéndosele a la Policía Federal funciones indeclinables de la Municipalidad.

Vale la pena hacer un rápido inventario para ver como se ha desarrollado el tránsito en nuestra ciudad desde fines de 1966 a la fecha.

Bastaría para ello mencionar el editorial del diario La Nación del 8/5/67, al comentar la transferencia de funciones a la Policía Federal y decir que: "Pasado unos meses desde el traspaso comentado, la realidad indica que es notoria la falta de personal para mantener un mnimo de orden y seguridad en el desenvolvimiento general de vehículos y peatones, en todos los ámbitos de la ciudad y a todas horas del día, aunque la situación se agrava, claro está, en ciertos momentos y en determinadas zonas".

Esa situación general perfectamente enunciada por el mencionado matutino en el citado artículo a mediados del año 1967, no

ha variado hasta la fecha, más aún se fue agravando con el correr del tiempo.

Es suficiente detenerse en cualquier esquina de nuestra ciudad, para observar el tránsito y ver como ante la indiferencia policial, los transportes públicos de pasajeros no respetan las luces de los semáforos en las calles y avenidas de la ciudad y se largan a una desenfrenada carrera de parada a parada, ocupando todos los carriles de circulación, sin dar oportunidad a que los vehículos particulares puedan adelantarse a ellos por la izquierda como tienen derecho a hacerlo.

Ni que hablar de la circulación de camiones y las operaciones de carga y descarga fuera del horario permitido.

Silenciadores y bocinas atronan constantemente la ciudad, sin inmutar en lo más mínimo a quienes deben reprimirlo, y en las horas nocturnas nadie se preocupa por detener aquellos vehículos que circulan sin luces o lo hacen con sus luces reglamentarias incompletas, confundiendo a peatones y a conductores que lo enfrentan en cuanto al tipo de vehículo de que se trata, siendo por tal motivo un permanente atentado a la seguridad pública.

Pareciera además, que se desconociera que existe una ordenanza municipal que reglamenta el derecho de ocupación de la bocacalle por los automotores y que prevé la correspondiente sanción a quienes no la respetan y así vemos y somos víctimas de las obstrucciones deliberadas de tránsito que provocan aquellos conductores que al invadir las bocacalles y no tener la posibilidad de cruzarla totalmente y sorprenderlos la luz verde de la transversal, provocan con esta actitud la obstrucción e imposibilidad de avance de los vehículos que estaban detenidos en la transversal a la espera de ese derecho.

Creo no equivocarme si dijera que desde que esta ordenanza tuviera su sanción a principios del año 1969 hasta la fecha, jamás se ha confeccionado acta de constancia de tal infracción por autoridad policial alguna. Los señores jueces del Tribunal Municipal de Faltas tienen la palabra para confirmar o no mis presunciones.

Finalmente el problema que crea a la circulación el estacionamiento en los lugares prohibidos, se ha agravado día a día por la falta de una sostenida acción preventiva y educativa, limitándose la acción policial a operativos, que más que tales se asemejan a verdaderas "razzias" en búsqueda de los vehículos infractores, sin criterio para discernir que es mucho más grave para la circulación un vehículo estacionado en infracción en una estrecha calle en el área céntrica y en horario bancario, que uno indebidamente estacionado en una tranquila calle del barrio de Palermo o Belgrano, en altas horas de la noche.

Y sin ánimo de pretender polemizar con algún Jefe Policial a quien alguna vez escuchara decir, que la Policía Federal "recoge efectos por causas que no genera", al observar el estacionamiento en infracción de coches policiales, secuestrados o particulares delante de las comisarías de la ciudad, y en particular aquellas que están ubicadas en las angostas calles de nuestra zona céntrica, o frente al mismo Departamento Central de Policía, donde recientemente se han colocado perpendicularmente a la acera derecha de la Avda. Belgrano, vehículos secuestrados, con el agravante de que los mismos han sido puestos frente a un importante establecimiento educacional privado, obligando a los alumnos que concurren a él, a exponer diariamente su integridad física, al tener que pasar entre los coches allí ubicados por la autoridad policial, para ascender o descender de los vehículos escolares que deben por tal motivo detenerse en el centro de calzada, provocándose por esta causa y por las otras ya citadas, permanentes congestiones de tránsito, al observarlas decía y recordar la mencionada frase policial, me pregunto: ¿"esos efectos quién los genera"?

Al hacer estas reflexiones, hechas exclusivamente con un espíritu constructivo, no está en mi ánimo criticar, por el contrario, valoro el esfuerzo que realiza la policía para controlar el tránsito, pero está gestando parte de su energía, en pretender controlar un aspecto de la vida de la ciudad que no está dentro de sus funciones y las energías perdidas en esa actividad, podrían ser aprovechadas con un mayor beneficio para la comunidad en funciones que son de su competencia, como es la de Policía de Seguridad, función ésta que como ya lo destacara en otras oportunidades y con mucho orgullo, la colocan entre las mejores policías del mundo.

Quizás, el problema estriba en los orígenes mismos de cada una de las funciones. El contralor del tránsito de la ciudad como función eminentemente municipal, requiere de personal adiestrado dentro de la vocación de policía municipal, actuando en forma educativa y preventiva, y no represiva, mientras que el control del orden público requiere mentes especialmente entrenadas en esta disciplina y con vocación de policía de seguridad, ya que no es lo mismo el trato que se le debe dar a un infractor a una ordenanza de tránsito que el que merece un delincuente común.

De toda experiencia, es justo sacar sus conclusiones y si quienes, al preconizar la conveniencia de que la Policía Federal controlara el tránsito de la ciudad creían que con ello se mejoraría el servicio que hasta ese entonces prestaba la Municipalidad, se han equivocado, la experiencia de estos últimos seis años y medio ha demostrado todo lo contrario.

La Municipalidad deberá recuperar su poder de Policía de Tránsito para así controlar íntegramente el tránsito de la ciudad, poder educar a los usuarios de la vía pública, analizar los conflictos y accidentes que se producen, proyectar y concretar sus soluciones y realizar las grandes obras públicas que la ciudad reclama, para que el tránsito pueda desarrollarse en forma ordenada cómoda y por encima de todas las cosas SEGURO y HUMANIZADO.

CIENTEC S.R.L.

Aparatos para laboratorios viales y ensayos físico-mecánicos

Máquinas perforadoras para estudios de suelos y minería

Del Bañado 3064 **923-0966** **Bs. As.**

RENUNCIA DEL DR. CELESTINO L. RUIZ

Nuestra revista CARRETERAS se ha visto privada de los importantes aportes del distinguido profesional Dr. Celestino L. Ruíz, al renunciar a su dirección por razones de índole particular.

Transcribimos a continuación el texto de la nota de nuestra asociación por la cual se le comunica la aceptación de esta renuncia.

Buenos Aires, 30 de abril de 1973.

Doctor:
CELESTINO L. RUIZ
BUENOS AIRES

De mi mayor consideración:

Tengo el agrado de dirigirme a Usted con el fin de hacerle saber que en la reunión del día 25 del corriente mes el Consejo Directivo de la Asociación ha resuelto aceptar la renuncia que Usted presentara al cargo de Director de nuestra revista "Carreteras".

Al dictar esta resolución que emana del carácter indeclinable de su renuncia, el Consejo Directivo además de expresarle su agradecimiento por su colaboración desinteresada ofrecida hasta la fecha, le hacer saber que lamenta profundamente su alejamiento, pues ello significa privarle a la Asociación del valioso aporte de un destacado profesional vial.

Al reiterarle el reconocimiento de la Asociación y el mío propio, hago propicia la oportunidad para saludar a Usted muy atentamente.

Ing. PEDRO PETRIZ
Presidente

SE INVERTIRAN MAS DE SESENTA MILLONES PARA PAVIMENTAR CUATRO TRAMOS DE LA RUTA NACIONAL Nº 33

Trabajos para pavimentar más de 125 kilómetros en la ruta nacional Nº 33 en jurisdicción de las provincias de Buenos Aires y Santa Fe, fueron licitados por Vialidad Nacional.

Consisten en la ejecución de obras básicas y pavimento tipo concreto asfáltico en 7,40 metros de ancho y deberán efectuarse en un plazo de 24 meses.

Los tramos, las longitudes y los presupuestos son los siguientes: Pradere-General Villegas y cruce por General Villegas, 29.115 kilómetros, pesos 12.600.000; General Villegas-Cañada Seca (Sección General Villegas-Piedritas), longitud 31,722 kilómetros y pseos neral Villegas - Piedritas), tas-Cañada Seca), 37,834 ilómetros y pesos 18.800.000 y Cañada Seca-Rufino, de 26,680 kilóemtros de longitud con un presupuesto de pesos 13.250.000. En la oportunidad de realizarse la licitación se obtuvieron los siguientes resultados.

Grupo Indivisible "A" Obra I Tramo; Pradere-General Villegas y cruce por General Villegas y Obra II, Tramo: General Villegas-Cañada Seca (Sección General Villegas-Piedritas. Presupuesto total: pesos 23.000.000, se presentaron:

Vicente Robles S.A., pesos 22.514.538,75; I.A.C.U.S.A., $ 26.915.545,03; Iezzi Ottonello y Cía. S.A. pesos 27.966.946,90; Novobra S.R.L., $ 29.987.870,39; Marengo S.A., $ 30.647.419,62; José Cartellone S.A., pesos 31.899.760,23; Construcciones Civiles José M. Aragón S.A., $ 31.905.969,05; Gardebled Hnos. S.A., pesos 32.464.845,43; Gutiérrez y Belinsky S.A. y Mauricio Waisman S.A., pesos 34.900.666,64; Techint S.A., $ 40.696.303,46; Mackentor S.A., $ 41.643.681,55.

Grupo Indivisible "B" - Obra III - Tramo General Vilegas-Cañada Seca (Sección Piedritas-Cañada Seca). Obra IV - Tramo Cañada Seca-Rufino (Santa Fe). Presupuesto total pesos 32.050.000 y se presentaron:

Vicente Robles S.A., pesos 27.440.099,45; Novobra S.R.L., $ 36.759.523,90; Gardebled Hnos. S.A., pesos 37.044.883,61; Marengo S.A., 37.587.650,94; Construcciones Civiles J. M. Aragón S.A., $ 38.203.391,93; José Cartellone S.A., pesos 38.643.996,16; Gutiérrez y Belinsky S.A. y Mauricio Waisman S.A. pesos 40.430.506,24; Techint S.A., $ 41.896.693,03; Mackentor S.A., $ 50.412.863,92.

Las firmas V. Robles, José Cartellone y Techint, ofrecen por la adjudicación en conjunto de los grupos "A" y "B", descuentos del 2 por ciento; 3 por ciento y 7,5 por ciento, respectivamente. Por su parte, la empresa Gardebled Hnos. ofrece un 5 por cien- 6 por ciento por el "B".
to por el Grupo "A" y un

REPUESTOS LEGITIMOS CUMMINS DIESEL

Stock permanente y también repuestos Industria Argentina, para motores CUMMINS, 100% intercambiables con los originales de Fábrica.

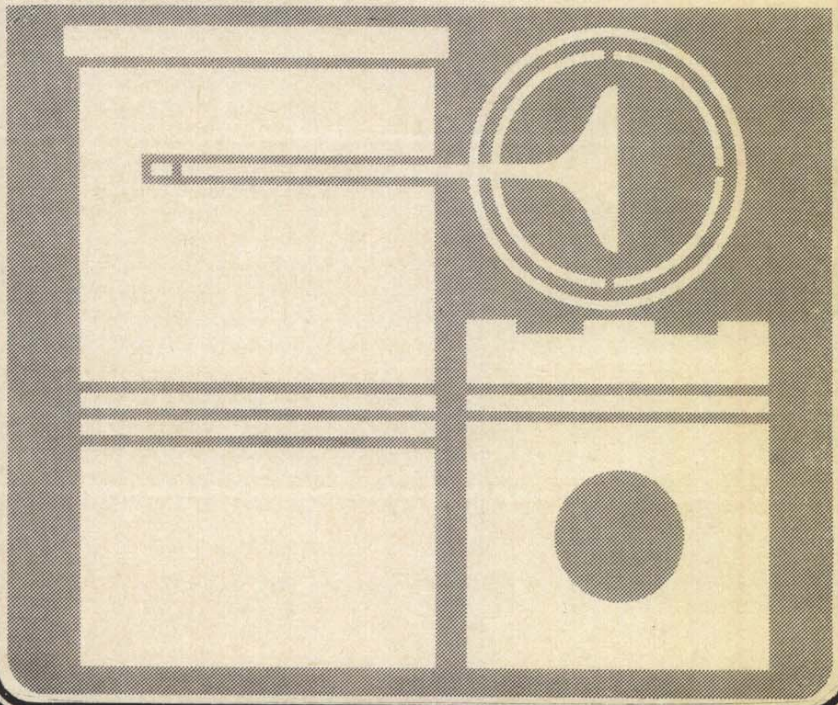
ADA

DISTRIBUIDORES EXCLUSIVOS EN ARGENTINA

CASA STEWART S. A. Comercial, Importadora e Industrial

TUCUMAN 3550 - Tel. 86-2205/06/07 - BUENOS AIRES
Sucursal COMODORO RIVADAVIA: Rivadavia 385 - Tel. 2769
Sucursal NEUQUEN: Pampa esq. Chile - Tel. 2130
Sucursal MENDOZA: Ejército de Los Andes 664 - Dorrego - Guaymallén

AGENTES REGIONALES EN TODO EL PAIS



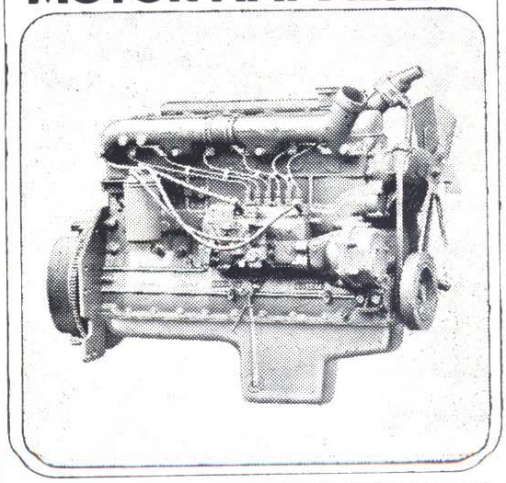
Impreso en COGTAL, Rivadavia 767, Bs. As.

Con estos motores el rendimiento construye caminos.

Motores de 75 a 285 HP para aplicar con ventajas a máquinas viales nuevas o usadas de cualquier marca y modelo.

Son poderosos y modernos motores Diesel de 4 tiempos, inyección directa y bomba lineal, ofrecen mayor cilindrada, mayor par motor, mayor potencia y una calidad mecánica sin precedentes. Los motores Fiat Diesel 221-A de 285 HP, CP3 de 165 HP, C O3 de 125 HP y CN4 de 75 HP garantizan un rendimiento muy superior a motoniveladoras, palas cargadoras, rodillos neumáticos y vibratorios, motocompresores, motosoldadoras, grupos electrógenos, tractores sobre orugas y a cualquier maquinaria vial.

MOTOR FIAT DIESEL



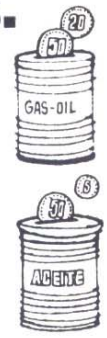
Trabajan muchos años y no piden vacaciones.

Su extraordinaria cilindrada reduce al máximo el desgaste de aros, pistones, camisa de cilindros y de otras partes vitales. Por esta razón, funcionan mucho más tiempo sin gastos mecánicos ni de repuestos. Son motores que no paran ni un solo día.



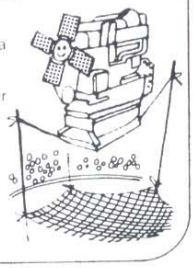
Economía a tanques.

La potencia de estos motores es muy superior a la de sus valores nominales. Por eso tienen un funcionamiento holgado con apreciable economía de combustible. Cada motor Fiat, cuenta además con un cárter de gran capacidad que reduce los cambios de aceite y lubricantes.



Tienen una red que los protege.

Fiat pone a disposición de las empresas viales una red de talleres móviles. De esta manera, en cualquier momento y lugar, asegura asistencia técnica y de repuestos con un service eficiente y rápido. Solamente Fiat ofrece una organización semejante.



FIAT FABRICA MOTORES PARA MAQUINAS VIALES.

Para recibir amplia información adicional complete y envíe este cupón a:

FIAT CONCORD

División Tractores y Camiones
Gestión Motores
Cap. Bermúdez 3857
Olivos, Pcia. Bs. As.

Nombre y apellido .....
Dirección .....
Maquinaria(s) .....
Marca(s) .....
Modelo(s) .....

CAPITAL FEDERAL:
ARMANDO J. RIOS S.A. Av. Del Trabajo 5900.
AURELIA S.A. Humboldt 1440.
AUTOCAM S.A. Rivadavia 3872.
ADOLFO COSTI Monroe 3898.
CASA STEWART S.A. Tucumán 3550.
LUIS CAMPANI Y CIA. S.R.L. Cangallo 3432.
MAICO S.A. Moreno 970 - 3º - Of. 52.

TECNOMAC S.A.C.I.F.M. Cerrito 822 - 9º piso.
TAMBELLI S.A. Av. Díaz Vélez 4350.
VIALVEN S.A. Balcarce 358.

GRAN BUENOS AIRES:
NAKANDAKARE Y CIA. S.A. Ruta 9 - Km. 50,500 - Escobar.
AGROVARELA S.C.P.A. Av. Sarmiento 4000 - F. Varela.
SALRA S.A. Rivadavia 17571 - Morón.
Ruta 7 - Km. 54,500 - Gral. Rodríguez.
FAMA HNOS S.A. Av. Rosales 1864 - Haedo.
SANTINELLI HNOS. S.A. Bme. Mitre 200 (Ruta 7) - Moreno.
ATILIO FROLA Ruta 8 - Km. 54 - Pilar.
AUTOMOTORES SAN MARCO S.A. Ruta 8 - Km. 20 - San Martín.
MIDAL S.A. R. O. del Uruguay 2227 - S. Justo.
SUCESORES DE SILVESTRI SETTIMI S.A. Balcarce 359-65 - S. Martín.
MERCATOR S.A. Av. Libertador Gral. San Martín 1535 - Vicente López.
ROMERO HNOS. Y CIA. S.C.C. Ruta Panamericana Km. 0 Vicente López.

SEGURIDAD BIEN DEFINIDA

La Dirección Nacional de Vialidad Adopta en sus Obras las Medidas de Seguridad que las Condiciones del Tránsito Requieren

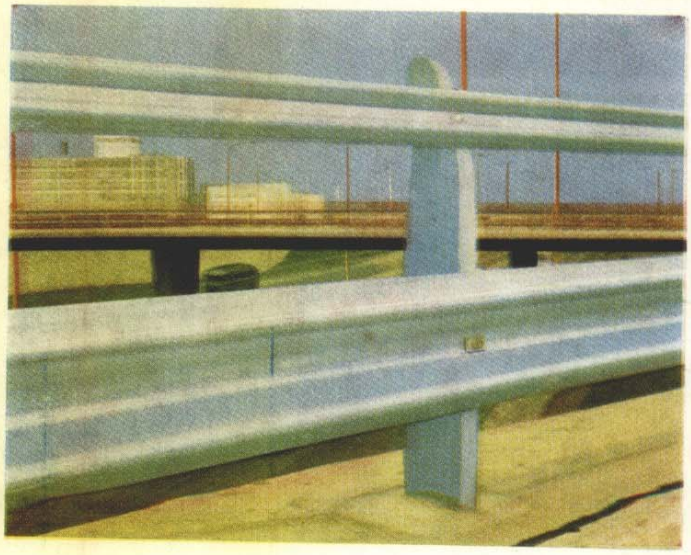
ARMCO ARGENTINA S.A.I.C.

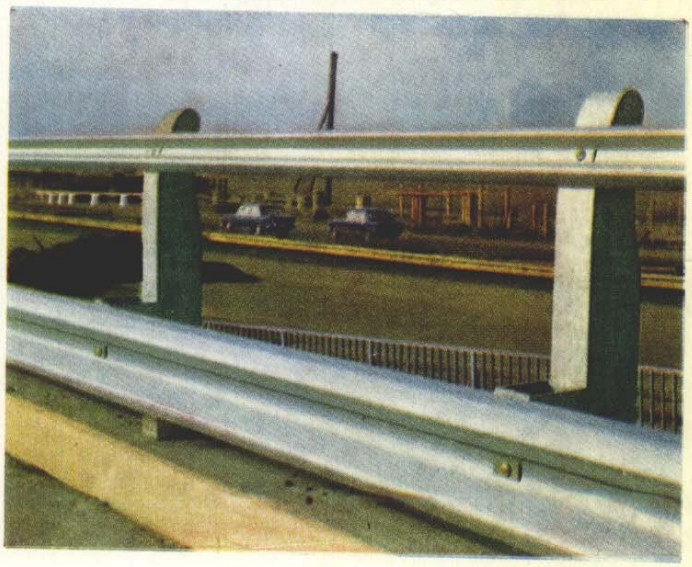
SUMNISTRA CON ESE FIN

DEFENSAS DE ACERO CINCADAS FLEX-BEAM
Y POSTES DE ACERO CINCADOS EN SUS DIVERSOS TIPOS









REMODELACION Avda. Gral. PAZ
PRIMER TRAMO

REMODELACION CRUCE SOBRE VIAS
FCGBM Y RIO RECONQUISTA

Para información adicional: División Productos Ingeniería, Corrientes 330 - Tel.: 31-6215 - Bs. Aires — Sucursales: Córdoba: Humberto 1º 525 - Tel. 28157 — Rosario: Córdoba 1749 - Tel. 24302

ARMCO ARGENTINA S.A.I.C. ARMCO