

CARRETERAS

ISSN 0325 0296

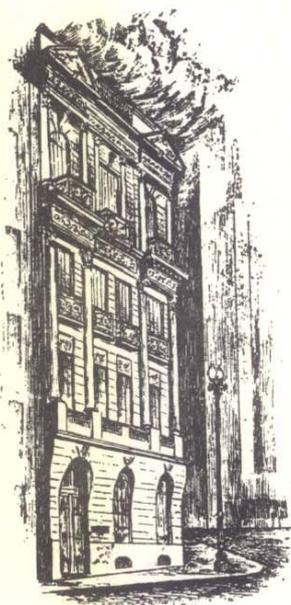
ASOCIACION ARGENTINA DE CARRETERAS

AÑO XXXII - N°123 - ABRIL - JUNIO DE 1987



10 de junio
Día
de la
Seguridad
en el
Tránsito





1940 - 1987

SEDE CENTRAL
Calle San Martín 1137
1004 - Bs.As.

INSTITUTO DEL CEMENTO PORTLAND ARGENTINO

Promueve y difunde el uso
del Cemento Portland

- **ASESORAMIENTO TECNICO A** Reparticiones públicas, Entidades profesionales, Arquitectos, Ingenieros, Empresas constructoras
- **LABORATORIOS** Ensayos de morteros y hormigones, mezclas de suelo-cemento, elementos premoldeados y estudios relacionados con la especialidad. Dosificaciones
- **PUBLICACIONES** Revistas, Boletines, Folletos, Informaciones Técnicas.
- **BIBLIOTECA** Técnico-especializada, de carácter público, en su Sede Central.

DEPTO DE INVESTIGACIONES
Capitán Bermúdez 3958
1638 - Vicente López.

10 SECCIONALES
En todo el país.

PROMOVER EL CONSUMO DE CEMENTO PORTLAND

ES CRECER CONSTRUYENDO EL PAIS



ASOCIACION ARGENTINA DE CARRETERAS

Premio "Ing. Roberto Gorostiaga"

SE AMPLIO EL PLAZO PARA LA PRESENTACION DE TRABAJOS Y ENTREGA DEL PREMIO

LA ASOCIACION ARGENTINA DE CARRETERAS, EN LA REUNION CELEBRADA POR SU CONSEJO DIRECTIVO EL 26 DE JUNIO DE 1986, HA DISPUESTO ABRIR UN CONCURSO DE TRABAJOS TECNICOS EN LA MEMORIA DE QUIEN FUE SU DIGNO PRESIDEN-

- 1º) Instituir el Premio "Ing. Roberto Gorostiaga" para el concurso abierto que nuestra Asociación realizará en el año 1986/87.
- 2º) El trabajo, objeto de este premio, será seleccionado entre los que se presenten a la Asociación Argentina de Carreteras, Paseo Colón 823, 7º piso, antes del 15 de octubre de 1987 y el que versará sobre el tema que se detalla al pie.
- 3º) Establecer un primer premio de A 1.000 para el mejor trabajo presentado, ajustable con el índice de costo de vida a partir del 30 de setiembre de 1986 hasta el 15 de octubre de 1987.
- 4º) El jurado que estudiará los trabajos y otorgará el premio estará integrado por un representante del Consejo Directivo de la Asociación Argentina de Carre-

teras, el representante de la Dirección Nacional de Vialidad en el Consejo Directivo y un docente especialista en la materia, perteneciente a una universidad nacional.

TE, FALLECIDO EN EJERCICIO DE DICHO CARGO, AL HABERSE CUMPLIDO EL DIA 23 DEL MISMO MES Y AÑO EL 20º ANIVERSARIO DE SU DESAPARICION. POR TAL MOTIVO SE HA RESUELTO:

- 5º) El jurado podrá declarar desierto el premio instituido.
- 6º) El premio será entregado en el mes de diciembre venidero durante la última reunión del C. D. del año.
- 7º) El trabajo a presentar deberá ser inédito y de una extensión no mayor de 25 carillas, incluidos cuadros, gráficos y fotografías, en tamaño carta, escrito a máquina a doble espacio, en original y tres copias. Estarán precedidos por un resumen de no más de 300 palabras.
- 8º) Podrán participar de este concurso todos los profesionales del país.

TEMARIO

Crterios y métodos modernos para el diseño y construcción de puentes y otras estructuras viales.

Entre los temas a considerar se sugieren los siguientes, **sin que éstos sean limitativos ni excluyentes** de otras ideas originales no comprendidos por aquéllos:

- 1) Actualización de las normas y diseños de Vialidad Nacional.
- 2) Normalización del diseño de dispositivos de seguridad peatonal y vehicular en puentes carreteros.
- 3) Construcción de puentes por avance sucesivo, por empuje, etc.
- 4) Empleo de la técnica de obnques para ejecución de puentes en arco, de grandes luces.
- 5) Diferencias de criterio en el proyecto y ejecución de puentes, en función de las características de las economías nacionales.
- 6) Acción dinámica del viento en puentes de grandes luces.
- 7) Técnicas para lograr en obra hormigones con resistencia característica mayor de 600 kg/cm², para puentes pretensados de grandes luces. Durabilidad y mantenimiento de éstos.
- 8) Cierre en clave de puentes continuos de hormigón pretensado por voladizos sucesivos.
- 9) Elección del grado de pretensión en puentes carreteros.
- 10) Criterios para ensayos de recepción de puentes mono y multitramos.
- 11) Verificación de estabilidad de pilares de puentes fundados en medios aluvionales.
- 12) Eliminación de juntas, a nivel de calzada, en puentes prefabricados.

la Construcción

Paseo Colón 823 — Buenos Aires

Tel. 362-5388-8463-9625

SOCIEDAD ANONIMA COMPAÑIA ARGENTINA DE SEGUROS

361-2708-2438-9759



**La ruta de
máxima
seguridad.**

AL SERVICIO DE TODAS LAS
EMPRESAS CONSTRUCTORAS
DEL PAIS

Revista técnica trimestral editada por la ASOCIACION ARGENTINA DE CARRETERAS (sin valor comercial) — Adherida a la Asociación de la Prensa Técnica Argentina — Registro de la Propiedad Intelectual N° 292.322 — Concesión Postal del Correo Argentino N° 5.942 — (Franqueo Pagado) Interés general, concesión N° 5.426 — Dirección, Redacción y Administración: Paseo Colón 823, p. 7° (1063) Buenos Aires, Argentina — Teléfono: 362-0898.

DIRECTOR: Ing. MARCELO J. ALVAREZ — SECRETARIO DE REDACCION: Sr. JOSE B. LUINI.

REDACTOR: Sr. MARCELO C. ALVAREZ.

EDITORIAL

Los accidentes viales como fenómeno cultural de nuestro tiempo

Esta lógica de identidad que la periodicidad de la edición produce en relación con ciertos referentes del calendario nos repliega hacia temáticas cerradas y homogéneas. Comprendiéndolo y aceptándolo como expresión de ciclos que deben asumirse, el perfil de este Editorial está enmarcado por las demandas del 10 de junio, Día de la Seguridad en el Tránsito. CARRETERAS se ha ocupado y preocupado cada año por reflexionar sobre este tema complejo y espinoso, de creciente magnitud y dificultad, como participante y miembro de una sociedad que busca la explicación de su propia dinámica y trata de resolver sus conflictos, por lo menos en sus áreas de referencia más concretas.

De hecho, todos los medios de comunicación han puesto en evidencia el recrudescimiento de la accidentología vial, fuera del contexto del crecimiento del par tránsito-comunidad, reflejando unas imágenes de impactante gravedad en el número y calidad de los accidentes ocurridos en calles y carreteras del país, con su complementaria carga de perjuicios pertinentes. Sin embargo, no creemos que se haya dado especial énfasis a todas las variables que definen a este verdadero fenómeno cultural que, desde nuestra perspectiva, constituye todo un reto para entender la dinámica de la vida de las sociedades modernas. No se puede negar, por otra parte, que esas variables requieren de una historia y de una interpretación de ellas que justifique el actual estado de cosas (por ejemplo, modelos de crecimiento socioeconómicos y proyectos culturales del país considerados en un sentido diacrónico), afirmación que no desarrollaremos en este momento.

En primera instancia, el problema no debe remitirse sólo a las relaciones diádicas conductor-peatón o conductor-conductor, en cuanto que si se reconoce principalmente una consecuencia de una inexistente o deficiente educación vial a partir de las fases de la primera y segunda infancia, el conflicto es más profundo y extenso e involucra en su vigencia la concurrencia de diversas causas que engloba aquellas controlables y las que sólo pueden preverse dentro de indefinidos límites de tiempo y oportunidad, como los efectos del medio ambiente.

Sin duda es entre las primeras —que incluyen vehículo, infraestructura y factor humano— en donde debe ampliarse nuestra preocupación central, proponiendo y desarrollando una verdadera cultura vial que explicita y reúna los modos de comportamiento y sus resultados conexos que articulan la participación de las diferentes actividades vinculadas a las carreteras en la mayor (o menor) seguridad de su utilización, sin perder de vista que los estilos de la cotidianidad se identifican con un contexto histórico más amplio que condiciona su presente y puede dar color definitivo a su futuro.

Por ahora, digamos que la cultura vial debe involucrar necesariamente al usuario directo del sistema —conductor y peatón— con el conocimiento y aplicación de sus derechos y obligaciones. Pero además, como expresiones potenciales de esta cultura podríamos proponer, para los niveles de decisión, que el proyectista y el constructor de caminos y vehículos definan modelos más racionales y compatibles con las "situaciones reales": no hay seguridad vial con vehículos veloces si la infraestructura vial no es equiparable; que los funcionarios que deciden y ejecutan los planes de construcción y sobre todo del mantenimiento de la red vial asuman, por

SUMARIO

	Pág.
EDITORIAL: LOS ACCIDENTES VIALES COMO FENOMENO CULTURAL DE NUESTRO TIEMPO	3
EL ING. SAUL P. MARTINEZ EN LA CAMARA ARGENTINA DE LA CONSTRUCCION	4
INCORPORACION A LA ACADEMIA NACIONAL DE INGENIERIA DEL ING. RAUL A. COLOMBO	6
EXENCION AL IMPUESTO A LAS GANANCIAS OTORGADO POR LA DIRECCION GENERAL IMPOSITIVA A LA ASOCIACION ARGENTINA DE CARRETERAS	6
MEMORIA DE LA ASOCIACION ARGENTINA DE CARRETERAS AÑO 1986	8
VARIOS	11
XXXIII ASAMBLEA GENERAL ORDINARIA	12
EMPRESAS EXTRANJERAS CON FILIALES EN LA REPUBLICA ARGENTINA	13
VARIOS	14
OPTIMIZACION ECONOMICA EN EL REFUERZO DE CALZADAS PAVIMENTADAS (2ª Parte).	
Por el Ing. Félix J. Lilli	15
CRITERIOS GENERALES PARA EL MANTENIMIENTO DE PUENTES.	
Por el Ing. Roberto A. Maglie	24
INFORMACIONES DE VIALIDAD NACIONAL	26
SEMINARIO SOBRE EL USO DE LAS MICROCOMPUTADORAS EN LA ADMINISTRACION DEL MANTENIMIENTO VIAL	35
UTILIZACION DEL HORMIGON CON ARMADURA ESTRUCTURAL COMO RECUBRIMIENTO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES (1ª Parte).	
Por los Ings. Mario E. Aubert, Carlos A. Rodó Serrano y Juan W. Sleet	36
NUEVAS CONSIDERACIONES PARA EL PROYECTO DE LAS MEZCLAS ASFALTICAS EN CALIENTE (2ª Parte).	
Por el Ing. Boris Dorfman	43
VIALIDAD EN EL MUNDO. ACTUALIDAD INFORMATIVA	51

sobre la obiedad de sus escasos recursos, el compromiso social que implica su tarea; a los legisladores que deben producir leyes económicas acordes con la real necesidad del país, que se propongan la exigencia de concretar el cumplimiento de los recursos genuinos establecidos para una adecuada práctica de la actividad vial.

El concepto de responsabilidad no es elusivo. Los procesos que componen la cultura nos incorporan aún a nuestro pesar, y las diferencias objetivas en cuanto distancias a los poderes de decisión no disminuyen la cuota de participación y responsabilidad que nos corresponde, en este espacio social de la seguridad vial como en cualquier otro.

La idea es que la seguridad no debiera ser entendida como una serie de proposiciones mecanicistas. Si los accidentes de tránsito constituyen un fenómeno cultural de nuestros tiempos, entender la pluralidad de componentes y agentes que lo constituyen como tal será un principio válido para modificar las visiones sobre su control o derrota: la cultura no es sinónimo de educación sino modos de comportamiento y sus productos que se construyen en procesos donde alienta la participación social además de la regulación, la promoción y la acción institucional. Y esta es una verdad que casi puede ser la verdadera...

El Ingeniero Saúl P. Martínez en la Cámara Argentina de la Construcción

El administrador general de la Dirección Nacional de Vialidad en el almuerzo mensual de la Cámara Argentina de la Construcción del 21 de abril último esbozó los planes para el futuro de la Repartición. Después de ser presentado por el Ing. Filiberto N. Bibiloni, el Ing. Saúl P. Martínez expresó:

Agradezco a las autoridades de la C.A.C. la invitación a compartir con ustedes este almuerzo y esta reunión y como es tradicional, pagaré el almuerzo con unas pocas palabras que ustedes están esperando, aunque tal vez no llene todas las expectativas de los señores empresarios.

He sido acompañado por los directores confirmados, significando con ello la importancia que damos en Vialidad Nacional a la relación con los empresarios de la construcción.

Dijimos al asumir esta función que la relación armónica entre administración pública y empresa privada sería la que nos permitiría la realización de nuestros objetivos primarios: hacer y conservar caminos.

La asunción del cargo que ejerzo no es fruto del azar ni el resultado de ambiciones personales, muy por el contrario, responde a una política fijada de antemano en la materia por el propio presidente de la República y he preestablecido las condiciones necesarias para que mi paso por Vialidad Nacional sea lo más impersonal posible, intentando que en el futuro sean los propios cuadros permanentes de la repartición, debidamente fortalecidos por una tarea reparadora, los que alcancen a ejercer la dirección de la casa.

El debilitamiento de Vialidad Nacional como resultado de una política que en el pasado pretendió de ese modo transferir a la actividad privada funciones y obras, solo trajo como consecuencia, tal vez no deseada, el perjuicio de la propia actividad privada al desarticular planes, proyectos, ejecuciones y propósitos, traduciéndo-



El Ing. Martínez durante su discurso. Sentados, los Ings. Filiberto N. Bibiloni y Alfredo Loncharich Franich.

dose en falta de continuidad, en incapacidad para conducir la propia actividad y en la falta de eficiencia que aún hoy estamos padeciendo. Faltaron proyectos y aún faltó la capacidad para controlar y aprobar los proyectos y las obras hechos por la actividad privada.

Faltaron y faltan profesionales y hemos recurrido y seguiremos recu-

rriendo a las empresas consultoras para inspeccionar aquellas obras para las cuales no contamos con profesionales suficientes en Vialidad Nacional.

Creemos que la reactivación y la estabilidad de la actividad vial será posible fundamentalmente a través del fortalecimiento de la capacidad operativa de Vialidad Nacional.

Solo una Vialidad Nacional fuerte y eficiente garantizará a la actividad privada la necesaria continuidad de planes, obras y proyectos viales; continuidad necesaria para la propia programación de las empresas privadas.

Algunas de nuestras licitaciones para el presente año están parcialmente indicadas en el listado que se ha entregado.*

Pero es intención de nuestra administración programar planes de 3, 5 y 10 años, en una lenta pero creciente reactivación, para que todos tengan los elementos para adaptar a ellos sus propias decisiones e inversiones.

No somos partidarios de lanzar planes demasiado ambiciosos que alienen un gran reequipamiento de las empresas y que impliquen luego un ahogo financiero de Vialidad Nacional y una baja de la actividad que perjudica a todos.

Preferimos, en una actitud más realista, ir recuperando lentamente un ritmo de crecimiento paulatino pero constante, manteniendo niveles de inversión que permitan una respuesta económica de las empresas, acorde

* En las páginas centrales de este ejemplar se consignan las obras a licitar según informe del Sr. Administrador General.

con la capacidad ociosa actual de la empresa privada y con su capacidad de reequiparse y autofinanciarse; alentaremos el perfeccionamiento tecnológico de las empresas y así lo hemos puesto de manifiesto en la elección de aquellas que nos presentaron una mejora de proyecto, de diseño, de tecnología o de métodos constructivos.

También alentaremos a aquellos que tengan mejor capacidad profesional al frente de sus obras y es hora además que la computadora y otros avances tecnológicos estén presentes en el campamento de obra para beneficio de la propia empresa y de la marcha y calidad de la obra.

Además del enunciado de obras a licitarse durante 1987, seguiremos licitando a través de nuestros distritos las obras de menor envergadura (A 500.000 a A 1.000.000) pero necesarias para el mantenimiento preventivo de la red vial. También se completarán obras de repavimentación imprescindibles incluidas en nuestro presupuesto, no indicadas por ser de menor monto, puentes y obras de emergencia hasta completar la inversión prevista en el año 1987 para obras de construcción, repavimentación y de continuidad de la certificación de las obras contratadas y en ejecución.

En nuestros planes futuros están dos obras de largo aliento que estarán en 1988 en condiciones de licitarse. Son los grandes accesos a Buenos Aires; Acceso Oeste, obra de 8,4 km de 4 trochas por mano, plazo de ejecución 36 meses y una inversión estimada en 45 millones de dólares, cuyo proyecto ya licitado se contratará este año; y Ezeiza - Cañuelas, que con proyecto más atrasado podrá estar licitada en el 2º semestre de 1988.

Una mención especial merece la autopista La Plata - Buenos Aires, que es

nuestra Ruta Nacional Nº 1, obra ya contratada antes de nuestro gobierno como concesión de obra pública financiada por peaje. Las enormes dificultades de la deuda externa impidieron hasta ahora su concreción porque el contrato establecía el otorgamiento de avales por parte del gobierno nacional.

Tenemos la intención de superar los inconvenientes de financiación por avales con aportes financieros de ambas Vialidades, Vialidad Nacional y la Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires, pero manteniendo las condiciones y plazos del contrato original.

Las dificultades de esta obra por peaje más la experiencia exterior en materia de autopistas financiadas por peaje nos hacen escépticos en cuanto a la posibilidad de realización de obras por este sistema en nuestro país.

A la luz de la experiencia europea y de los hechos comprobables en nuestro país las obras financiadas por peaje (o por pagos diferidos) resultan de inciertos resultados y caras, no estando presente en ellas el riesgo empresario.

Ha tenido amplia difusión periodística la idea del senador nacional por La Pampa Dr. Antonio Berhongaray que propicia el traslado de la casa central de Vialidad Nacional a la provincia de La Pampa.

Hemos recibido directivas precisas del Poder Ejecutivo de analizar con detenimiento el tema y hemos puesto en movimiento los mecanismos necesarios para estudiar todas las implicancias, posibilidades, ventajas e inconvenientes de dicho traslado con la seriedad técnica que el tema merece.

Nos complacería que la C.A.C. die-
ra su opinión, siempre responsable, sobre esta iniciativa y nos hiciera llegar

a Vialidad Nacional, a los poderes Ejecutivo y Legislativo el resultado de sus análisis.

Finalmente, no podemos dejar de mencionar los acontecimientos vividos por el país durante Semana Santa.

Hemos visto a las autoridades de la C.A.C. estar presentes en la firma del Acta de Compromiso Democrático y valoramos en toda su dimensión ese gesto. Implica el mismo un compromiso que no puede diluirse con actitudes que antepongan egoísmos sectoriales a los permanentes intereses de la nación.

Pertenecemos a un movimiento político doctrinario que enraiza sus orígenes con el espíritu de los fundadores de la nacionalidad. Es el nuestro un largo camino de servicio a la nación y a nuestro pueblo.

No comprendemos por ello los reclamos egoístas de algunos empresarios por beneficios no percibidos en contrataciones durante el período de 1976 a 1983, período durante el cual otros argentinos perdieron la vida y todos perdimos la libertad.

No nos sentimos bien predisuestos hacia esos empresarios y consideramos sus reclamos una falta de sensibilidad social para adaptarse a los nuevos tiempos de una Argentina moderna que quiere construir con todos una sociedad solidaria y justa en plena libertad.

Aspiramos a que todos los empresarios vinculados a Vialidad Nacional comprendan que no es tiempo de reclamos de un pasado tenebroso sino tiempos de construir la sociedad del futuro, libre de trabas burocráticas, de monopolios territoriales y de castigos impositivos para los que trabajan y producen, donde podamos todos juntos forjar el país que soñaron nuestros constituyentes.

INCORPORACION A LA ACADEMIA NACIONAL DE INGENIERIA DEL INGENIERO RAUL A. COLOMBO

El 7 de mayo último la Academia Nacional de Ingeniería incorporó como miembro titular de la institución al Ing. Raúl A. Colombo.

El acto se realizó en la Casa de las Academias, oportunidad en que el Ing. Colombo después de recibir los atributos de su distinción de manos del presidente de la corporación, Ing. Antonio Marín, se refirió al tema "Historia del camino y de la experimentación vial".

Se han encontrado huellas de anti-
cuísimos caminos anteriores a la historia registrada, pero las primeras superficies firmes aparecieron en la Mesopotamia, hacia el año 3500 a.C., poco después del descubrimiento de la rueda. El primer camino de piedra lo construyó Cheops para transportar los bloques necesarios para erigir la pirámide (año 3500 a.C.). En nuestro hemisferio existen indicios de caminos construidos por los mayas, aztecas e incas. Los verdaderos constructores de carreteras fueron los romanos, que alcanzaron a construir casi 300.000 kilómetros con estructuras muy sólidas que llegaban a tener hasta un metro de espesor.

A principios del siglo XVIII las nuevas calzadas difieren de las romanas, ya que desaparece la necesidad de trasladar tropas y convoyes, y consecuentemente de proveer calzadas de gran espesor. A principios del siglo XIX Mac Adam preconiza la calzada con sucesivas capas de piedras machacadas, considerando que la misma es un colchón de repatro de cargas. Se citan los adelantos registrados con el empleo de los materiales bituminosos y la revolución que introdujo la era del automóvil que toma verdadero auge después de la incorporación del neumático.



Desde el principio de siglo el automóvil se ha ido desarrollando y creando problemas.

En cuanto a la experimentación vial, fue referida especialmente a los caminos de ensayo con tránsito controlado. La experimentación en el camino elimina las causas de desviación de los resultados de las pruebas de laboratorio respecto al comportamiento real y se realiza estando presentes todos los elementos estructurales y los factores de influencia. Se hizo especial referen-

El Ing. Alberto R. Costantini al presentar al disertante exaltó su figura "como técnico, docente y gestor de caminos". Señaló su calidad de profesor emérito de la Universidad de Buenos Aires y los innumerables cursos que dictó en el país y en el extranjero.

A continuación publicamos una síntesis de la exposición del Ing. Colombo.

cia a los caminos de ensayo de este tipo, para hacer mención finalmente al más importante de ellos, el de la American Association of State Highway and Transportation Officials, conocido como el camino de ensayo de la A.A.S.H.T.O. Esta experiencia, con un costo de más de 27 millones de dólares, se desarrolla entre los años 1958 y 1960 y su costo es financiado por todos los estados americanos y diferentes instituciones privadas, siendo dirigido por el Transportation Research Board de la Academia Nacional de Ciencias Estadounidense.

En seis circuitos cerrados se experimentaron todos los tipos de pavimentos en 836 secciones de ensayo individuales que representaban cerca de 200 combinaciones de diferentes espesores de las capas que constituían el pavimento. Cada circuito era transitado por cargas de ejes simples o tándem que aumentaban con los espesores del pavimento. De este modo pudo hallarse la relación buscada entre espesores, cargas y sus frecuencias de tránsito, que era el objetivo principal del ensayo. Igualmente se investigó el efecto de las cargas sobre puentes de distintas características.

Esta investigación tiene tan gran trascendencia que en la actualidad se siguen realizando estudios y extrayendo conclusiones de los resultados obtenidos.

EXENCION AL IMPUESTO A LAS GANANCIAS OTORGADO POR LA D.G.I. A LA A.A.C.

La Asociación Argentina de Carreteras solicitó a la Dirección General Impositiva se la reconozca comprendida en la exención al impuesto a las ganancias, como entidad de beneficio público.

Mediante resolución de fecha 30 de

marzo de 1987 se reconoce a la Asociación Argentina de Carreteras, con domicilio constituido en Paseo Colón 823 7º piso de la Ciudad de Buenos Aires, Capital Federal de la República Argentina, e inscripta en la Dirección General en el impuesto a las ganancias

con el número 903.654-005-8 comprendida desde el 1/1/80 en la exención que establece el artículo 20 inciso f) de la ley de impuesto a las ganancias.

El inciso f) mencionado determina que están exentas del gravamen las ganancias que obtengan las asociacio-

Ing. Tosticarelli y Asoc. S.A.

Estudios y Servicios de Ingeniería

- **TECNOLOGIA DE AVANZADA EN MATERIALES Y PAVIMENTOS**
- **ANALISIS DE PROBLEMAS ESPECIFICOS DE OBRA Y DE PROYECTO**
- **COMPUTACION APLICADA A TECNOLOGIA VIAL**
- **ESTUDIOS ESPECIALES Y CONTROL DE CALIDAD**
- **LABORATORIO ESPECIALIZADO. - ENSAYOS NO DESTRUCTIVOS**
- **ENSAYOS DE CARGA EN ESTRUCTURAS Y PUENTES**

Riobamba 230
(2000) Rosario

Teléfonos: 820531/7950
Télex: 41984 PBTH AR

nes, fundaciones y entidades civiles de existencia social, salud pública, caridad, beneficencia, educación e instrucción, científicas, literarias, artísticas, gremiales y las de cultura física o intelectual, siempre que tales ganancias y el patrimonio social se destinen a los fines de su creación y en ningún caso se distribuyan, directa o indirectamente, entre los socios.

Asimismo en la resolución citada se establece que con respecto a las donaciones que reciba deberá observar las normas establecidas en la Resolución General N° 1965 (G).

La D.G.I. ha considerado a los fines de adoptar la resolución mencionada que la Asociación, constituida el 12 de mayo de 1953, está organizada jurídicamente como asociación civil con su estatuto aprobado.

En éste se establece que son sus fines la asistencia social, educación e instrucción científica caminera y la cultura intelectual caminera, para lo cual deberá: a) Activar y extender la

conciencia caminera nacional, mediante la divulgación de los beneficios que se obtienen con el perfeccionamiento de las carreteras del país; b) Colaborar con las autoridades del país para la preparación y coordinación de los planes relacionados con el proyecto, construcción y conservación de carreteras; y cooperar con los distintos organismos, públicos o privados, interesados en el estudio de los problemas viales, a cuyo fin podrá adherirse o afiliarse a instituciones nacionales y/o internacionales; c) Colaborar con los organismos oficiales para la adecuada conservación de las carreteras y propender en la mejor forma posible a la educación vial, tendiente a la correcta utilización y cuidado de las mismas, evitando su destrucción; d) Estudiar por sí, compilar, coordinar y difundir la información técnica, económica y educacional que se estime útil para lograr los fines propuestos, cooperando en la realización de congresos nacionales e internacionales de ca-

rrteras e intervenir en los mismos; e) Tender a la educación vial por diversos medios.

También ha tenido en cuenta el origen de sus recursos formados por a) Los aportes de los socios; b) Los subsidios y donaciones que se hagan a la Asociación; c) El producido por la venta de publicaciones, revistas, boletines, etc., que edite la Asociación; d) Los demás arbitrios que acuerden el Consejo Directivo o las Asambleas Generales, y que en caso de disolución de la entidad el remanente de los bienes será entregado a la Biblioteca de la Administración General de Vialidad Nacional, como asimismo que del análisis de sus memorias, balances generales y estados de resultados correspondientes a los ejercicios cerrados al 31 de diciembre de los años 1980, 1981, 1982, 1983 y 1984 resulta demostrativo el cumplimiento de los fines de su creación, a los cuales ha destinado sus ingresos y patrimonio social.

Memoria de la Asociación Argentina de Carreteras año 1986

Se transcribe a continuación la memoria de la Asociación correspondiente al año 1986, la que reseña la labor desarrollada por nuestra entidad en el transcurso del citado año.

La actividad del año 1986 comenzó con una noticia que alarmó justamente a todo el ámbito vial. Se tuvo conocimiento de que en las altas esferas del Gobierno se había elaborado un proyecto de ley que creaba el Fondo de Infraestructura Económica y Social por el cual se introducían profundas transformaciones en la instrumentación del financiamiento de los sectores energéticos y del transporte, tanto en el orden nacional como en el provincial. Dicho proyecto incorporaba como concepto fundamental la creación de una cuenta especial que se iba a integrar con los fondos de Vialidad entre otros. Ese fondo sería distribuido anualmente por el Ministerio de Obras Públicas en forma tal que no quedaba garantizado en absoluto su seguro destino para las obras viales y por el contrario, anulándose la totalidad de los recursos específicos, se dispondría de ellos en forma imprecisa y ambigua, de acuerdo a las necesidades del presupuesto nacional y de los gobiernos de provincia.

Ello provocó una reacción espontánea de todas las entidades vinculadas con el tema vial, la que se concretó en una nota de fecha 24 de febrero de 1986 presentada al Sr. ministro de Obras Públicas exponiéndole las graves consecuencias que la aprobación del sistema traería aparejado, lo que fue ratificado en la entrevista mantenida con dicho funcionario.

Creemos que al menos por el momento se habrá desistido de llevar a la concreción dicho proyecto, pero resulta obvio que el peligro se mantiene latente ya que en forma parcial se lo ha adoptado nuevamente en el presupuesto general para el año 1986 —art. 12º planilla anexa— al disponer el procedimiento de desviar hacia Rentas Generales una partida de 73 millones de australes provenientes de recursos

específicos que le correspondían a la Dirección Nacional de Vialidad. Con ello se repite lo acontecido en el año 1985. Se insiste así en una práctica atentatoria para el desenvolvimiento de las obras viales, tan necesarias éstas de llevarse a cabo ante el deplorable estado de la red.

La Asociación Argentina de Carreteras deberá mantenerse en una acción de permanente alerta pues de persistirse en tal criterio se llevará irreversiblemente a la total desnaturalización del esquema adecuado a las necesidades del país. Con tal motivo se hicieron las gestiones de las que se informa en el ap. I, Diciembre 30, para que no se reitera tal procedimiento en el presupuesto para el año 1987.

En tal sentido es propósito nuestro llevar a cabo en el próximo período legislativo otra campaña de esclarecimiento de los principios que al respecto deben regir en el país, para lo cual se intensificarán las entrevistas con los miembros que tienen íntima relación con el problema, o sea las comisiones de Hacienda y la de Transporte de ambas Cámaras, tratando de despertar en ellas la misma inquietud que nos embarga.

Dentro de dicha esfera política de acción, como de divulgación técnica, estudios y publicaciones, etc., la actividad de la Asociación en el año 1986, puede sintetizarse de acuerdo con la enunciación que se glosa a continuación:

I. Actividad política

Entrevistas con:

Abril 3: Administrador General de la Dirección Nacional de Vialidad, Ing. José M. Adjiman. Por los Ings. José M. Raggio y Mario J. Leiderman.

Abril 3: Presidente del Consejo Vial Federal, Sr. Ricardo J. Del Val. Por los Ings. José M. Raggio y Mario J. Leiderman.

Abril 17: Secretario de Planificación, Dr. Bernardo Grinspun. Por los Ings. José M. Raggio y Carlos F. Aragón.

Julio 2: Administrador General de la Dirección Nacional de Vialidad, Ing. José M. Adjiman. Por los Ings. José M. Raggio, Mario J. Leiderman y Armando García Baldizzone.

Julio 2: Secretario de Transportes Terrestres, Ing. José L. Garibay. Por los Ings. José M. Raggio, Carlos J. Priante y Raúl A. Colombo.

Julio 29: Subsecretario de Transportes, Lic. Rodolfo Huici. Por los Ings. José M. Raggio y Carlos J. Priante.

Agosto 20: Senador Gómez Centurión. Por los Ings. José M. Raggio y Gustavo R. Carmona.

Agosto 27: Administrador General de la Dirección Nacional de Vialidad. Por el Ing. José M. Raggio.

Setiembre 24: Secretario de Transportes, Lic. Díaz Hermelo. Por los Ings. José M. Raggio y Carlos J. Priante.

Diciembre 12: Administrador General de la Dirección Nacional de Vialidad, Ing. José M. Adjiman. Por los Ings. José M. Raggio, Rafael Balcells y el Cont. Mario Miguel.

Diciembre 15: Administrador General de la Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires, Ing. Mario A. Ripa. Por los Ings. José M. Raggio y Juan A. Cibraro.

Diciembre 23: Presidente de la Sociedad Rural Argentina, Dr. Guillermo Alchourón. Por los Ings. José M. Raggio y Rafael Balcells.

Diciembre 30: Gestión ante el subsecretario de Transportes, Lic. Rodolfo Huici, referente a la confección de presupuesto de la Dirección Nacional de Vialidad para el año 1987 y presentación de nota.

Diciembre 30: Análoga gestión por nota presentada al subsecretario de Presupuesto del Ministerio de Hacienda, Lic. Ricardo Carciofi.

II. Actos y conferencias

Mayo 27 y 28: "Jornadas sobre Diseño y Construcción de Pavimentos en Zonas Frías", en Río Gallegos, Santa Cruz. Por los Ings. Martín Bruck, Boris Dorfman y Raúl A. Colombo, asistiendo además el Ing. Carlos J. Priante.

Junio 9 al 11: Vº Congreso Internacional de ATEC, en París, Francia. Participó el Ing. José M. Raggio sobre "Inseguridad vial".

Julio 21: Día de la Asociación Argentina de Carreteras, almuerzo en el Centro Argentino de Ingenieros, Hicieron uso de la palabra los Ings. José M. Raggio, Filiberto N. Bibiloni y Alberto R. Costantini.

Octubre 2: (Delegación Chaco). Participación de los Ings. Benicio S. Szymula y Marcelo J. Alvarez en la Semana Vial organizada por la Dirección de Vialidad de esa provincia.

Octubre 3: (Delegación Rosario). Participó el Ing. Juan A. Galizzi, delegado de la Asociación Argentina de Carreteras en Córdoba, con una disertación de carácter técnico.

Octubre 6: Conferencia del Ing. Douglas Grazzini, del Brasil, invitado especialmente por la Asociación Argentina de Carreteras, sobre "Problemática vial latinoamericana: su importancia para el desarrollo de los países".

Octubre 7: Gran acto central en celebración del Día del Camino, llevándose a cabo un cóctel con asistencia de autoridades nacionales y provinciales y gran número de entidades y asociados que sobrepasaron las 350 personas. Hablaron nuestro Presidente, el Ing. José M. Raggio; el Administrador General de la Dirección Nacional de Vialidad, Ing. José M. Adjiman, y el

ministro de Obras y Servicios Públicos, Dr. Pedro Trucco.

Octubre 16: Conferencia del Ing. José M. Raggio en el Centro Argentino de Ingenieros sobre "Origen y desenvolvimiento de la vialidad argentina".

Octubre 13 al 17: XVº Congreso Panamericano de Carreteras, realizado en la Ciudad de México. Concurrieron en representación de la Asociación los Ings. Roberto M. Agüero Olmos, Juan J. G. Buguñá, Julio C. Caballero, Enrique P. Ferrea y Mario J. Leiderman. Como resultado de la acción de la Asociación Argentina de Carreteras, por intermedio de sus delegados se logró que el Congreso aprobara por resolución 27 el texto que recomienda "partidas propias" o "fondos específicos viales" de percepción automática, de cuantía suficiente y de disposición efectiva conforme a planes de mediano alcance, destacando la prioridad en el mantenimiento de las redes viales, entre otros conceptos importantes.

Octubre 22: Conferencia del Ing. José M. Raggio en el Rotary Club de Buenos Aires sobre "Vialidad argentina y sus fuentes de recursos".

Noviembre 3: Asistencia del Ing. José M. Raggio a la cena de la Unión Argentina de la Construcción realizada en conmemoración del primer aniversario.

Noviembre 11 al 14: XXIVº Reunión del Asfalto, realizada por la Comisión Permanente del Asfalto en la ciudad de Mar del Plata. Asistió especialmente invitado el Ing. José M. Raggio, quien usó de la palabra en el acto inaugural.

Noviembre 17: Asistencia del Ing. José M. Raggio a la cena realizada por la Cámara Argentina de la Construcción en su 50º aniversario.

Noviembre 19: Concurrencia del Ing. José M. Raggio a la cena de la Federación Argentina de Transportadores por Automotor de Pasajeros, FATAP, en conmemoración del 30º aniversario.

Noviembre 22: Concurrencia del Ing. José M. Raggio a la cena de la Asociación de Fábricas de Automotores, ADEFA, en conmemoración de su 25º aniversario.

Diciembre 22: Asistencia del Ing. José M. Raggio a la cena anual de la CEAC, Cámara de Empresarios del Autotransporte de Cargas.

Diciembre 29: Almuerzo de trabajo promovido por la Comisión Permanente del Asfalto, con la asistencia del Ing. José M. Raggio, en homenaje del Sr. Director General de Carreteras Federales, Ing. Horacio Zambrano Ramos, y del Gerente General de Probi-ca, Ing. Enrique Horcasitas Manjarrez, ambos de la República de México.

III. Repercusión periodística

Enero 20: El Constructor publica nota elevada por la Asociación al Presidente de la Nación sobre "Partida complementaria para la reconstrucción de la red vial argentina" y nota al ministro de Relaciones Exteriores y Culto sobre "Puente Buenos Aires - Colonia".

Marzo 7: Informaciones de la Construcción publica Beca IRF 1987/88 y Premio "Ing. César M. Polledo".

Abril 25: La Prensa: "Objetan el proyecto para financiar sectores energéticos y transportes".

Abril 28: La Razón: "Peligra la red vial argentina".

Abril 30: Informaciones de la Construcción: comentarios sobre situación vial del país.

Mayo 16: Informaciones de la Construcción: "Más partidas para Vialidad solicita la Asociación Argentina de Carreteras".

Mayo 21: La Nación: "Carreteras: Beca".

Mayo s/n: La Ingeniería: "Premio Ing. César M. Polledo".

Junio 4: La Nación: "Alerta sobre el deterioro vial".

Junio 8: La Nación (Editorial): "Deterioro de la red caminera".

Junio 10: Gaceta del Transporte: "El estado de la red vial".

Junio s/n: Revista FADEEAC: "Millones de usuarios defraudados".

Agosto 1º: La Prensa: "Aniversario de la Asociación Argentina de Carreteras".

Agosto 1º: Informaciones de la Construcción: nota sobre aniversario de la Asociación.

Agosto 11: El Constructor: "Celebró la AAC su 34º aniversario".

Setiembre s/nº: Plano Actual: "Preocupa el desvío de fondos viales".

Setiembre 29: El Constructor: "Opinan los expertos sobre la actividad vial nacional".

A partir del 1º de octubre comienzan a publicarse una serie de más de 30 noticias y comentarios sobre el Día del Camino y los folletos relacionados con la situación de la vialidad argentina, a los que nos referiremos en el apartado VII de la presente.

A raíz de las notas presentadas en Diciembre 30 (ver Capítulo I) sobre el presupuesto vial año 1987 se publicaron amplias notas y artículos de fondo en los diarios La Nación, Clarín, Ambito Financiero, La Prensa y La Razón.

IV. Conferencias de prensa y reportajes varios

Abril 24: Conferencia de prensa convocada por la AAC, el CAI, la CAC y la C. A. Consultores, realizada en el CAI, sobre consecuencias negativas en caso de concretarse el Fondo de Infraestructura Económica y Social.

Julio 25: Entrevista periodística El Cronista Comercial.

Setiembre 18: Reportaje Radio Rivadavia sobre accidentes de tránsito.

Octubre 3 y 5: Reportaje TV 2 La Plata.

Octubre 16: Reportaje Radio Buenos Aires.

Octubre 16: Reportaje Radio Nacional.

Diciembre 22 y 26: Reportaje Radio Rivadavia.

V. Becas, premios y homenajes

Agosto 2: Viaje del Ing. Francisco J. García a los EE.UU. de Norteamérica para hacer uso de la Beca 1986/87 ofrecida por la IRF.

Junio 23: La Asociación rinde homenaje al Ing. Roberto Gorostiaga al cumplirse 20 años de su desaparición, descubriendo una placa en la bóveda que guarda sus restos en el cementerio de la Recoleta, haciendo uso de la palabra nuestro Presidente, Ing. José M. Raggio.

Setiembre 30: Se inicia la divulgación del concurso para adjudicar el premio "Ing. Roberto Gorostiaga" en el año 1987 sobre el tema "Criterios y métodos modernos para el diseño y construcción de puentes y otras estructuras viales".

Noviembre 14: Entrega de placa a la Cámara Argentina de la Construcción como homenaje a su cincuentenario.

Diciembre 17: Entrega del 2º Premio "Ing. César M. Polledo", otorgado por la Asociación al Ing. Castor López por su trabajo titulado "La problemática del transporte de los materiales viales en las obras de rehabilitación y reconstrucción de calzadas pavimentadas en la República Argentina".

VI. Organización societaria

Abril 30: Designación delegado en la provincia de Neuquén al Ing. Ernesto Comelli.

Junio 26: Designación del Ing. Alejandro S. E. Férgola como delegado en Río Gallegos, Santa Cruz.

Octubre 22: Designación subdelegado en Villa María, Córdoba, al Ing. Silvio A. Mandrile.

Diciembre 17: Creación Delegación La Plata, con integrantes de la Secretaría de Transporte y de la Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires.

Con estas nuevas integraciones la organización de la Asociación Argentina de Carreteras en el interior del país quedó constituida por: Ing. Juan Biondini, delegado en Bahía Blanca; Ing. Juan A. Cibraro, Presidente de la Delegación La Plata; Ing. Juan A. Gallizzi, delegado en Córdoba; Ing. Miguel A. Minadeo, delegado en Corrientes; Ing. Benicio S. Szymula, delegado en Chaco; Agr. Juan A. Bilbao, delegado en Mar del Plata; Ing. Jorge R. Tosticarelli, delegado en Rosario; Agr. Alfonso de la Torre, delegado en San

Juan; Sr. Carmelo Frasca, delegado en Mendoza; Ing. Augusto R. Figueroa, delegado en Catamarca; Ing. Ernesto Comelli, delegado en Neuquén; Ing. Ricardo Delgado, delegado en Tucumán; Ing. Alejandro S. E. Férgola, delegado en Santa Cruz; Ing. Silvio A. Mandrile, subdelegado en Villa María, Córdoba.

VII. Divulgación y concientización vial

Con el propósito de divulgar entre los funcionarios, los usuarios del camino y el público en general el conocimiento de la real situación vial del país, se confeccionaron 200.000 folletos ilustrados y 2.500 fascículos titulados "Situación de la vialidad argentina" con texto explicativo de los diversos factores que la integran. Los primeros fueron distribuidos intensamente entre las entidades afines, las que los enviaron a sus asociados -además de los enviados a los nuestros- o los incluyeron en sus medios informativos y además se repartieron en las casillas de peaje de autopistas; playas de estacionamiento subterráneas o de superficie; estaciones de servicio proveedoras de combustibles, neumáticos o seguros; medios de prensa, radio y difusión; hoteles de turismo; calles de la Capital Federal, etc., agotándose prácticamente la existencia.

Los segundos se enviaron o entregaron personalmente a todos los legisladores nacionales y provinciales, funcionarios en general, a nuestros socios y se ha reservado una partida para la futura acción a desarrollar en el Parlamento. Como consecuencia de esta gestión los diputados nacionales Armando Luis Gay y Oscar Luján Fappiano presentan a la Cámara de Diputados de la Nación proyectos de resolución relacionados con los fondos para la obra vial argentina.

Estas publicaciones fueron editadas con la colaboración de numerosas entidades y socios, a los cuales les expresamos nuestro sincero reconocimiento.

VIII. Acción internacional

Como consecuencia de las entrevistas celebradas en Madrid por el Ing. José M. Raggio entre el 14 y el 16 de

mayo con el Ing. Enrique Balaguer Camphuis, Presidente de la Asociación Internacional Permanente de los Congresos de la Ruta, A.I.P.C.R. (P.I.A. R.C.) y el Ing. Juan Ignacio Cuesta Benito, Director Técnico de la misma, se dispuso que la Asociación Argentina de Carreteras en conjunto con la Dirección Nacional de Vialidad promovieran la constitución de la correspondiente entidad en la República Argentina. Después de celebrarse a tal efecto un acta con fecha 12 de setiembre entre ambas instituciones, se llevó a cabo el 21 de octubre la asamblea constitutiva con la asistencia de numerosos interesados, entidades y personales, designándose una comisión de su seno para la preparación del estatuto que la regirá. El mismo se encuentra redactado en principio y sujeto a la revisión legal.

IX. Nuevo Consejo Directivo

A raíz de la aprobación por la Inspección General de Justicia de las modificaciones introducidas al estatuto que permitió la reestructuración total del Consejo Directivo, se logró constituir un elenco de gran jerarquía y más homogéneo al estar integrado en forma nominal por muy importantes instituciones, como se refleja en la nómina que se transcribe a continuación:

1. Por la Categoría de Socios Protectores figuran representadas Acindar S.A., Armco Argentina S.A., Automóvil Club Argentino, Cámara Argentina de la Construcción, Dirección Nacional de Vialidad, Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires, Instituto del Cemento Portland Argentino y Yacimientos Petrolíferos Fiscales.

DIA DE LA ASOCIACION ARGENTINA DE CARRETERAS

El día 21 de julio venidero se cumple el XXXVº aniversario de nuestra Asociación Argentina de Carreteras.

Con tal motivo nuestra entidad llevará a cabo un cóctel en el piso 11º de Paseo Colón 823, a las 19 horas, oportunidad en que se brindará un homenaje a los socios individuales más antiguos.

Además se celebrará una misa en memoria de sus consejeros, directivos y asociados fallecidos, a las 11 horas del mismo día en la parroquia Nuestra Señora del Socorro, Juncal 876, Capital Federal.

2. Por la Categoría de Entidades Comerciales: Construcciones Civiles J. M. Aragón S.A., Consulbaires S.A., Mercedes Benz Argentina S.A., Neumáticos Goodyear S.A., Polledo S.A., Semaco S.A., Shell C.A.P.S.A. y Techint S.A.

3. Por la Categoría de Entidades Oficiales y Civiles: Asociación Fabricantes de Cemento Portland, Asociación de Fábricas de Automotores, Cámara Argentina de Consultores, Centro Argentino de Ingenieros, Comisión Permanente del Asfalto, Federación Argentina de Entidades Empresarias del Autotransporte de Cargas, Sociedad Rural Argentina y Touring Club Argentino.

Además de tener representación en la Categoría Socios Individuales distinguidos profesionales de la actividad caminera.

X. Perspectivas

Durante el año transcurrido no se ha experimentado la necesaria reactivación en lo referente a construcción de obras nuevas o de conservación y mejora de las rutas existentes, siguiendo todo en la lamentable situación que la Asociación Argentina de Carreteras ha denunciado en múltiples ocasiones. Solamente hacia fines del año, con la aprobación del Presupuesto de Gastos y Recursos por el Congreso Nacional, el ambiente vial ha pretendido moverse algo más, en particular en la provincia de Buenos Aires. De continuar este esbozo de reacción, podría ser el año 1987 algo más activo, reacción no muy promisoriosa por tratarse de un año con implicancias políticas.

CUARTO CONGRESO IBERO-LATINOAMERICANO DEL ASFALTO

De acuerdo con lo informado en nuestro número anterior, entre el 8 y el 13 de noviembre venidero se llevará a cabo este Congreso en la Ciudad de México.

La presentación de trabajos vence el 30 de agosto y mayor información sobre este Congreso podrá solicitarse a la Comisión Permanente del Asfalto, cuyo presidente, el Dr. Jorge O. Agnusdei, es el Secretario Permanente de estos Congresos.

Es menester destacar que los alarmantes porcentajes que se han venido denunciando continuamente sobre el estado de las rutas se refieren al estado de las calzadas en sí. Ellas sin embargo no constituyen más que una parte de aquellas rutas, las que además están integradas por una cantidad apreciable de elementos, cuyo estado es muy difícil de cuantificar y la mayoría de los cuales podrían acusar porcentajes aún más elevados para los guarismos "estado regular" y "estado malo". Tales son los casos entre otros de la señalización horizontal y vertical y el estado de las banquetas, de gran gravitación en el comportamiento del tránsito usuario y de los accidentes consecuentes.

En lo que a fondos específicos se refiere, la situación se ha agravado, pues el consumo durante el año 1986 de combustibles afectados por impuestos para los caminos ha disminuido respecto al año 1985 (en más de un 10% en promedio pesado).

En el año transcurrido (setiembre 24) debimos lamentar el fallecimiento del Ing. Francisco F. Pagnotta, miembro de nuestro Consejo Directivo, cuya serena opinión y amigable consejo hemos de extrañar con todo pesar.

Por último, debemos agradecer el apoyo prestado por los señores consejeros, asesores, presidentes de comisiones, delegados en el interior así como la eficaz colaboración de la gerencia y personal de la entidad. También hemos contado con la buena disposición de socios y entidades amigas. A todos muchas gracias. — Ing. JOSE MARIA RAGGIO, Presidente - Ing. CARLOS A. BACIGALUPI, Secretario.

REUNION Nº 103 DE LA INTERNATIONAL ROAD FEDERATION

En la reunión que menciona el epígrafe, el Ing. José María Raggio resultó reelecto miembro del mismo por un nuevo período de 3 años con vencimiento al año 1990. Este será el sexto período consecutivo que nuestro actual presidente desempeñará dicho cargo, en el que fue inicialmente designado en el año 1972 en su carácter de presidente de la empresa argentina Pentamar S.A.

XXXIII° ASAMBLEA GENERAL ORDINARIA

De acuerdo con lo establecido en su Estatuto, en el mes de abril último la Asociación Argentina de Carreteras realizó su Asamblea General Ordinaria, en cuyo transcurso se aprobaron la memoria y el balance general co-

rrespondiente al año 1986. Además correspondió en esa oportunidad efectuar la elección de los miembros que finalizaron sus mandatos al 31 de diciembre último, quedando constituido el Consejo Directivo como se indica a continuación.

CONSEJO DIRECTIVO

JUNTA EJECUTIVA

Presidente: Ing. José María Raggio

Vicepresidente 1º: Ing. Rafael Balcells – Vicepresidente 2º: Ing. Carlos J. Priante

Secretario: Ing. Carlos A. Bacigalupi – Prosecretario: Ing. Raúl A. Colombo

Tesorero: Ing. José B. Verzini – Protesorero: Ing. Carlos F. Aragón

Consejero Adjunto a la Junta Ejecutiva: Ing. Mario J. Leiderman

MIEMBROS TITULARES

Categoría Ex Presidentes (Art. 11 Estatuto): Ing. Néstor C. Alesso

CATEGORIA SOCIOS PROTECTORES

Mandatos por 2 años

ACINDAR S.A.
Rep.: Ing. José Bagg
DIRECCION DE VIALIDAD PROVINCIA DE BUENOS AIRES
Rep.: Ing. Mario A. Ripa
INSTITUTO DEL CEMENTO PORTLAND ARGENTINO
Rep.: Ing. Julio C. Caballero
YACIMIENTOS PETROLIFEROS FISCALES
Rep.: Sr. Armando J. Presser

Mandatos pendientes por 1 año

ARMCO ARGENTINA S.A.
Rep.: Ing. Carlos J. Priante
AUTOMOVIL CLUB ARGENTINO
Rep.: Ing. Gustavo R. Carmona
CAMARA ARGENTINA DE LA CONSTRUCCION
Rep.: Ing. Carlos A. Bacigalupi
DIRECCION NACIONAL DE VIALIDAD
Rep.: Ing. Armando García Baldizzone

CATEGORIA ENTIDADES COMERCIALES

Mandatos por 2 años

NEUMATICOS GOOD YEAR S.A.
Rep.: Dr. Hugo O. Rodríguez
MERCEDES BENZ ARGENTINA S.A.
Rep.: Dr. Enrique Federico
SHELL C.A.P.S.A.
Rep.: Ing. Alberto Ponziani
TECHINT S.A.
Rep.: Ing. Jorge Juan Asconapé

Mandatos pendientes por 1 año

CONST. CIVILES J. M. ARAGON S.A.
Rep.: Ing. Carlos F. Aragón
CONSULBAIRES S.A.
Rep.: Ing. Rafael Balcells
POLLEDO S.A.
Rep.: Ing. César A. Polledo
SEMACO S.A.
Rep.: Ing. Juan C. Ferreira

CATEGORIA ENTIDADES OFICIALES Y CIVILES

Mandatos por 2 años

ASOCIACION FABRICAS DE AUTOMOTORES
Rep.: Ing. Alberto B. Burman
CAMARA ARGENTINA DE CONSULTORES
Rep.: Ing. Juan J. G. Buguñá
F. A. D. E. E. A. C.
Rep. Sr. Jorge A. Panatti
SOCIEDAD RURAL ARGENTINA
Rep.: Ing. Miguel S. Thibaud

Mandatos pendientes por 1 año

ASOCIACION FABRICANTES CEMENTO PORTLAND
Rep.: Ing. José B. Verzini
CENTRO ARGENTINO DE INGENIEROS
Rep.: Ing. Ricardo A. Salerno
COMISION PERMANENTE DEL ASFALTO
Rep.: Dr. Jorge O. Agnusdei
TOURING CLUB ARGENTINO
Rep.: Agr. Mario E. Dragan

CATEGORIA SOCIOS INDIVIDUALES

Mandatos por 2 años

Ing. Roberto M. Agüero Olmos
Ing. Miguel H. Bastanchuri
Cont. Mario Miguel

Mandatos pendientes por 1 año

Ing. Marcelo J. Alvarez
Ing. Raúl A. Colombo
Ing. Mario J. Leiderman

SUPLENTES

Mandatos por 2 años

Ing. Enrique L. Azzaro
Ing. Roberto A. Cuello

Mandatos pendientes por 1 año

Ing. Jorge W. Ordóñez
Ing. Santos A. Nucifora

COMISION REVISORA DE CUENTAS

Ing. Manuel H. Acuña

Ing. Alejandro L. Castellaro

Ing. Belgrande E. Magno

COLABORADORES

Asesor Asuntos Legales: Dr. José María Avila

Presidente Comisión Asuntos Técnicos: Ing. Santiago De Lellis

Presidente Comisión Tránsito y Seguridad Vial: Ing. Horacio J. Blot

Presidente Comisión Censos y Estadísticas: Ing. Enrique P. Ferrea

Director Ejecutivo: Sr. José B. Luini

DECLARACION DE LA ASAMBLEA

Al ponerse en consideración el punto 7º del orden del día de la XXXIIIª Asamblea General Ordinaria, con el consenso de la unanimidad de los socios presentes se dispuso la siguiente:

DECLARACION

La Asamblea General Ordinaria de la Asociación Argentina de Carreteras se ve en la necesidad de reiterar conceptos ya incluidos en declaraciones anteriores así como exponer su opinión respecto a otros tópicos de actualidad, a saber:

- 1º Debe desecharse de plano toda intención de enmendar la especificidad de los fondos viales, los cuales han pretendido desvirtuarse en proyectos atentatorios contra tal concepto, tales como la creación del Fondo de Infraestructura Económico y Social.

La institución de los fondos específicos tendiente a permitir una adecuada programación del plan caminero, ha permitido en los años de su estricta aplicación demostrar la gran eficiencia de contar con recursos garantizados.

- 2º Es necesario intensificar la actualización y reactivación del plan vial, sobre lo cual se vislumbra alguna reacción favorable, inclusive recurriendo a resortes financieros como el sistema de pagos diferidos conforme lo proyectan algunas provincias. A tal fin también contribuirá un régimen de real autarquía de los organismos viales para poder administrar y disponer de los fondos que les corresponden así como tratar de lograr un fortalecimiento de la capacidad operativa de las reparticiones viales pues en tal forma se garantizará la necesaria continuidad en los planes de obras.
- 3º Es fundamental atender el dictado de una ley de tránsito adecuada y prolija evitando mantener por más tiempo la orfandad en que se ha colocado al ámbito vial como consecuencia de actitudes incompletas sobre la vigencia de las disposiciones existentes al respecto.
- 4º De acuerdo con los plausibles propósitos de descentralización que guían al Poder Ejecutivo Nacional se proyecta el traslado de la sede central de la Dirección Nacional de Vialidad a la ciudad de Santa Rosa. La Asociación entiende que con ello no se satisface tal objetivo. Tal descentralización resultará más factible en la medida en que se intensifique una genuina y más amplia delegación de funciones a los distritos jurisdiccionales ya existentes en cada provincia de la Dirección Nacional de Vialidad.

Buenos Aires, 22 de abril de 1987

EMPRESAS EXTRANJERAS CON FILIALES EN LA REPUBLICA ARGENTINA

Durante la visita realizada por nuestro presidente a la International Road Federation en Washington, convino con su presidente, el Sr. W. Gerald Wilson, la forma de invitar a las empresas del rubro que tengan relación con el tema carretero y sus derivados a asociarse a nuestra institución. Con tal motivo el Sr. Wilson comprometió

su mejor voluntad para interesar a aquéllas en tal sentido.

Por tal razón nos dirigimos a nuestros estimados lectores para que se contacten con nuestra Gerencia informándole de los posibles candidatos que conozcan para poder realizar la gestión correspondiente.

CONSULBAIRES

Ingenieros Consultores S. A.

Servicios profesionales para proyectos de:

- TRANSPORTES
 - ENERGIA
 - INGENIERIA SANITARIA
 - INGENIERIA HIDRAULICA
- Inspección de obras; supervisión de la construcción.
 - Asistencia para la obtención de financiación para proyectos de inversiones públicas.
 - Preparación de planes y programas de obras.
 - Estudios de diagnóstico; prefactibilidad técnico-económica.
 - Anteproyectos y proyectos ejecutivos

Maipú 554 - Buenos Aires
Teléfonos : 392-2377/7357/5048/1925

Cables: BAICONSULT
Télex: 24398 Baico Ar.

ASOCIACION ARGENTINA PERMANENTE DE LOS CON- GRESOS DE CARRETERAS

Como informáramos en nuestro número anterior, el 30 de marzo último se realizó en la Dirección Nacional de Vialidad la asamblea para la constitución de la Asociación Internacional Permanente de los Congresos de la Ruta (A.I.P.C.R.) en la Argentina.

En esa oportunidad se procedió a la aprobación del Estatuto que registrará esa Asociación, como así también a la elección de los miembros que conforman la Junta Directiva, a excepción de los vocales individuales.

Sobre este último aspecto y para concretar su elección invitamos a nuestros socios a asociarse a esta nueva entidad, dirigiendo la correspondencia a la Secretaría de la Subadministración de Vialidad Nacional, Av. Comodoro Py 2002, (1104) Capital Federal, antes del 5 de agosto venidero. Mayor información al respecto podrá solicitarse a esta Asociación.

VIAJE DE NUESTRO PRESI- DENTE A LOS ESTADOS UNIDOS DE NORTEAMERICA

El Ing. José María Raggio asistió el 30 de abril próximo pasado a la reunión del Directorio de la International Road Federation celebrada en Washington, D.C., donde se trataron temas diversos de la institución, modificación del estatuto, elección de autoridades, etc.

A propuesta del presidente, Sr. W. Gerald Wilson, se celebró otra reunión con la asistencia de los presidentes de las Asociaciones de Carreteras presentes para intercambiar ideas sobre los problemas comunes y la mejor forma de alentar la creación de instituciones similares en numerosos países donde no se hallan aún constituidas. De las impresiones recogidas surge el convencimiento que después de la del Japón, sobre cuya trascendencia expuso su presidente, el Sr. Sodamu Mino, la Asociación Argentina de Carreteras lidera el resto de las similares consti-

tuidas dentro de la órbita de la IRF, Washington.

También tuvo ocasión el Ing. Raggio de visitar el Turner Fairbank Research Center, dependiente de la Federal Highway Administration, admirando las avanzadas técnicas de investigación carretera que se desarrollan en el mismo, asistiendo a la demostración de diversos ensayos que se realizan en forma continua y programada.

SEGURIDAD EN EL TRANSITO

Este año la Asociación Argentina de Carreteras ha resuelto llevar a cabo un programa tendiente a incrementar la seguridad en el tránsito.

Iniciando este programa el 16 de junio último realizó, con el auspicio de la Municipalidad de Rosario, un acto en esa ciudad con la participación de distinguidos especialistas en la materia, de cuyos detalles daremos amplia información en el próximo número.

Optimización Económica en el Refuerzo de Calzadas Pavimentadas

Por el Ing. FELIX J. LILLI *

Segunda y última parte del trabajo presentado a la XXIVª Reunión del Asfalto, realizada en Mar del Plata entre los días 11 y 14 de noviembre último.

En tabla 3 se resumen los costos operativos por km discriminados por ítem en condiciones de calzada ideales (tramo recto, horizontal, flujo libre, índice de servicio máximo 4,2). Se aprecia que para el automóvil se han ponderado tres marcas y modelos representativos del parque nacional, obtenidos de la operación de censos de origen y destino.

El procedimiento de obtención de los costos operativos para cada vehículo-tipo implica computar la velocidad de operación para distintas condiciones de la calzada que es la clave del problema (gráfico 13). Para cada velocidad deben calcularse los insumos requeridos y sus correspondientes costos por km para cada vehículo-tipo (combustible, lubricante, cubiertas, mantenimiento, depreciación, intereses, salarios, gastos generales, etc.). En los gráficos 14, 15, 16 y 17 se representan los costos operativos, función del índice de servicio PSI, a velocidad constante, para automóviles, ómnibus, camiones livianos y camiones pesados respectivamente. En el gráfico 18 se sintetiza el procedimiento para la obtención de los costos de operación en función de las velocidades reales, por tipo de vehículo.

En los gráficos 19 y 20 se presentan finalmente los costos operativos a velocidades reales, para cada uno de los vehículos-tipo estudiados, en función del índice de servicio de las calzadas. Con estos valores pueden realizarse los cálculos y evaluaciones que interesen (Valores de costos en A/veh-

COSTOS OPERATIVOS
RESUMEN
A/km al 30-9-86

ITEM	F. FALCON	R. 12 TL	GACEL GL	AUTOMOVIL PONDERADO FALCON + 0,80 R12 TL + 0,35 GACEL + 0,25	OMNIBUS	CAMIONES	
						LIVIANO	PESADO
DEPENDIENTES RECORRIDO							
Combustible	0,0602	0,0502	0,0502	0,0542	0,0647	0,0556	0,0901
Lubricante	0,0039	0,0033	0,0033	0,0035	0,0079	0,0089	0,0117
Cámaras y cubiertos	0,0067	0,0059	0,0059	0,0062	0,0281	0,0148	0,0426
Lavado y engrase	0,0071	0,0045	0,0055	0,0058	0,0226	0,0128	0,0172
Mantenimiento	0,0072	0,0056	0,0058	0,0063	0,0334	0,0199	0,0279
Depreciación (2/3)	0,0407	0,0315	0,0333	0,0356	0,0590	0,0516	0,0565
SUB - TOTAL	0,1258	0,1010	0,1040	0,1116	0,2157	0,1636	0,2460
DEPENDIENTES TIEMPO							
Depreciación (1/3)	0,0204	0,0158	0,0166	0,0178	-	-	-
Interés	0,0296	0,0230	0,0252	0,0262	0,0191	0,0207	0,0250
Seguro	0,0508	0,0395	0,0431	0,0449	0,0272	0,0296	0,0357
Patente	0,0083	0,0058	0,0058	0,0068	0,0020	0,0036	0,0013
Garaje	0,0133	0,0133	0,0133	0,0133	-	-	-
Salarios	-	-	-	-	0,0709	0,1451	0,0961
Gastos generales	-	-	-	-	0,0780	0,0725	0,0808
SUB - TOTAL	0,1224	0,0974	0,1040	0,1090	0,1972	0,2715	0,2389
DEPENDIENTE TIEMPO PERSONAL							
Conductor y pasajero	0,0833	0,0833	0,0833	0,0833	0,4746	-	-
TOTAL	0,3315	0,2817	0,2913	0,3039	0,8875	0,4351	0,4849

Tabla 3

km para índices de servicio singulares se presentan en la tabla 4.) Aplicando el tránsito medio anual TMDA para cada tipo de vehículo a los costos unitarios definitivos se obtiene el costo del usuario para cada grupo; la suma ponderada de costos de todos los grupos da el costo operativo para la totalidad del tránsito circulante en ese instante.

En correspondencia con los valores de "F" elegidos para la determinación del número N de ejes equivalentes, se han representado combinaciones de los 4 vehículos tipo que permiten realizar las evaluaciones económicas (gráfico 21).

VELOCIDAD BAJO CONDICIONES DE FLUJO LIBRE PARA DIFERENTES INDICES DE SERVICIO Y VELOCIDADES OPERATIVAS DE CADA VEHICULO TIPO

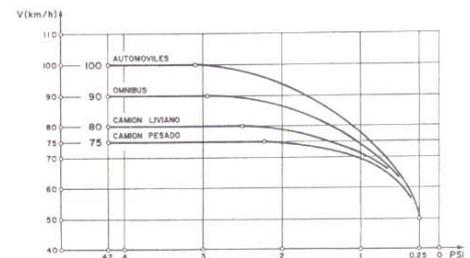


Gráfico 13

* CONSULBAIRES Ings. Consultores S.A. Facultad de Ingeniería U. N. La Plata.

En el Apéndice se explicitan en detalle conceptos metodológicos para la obtención de los costos operativos.

V. CASOS ANALIZADOS

El criterio implementado puede aplicarse a cualquier pavimento dentro de los rangos de valores analizados que se muestran en la tabla 5 y a cualquier época de su vida de servicio, cuando se lo diseña originalmente o cuando debe tomarse la decisión de rehabilitarlo. El índice de servicio PSI se toma como indicador de calidad de la calzada. Los otros factores que integran el esquema y que influyen en la determinación de los costos totales son las épocas o períodos para realizar las inversiones, la tasa de descuento, el tránsito, su tasa de crecimiento, la estructura (a diseñar o en su estado actual), su condición presente de calidad, la composición vehicular del tránsito y los costos unitarios de operación y de tiempo de viaje. El rango de valores analizados para cada factor cubre con amplitud situaciones esperables en la República Argentina.

Se han elegido tres niveles para los factores variables arriba especificados y que figuran en la tabla 5. Todos los costos (tanto de refuerzos como operativos) se aplican a 1 km de camino, de tal manera que puedan expresarse en forma unitaria.

Para la definición de la calzada, aparte del valor estructural SN se consideran factores regionales R y soportes de las subrasantes S y CBR; cada combinación de esos elementos en vinculación con el tránsito circulante producen un diferente deterioro.

Los costos incorporados en el estudio, tanto para refuerzos como de los usuarios, son costos financieros y reflejan valores actuales para obras y condiciones de circulación en nuestro país. Por la importancia que refleja la asignación de valores monetarios al factor tiempo de viaje del usuario se han asignado montos bajos, colocándose del lado más conservativo.

Con las variables arriba mencionadas, y con los tres niveles que cada una de ellas puede alcanzar, el número posible de alternativas es de $3^{10} = 59049$. Sin embargo se ha analizado en computadora solamente una fracción de las combinaciones posibles, ya que no todas las variables son totalmente independientes entre sí (por

COSTOS UNITARIOS FINALES, FUNCION DEL PSI, POR TIPO DE VEHICULO

PSI	AUTOMOVILES		OMNIBUS		CAMION LIVIANO		CAMION PESADO	
	VELOC.	C. UNITARIO	VELOC.	C. UNITARIO	VELOC.	C. UNITARIO	VELOC.	C. UNITARIO
4.2	100.0	0.3039	90.0	0.8875	80.0	0.4351	75.0	0.4849
4.0	100.0	0.3050	90.0	0.8900	80.0	0.4380	75.0	0.4890
3.5	100.0	0.3155	90.0	0.9130	80.0	0.4440	75.0	0.4960
3.0	99.5	0.3390	89.7	0.9580	80.0	0.4590	75.0	0.5130
2.5	97.5	0.3700	88.5	1.0250	79.5	0.4800	75.0	0.5320
2.0	92.5	0.4000	86.5	1.0950	78.5	0.5100	74.0	0.5550
1.5	86.0	0.4230	82.5	1.1680	75.5	0.5390	72.5	0.5800

Velocidad en km/h
C. unitario en \$/veh. . km

Tabla 4

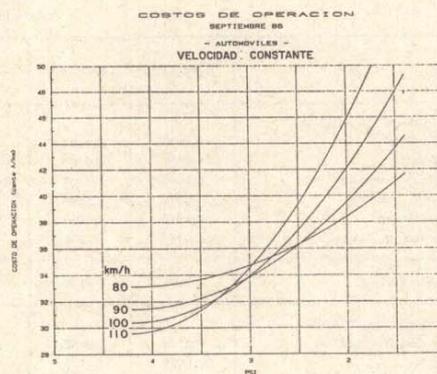


Gráfico 14

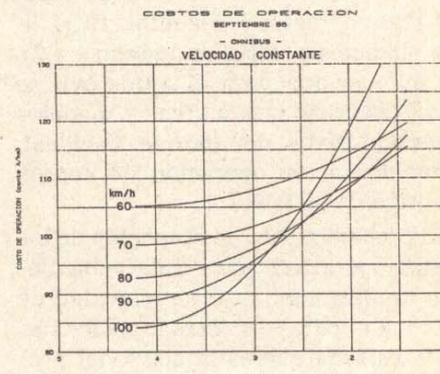


Gráfico 15

RANGO DE VALORES DE LOS FACTORES VARIABLES

VARIABLE	NIVEL			
	INFERIOR	MEDIO	SUPERIOR	
SOPORTE AASHO	S	3.0	4.5	6.0
VALOR SOPORTE CALIFORNIA	CBR %	2.4	5.0	10.0
NUMERO ESTRUCTURAL	SN	2.0	3.5	6.0
FACTOR REGIONAL	R	0.5	1.0	1.5
TRANSITO INICIAL TMDA ₀	(vpd)	700	1 500	3800
FACTOR DE CARGA	F	0.30	0.80	1.30
TASA ANUAL DE CRECIMIENTO DEL TRANSITO	α	0.01	0.025	0.05
NIVEL DE SERVICIO TERMINAL	(P ₂)	1.5	2.0	2.5
ESPESOR DEL REFUERZO	h _R (cm)	SEGUN CALCULO		
COSTO DEL REFUERZO	C _R (\$/tn)	25	30	35
TASA DE ACTUALIZACION	d	0.04	0.07	0.10
VELOCIDAD DE OPERACION	V (km/h)	SEGUN TIPO DE VEHICULO		

Tabla 5

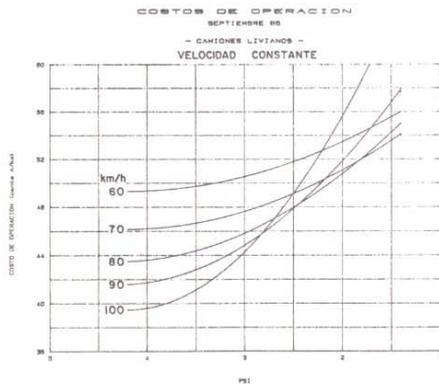


Gráfico 16

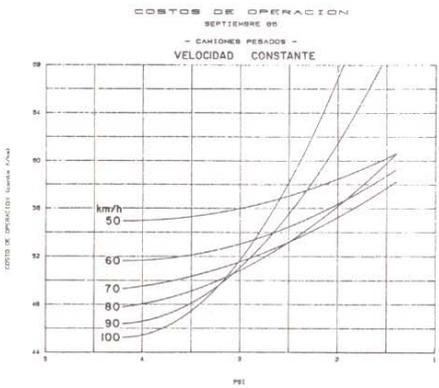


Gráfico 17

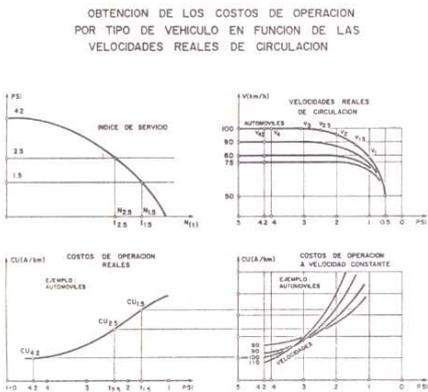


Gráfico 18

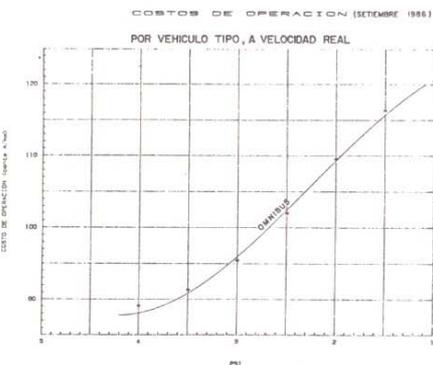


Gráfico 19

ejemplo a un $SN = 6$ no puede corresponderle en un diseño lógico un $TMDA = 300$ vpd con $F = 0,30$.

Los costos del usuario para los casos estudiados permiten conocer sus valores en puntos de interés como por ejemplo nivel inicial $P_1 = 4,2$ y niveles terminales $P_2 = 1,5 - 2,0 - 2,5$; independientemente, el proceso calcula el costo del usuario para cualquier nivel de servicio P_x en base a los algoritmos que se definieron previamente.

Para cualquier tramo en análisis, se cumplirá, por año:

$$C = \text{Costo de operación} = 365 \cdot TMDA \cdot C_u \cdot L$$

siendo C_u el costo unitario de operación, a cualquier nivel de servicio (A/veh-km) y los beneficios B son las diferencias de costos operativos entre el estado ideal (4.2) y el existente a cada instante.

Obtenidas las ventajas o beneficios resultantes de la adecuación de una calzada, se hace necesaria la comparación entre los ahorros logrados y los costos de la rehabilitación que deben adjudicarse a tales mejoras, aspecto que se resuelve con el programa diseñado.

Los cálculos de la matriz de casos posibles se procesaron en una computadora mediana HP-86A, Serie 80, 192 kbytes de memoria, con monitor y unidad de diskettes, plotter HP 7470 e impresora EPSON MX 100 con 136 caracteres por línea.

El programa genera las combinaciones estructurales y de tránsito y las imprime para su identificación; calcula luego los ejes equivalentes para los niveles de servicio que interesan ($N_{2,5}$, ($N_{1,5}$, etc.) obtiene luego los tiempos correspondientes ($t_{2,5}$, $t_{1,5}$) proyecta el tránsito para dichos instantes ($TMDA_{2,5}$, $TMDA_{1,5}$) y luego calcula los espesores de refuerzo necesarios por el método AASHO y por el del Asphalt Institute. Promedia ambos criterios ($HR_{2,5}$, $HR_{1,5}$) y calcula el costo actualizado de los refuerzos mediante:

$$CR_i = \frac{1.000 \times 7,30 \times H_R \times C_{UR} (A/m^3)}{(1 + d)t_i}$$

donde:

CR_i = costo actualizado a $t=0$ de un refuerzo realizado a un tiempo t_i (A/km)

H_R = espesor del refuerzo (m)

C_{UR} = costo de la mezcla asfáltica (A/m³)

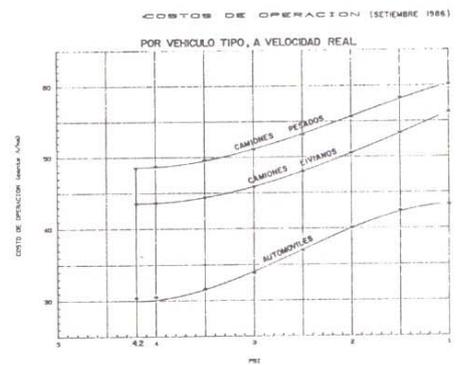


Gráfico 20

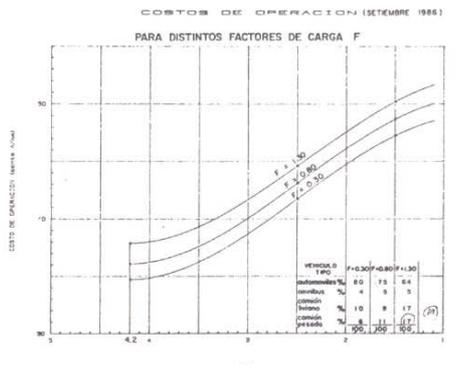


Gráfico 21

RELACIONES SN-S-R-N PARA $P_2=2,5$

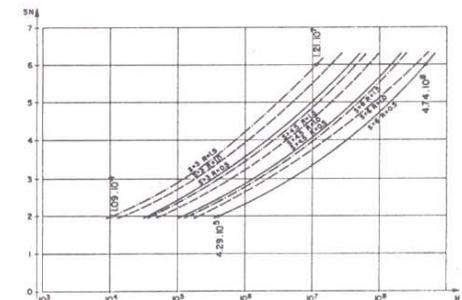


Gráfico sin n°

RELACIONES SN-S-R-N PARA $P_2=1,5$

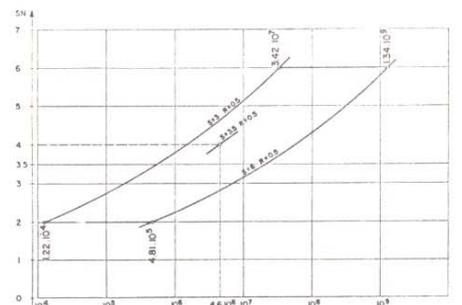


Gráfico sin n°

d = tasa de descuento

t_i = tiempo en el que se realiza el refuerzo (años)

Luego calcula los costos operativos del tránsito para los diferentes F (combinaciones de vehículos-tipo) hasta los distintos niveles de servicio terminales. Por ejemplo:

- a) entre $t=0$ y $t=t_{2,5}$
- b) entre $t=0$ y $t=t_{1,5}$
- c) entre $t_{2,5}$ y $t=t_{1,5}$ habiéndose realizado el refuerzo en $t_{2,5}$, para lo que debe calcular también el nivel de servicio P_x que para $t=t_{1,5}$ tiene la calzada reforzada en $t_{2,5}$.

En el gráfico 22 se visualiza la síntesis del criterio de evaluación propuesto donde se analizan los costos totales del transporte entre dos intervalos posibles ($t_{2,5}-t_{1,5}$). Se aclara que a los efectos de simplificar los cálculos se ha trabajado con:

- tránsitos medios en el período analizado
- tiempos de actualización medios
- diferencias de costos operativos ($CU_x - CU_{4,2}$) medios en lugar de integrar en forma continua o discretizar mediante sumatorias.

Los beneficios netos (diferencia de costos totales de transporte) se obtienen mediante

$$\bar{B} = CT_2 - CT_1$$

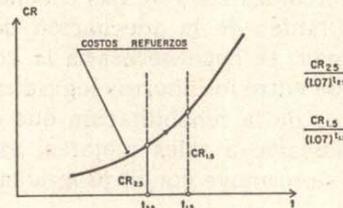
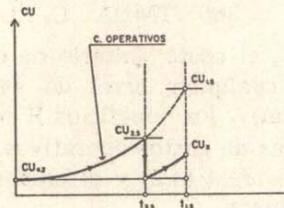
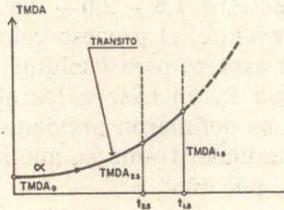
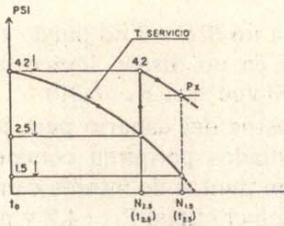
siendo CT_2 y CT_1 los costos totales de transporte entre dos épocas t_2 y t_1 respectivamente.

En la tabla 6 se muestra una salida impresa por computadora para un número de combinaciones posibles.

VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

a) El método de análisis presentado en este trabajo provee un marco general para la evaluación, desde el punto de vista técnico-económico de los momentos, instancias o niveles de calidad en los que debe tomarse la decisión de realizar los refuerzos o rehabilitaciones de los pavimentos flexibles. Se han presentado en términos simples gráficos, criterios, métodos y formas de evaluación, estrechamente vinculados entre sí reuniendo en un marco metodológico un conjunto de conocimientos, generalmente dispersos, que se manejan a diario en la vialidad.

b) La valoración de los costos del



01 COSTO OPERATIVO ENTRE 0 y t_{2,5}

$$C_{0-2,5} = \frac{365 \times 0.5 (TMDA_0 + TMDA_{2,5}) \cdot 1.25 \cdot 0.5 (CU_{2,5} - CU_{4,2})}{(1.07)^{1,5}}$$

b) COSTO OPERATIVO ENTRE t_{2,5} y t_{1,5}

$$C_{2,5-1,5} = \frac{365 \times 0.5 (TMDA_{2,5} + TMDA_{1,5}) \cdot 1.25 \cdot 0.5 (CU_x - CU_{4,2})}{(1.07)^{0.5} (1.25 + 1.15)}$$

c) COSTO OPERATIVO ENTRE 0 y t_{1,5}

$$C_{0-1,5} = \frac{365 \times 0.5 (TMDA_0 + TMDA_{1,5}) \cdot 1.15 \cdot 0.5 (CU_x - CU_{4,2})}{(1.07)^{1,5}}$$

Gráfico 22

usuario juega en este análisis un papel fundamental; pequeñas diferencias entre ellos aplicadas a importantes volúmenes de tránsito pueden distorsionar los resultados de la evaluación, por lo que debe actuarse en forma muy conservativa. En el futuro estos análisis deberán perfeccionarse enriqueciendo la tecnología y permitiendo invertir cuantiosas cifras en forma inteligente y racional.

c) Surge como de primera importancia la adopción de un modelo de deterioro apropiado, ya que existen grandes variaciones entre los actualmente disponibles; esta situación tenderá indudablemente a mejorarse en el futuro.

d) Se aprecia una notable falta de datos estadísticos sobre los costos del

usuario en relación a la velocidad y al nivel de calidad de las calzadas; estudios que se llevan a cabo en este momento en la India y en el Brasil contribuirán sin duda a despejar estas incógnitas. Situaciones de tráfico cercanas a la capacidad (congestión) no son contempladas en los costos del usuario que hoy día pueden calcularse.

e) La tasa de descuento o de actualización tiene una gran incidencia en los costos cuando los períodos que se analizan son de mediano a largo tiempo.

f) Como resultado del estudio queda definitivamente establecido que la época oportuna para realizar la inversión en refuerzos afecta muy significativamente los costos totales para la comunidad: de ellas se desprenden sustanciales ahorros cuando se respetan los tiempos propicios y se evidencian las ventajas de reforzar a niveles de calidad no muy deteriorados.

g) Las leyes y expresiones sugeridas en el trabajo permiten manejar con sencillez el conjunto de variables analizadas, demostrándose que es técnica y económicamente rentable realizar las inversiones en refuerzos y rehabilitaciones cuando los pavimentos no han agotado totalmente su vida de servicio y que dejar transcurrir tiempos adicionales convierte la operación del sistema en antieconómica.

h) Todos estos conceptos avalan la necesidad de establecer políticas o estrategias de mantenimiento apropiadas para la Red Nacional pavimentada so pena de su no recuperación o del insumo de enormes sumas de dinero para retornarla a sus niveles de calidad aconsejables.

i) Las conclusiones sobre optimización en la época del refuerzo, que son las que permiten obtener el mínimo costo total, deben ser respetadas ya que si éstas se cambian el costo total resultante puede ser sensiblemente superior al mínimo encontrado; esto suele ocurrir cuando hay escasez de fon-

dos para invertir en el momento oportuno.

j) En la mayoría de los casos los costos mínimos totales son en alguna medida independientes en las tasas del crecimiento del tránsito, de lo que se deduce que el problema planteado es razonablemente insensible a este parámetro, con lo que no se requiere una precisa estimación del tránsito futuro.

k) Para la mayoría de los casos estudiados el índice de servicio se refleja fuertemente en los costos del usuario; en un gran porcentaje de los casos analizados el costo total del transporte mínimo se obtiene cuando los refuerzos se colocan a niveles terminales del orden de 2,5.

l) Varias conclusiones surgen de los análisis realizados, y del procesamiento del programa, entre ellos:

1. El costo del usuario es mayor para estructuras débiles que para estructuras fuertes.

2. El costo del usuario se incrementa si se retrasa el momento en que se colocan los refuerzos.

3. El costo del usuario es mayor para calzadas con niveles de servicio iniciales bajos que para estructuras lisas y confortables al inicio.

4. Los espesores delgados son preferibles a los gruesos espesores de refuerzo, ya que el costo de operación decrece en conjunto porque aquéllos requieren ser varios a lo largo de la vida del diseño.

5. Para diseños reforzados cuanto mayor es la vida inicial de servicio, menor es el espesor de refuerzo requerido.

6. El sobrediseño o el diseño extremadamente conservador de un pavimento flexible es muy difícil de justificar sobre una base puramente económica si lo que se pretende es reducir los costos futuros de tal diseño.

7. Consideraciones parecidas pueden hacerse en lo que hace a construcción por etapas como forma de minimizar los costos totales, con los conocidos riesgos que ocasionan las molestias al tránsito durante la construcción de las etapas sucesivas (evaluables económicamente) y la eventual no disponibilidad de fondos para construir segundas etapas en los momentos previstos.

Debe recordarse que las conclusiones obtenidas en el presente trabajo resultan válidas para casos cuyos parámetros estén incluidos dentro de la matriz de variancia que se muestra en la tabla y por lo tanto no deben extrapolarse resultados fuera de tales límites.

Por todo lo que antecede se concluye definitivamente que la inversión en rehabilitaciones y refuerzos no es inflacionaria para la economía global o de conjunto y que resulta ampliamente conveniente mantener las redes pavimentadas en estados o niveles de servicio razonables.

BIBLIOGRAFIA

1. Lilli F. J., "Modelo integral para diseño de pavimentos flexibles". 2º Congreso Latinoamericano del Asfalto, 1983.

2. CONSULBAIRES Ingenieros Consultores S.A., "Evaluación Técnico-Económica de la Red Nacional de Calzadas Pavimentadas". Pub. Técnica N° 5, julio 1982.

3. Lilli F. J., "Sistema integral de diseño de pavimentos flexibles - Versión 2". Reunión de C. P. Asfalto, Paraná, 1985.

4. "AASHO Interim Guides for design of pavement structures". Washington, 1974.

5. Scrivner, Moore, McFarland, "A systems approach to the flexible pavement problem". 1968.

6. Kher, Phang, "OPAC, Economic Analysis Elements". PR 201, Ontario, Canadá.

7. The AASHO Road Test, Report 7, HRB, 1962.

8. "Highway Design Model (HDM)". The World Bank, 1979.

9. Roads and Transportation Association of Canada, "Pavement Management Guide". 1977.

10. Fifth International Conference on structural design of asphalt pavements. DELFT, Holanda, 1982.

APENDICE COSTOS DE OPERACION DEL USUARIO

a) Componentes de los costos

Los beneficios que origina una mejora en la calzada pueden otorgar distintas ventajas al usuario: reducción de los gastos directos, reducción de tiempos de viaje, aumento de la seguridad en la operación, mejora en el servicio recibido del vehículo para un costo total fijo, aumento de confort, conveniencia y placer en los viajes, reducción de accidentes. Todos estos factores deben ser expresados monetariamente para lograr una cuantificación de los mismos.

La velocidad de marcha es de fundamental importancia para la determinación de los costos del usuario, ya que sus gastos de funcionamiento varían en función de la misma y el tiempo de viaje resulta inversamente proporcional a la velocidad.

Los costos de operación del usuario dependen: 1) del recorrido del vehículo y 2) del tiempo que transcurre en el viaje.

1. Los costos dependientes del recorrido son aquellos componentes del costo total de operación que resultan del uso efectivo del vehículo; combustibles, lubricantes, cubiertas, y la parte de mantenimiento y depreciación relacionados con el uso y desgaste del vehículo.

Para un automóvil de pasajeros constituye aproximadamente un 30%

de los costos totales, para los primeros 5 años de uso, llegando a un 35% para el total de la vida útil; los otros componentes del costo (patentes, licencias, impuestos, garaje, seguro, interés, etc.), relativamente constantes durante el año, inciden normalmente en un 40% mientras que la depreciación resulta el restante 25-30%.

Para los camiones en operación (transporte de cargas) los costos dependientes del recorrido (incluyendo salarios) constituyen una fracción mucho más importante que para el automóvil: un 60% normalmente, debido a la incidencia de los salarios. La depreciación y otros ítem del costo de tenencia del vehículo alcanzan aquí el 40% remanente.

El consumo de combustibles constituye indudablemente el componente más importante de los analizados y puede calcularse con buena exactitud; no solamente es el de mayor incidencia en el costo, 8-18% del total (entre un 35% y 40% si no se contabiliza el valor del tiempo), sino que es también el más sensible a las variaciones en las condiciones geométricas y de tránsito: al ser el combustible el elemento que produce la energía necesaria para vencer las resistencias que se oponen a la marcha del vehículo, cualquier variación que incremente o disminuya las resistencias (por ejemplo circular en un pavimento en mal estado, etc.) estará directamente relacionada con un incremento o disminución del consumo.

2. Costos del tiempo: tanto para automóviles como para camiones, debe asignársele valor en función del propósito de viaje: trabajo o negocios constituyen un motivo, esparcimiento otro. A ambos aspectos corresponden valores diferentes. En el primer caso el valor monetario para automóviles puede coincidir con el de camiones.

En el presente trabajo se examina solo un aspecto de los beneficios: los ahorros del usuario en función de las mejoras implementadas en los pavimentos, no analizándose beneficios de

tipo indirecto como son los relativos al desarrollo económico en la región de influencia del tramo. Ahorro de tiempo (que puede cuantificarse monetariamente) y reducción de gastos de funcionamiento del vehículo son entonces los componentes primarios del beneficio calculable.

b) Efectos del diseño del camino

Existen 7 factores de diseño o de operación que afectan los costos: perfil altimétrico, alineamiento planimétrico, intersecciones o cruces a nivel, ancho de calzadas y banquetas, longitud del tramo, tránsito y estado de la superficie de la calzada, factores todos ellos que afectan los costos operativos. No se consideran en el presente estudio los primeros seis, ya que son independientes del nivel superficial de la calzada.

La condición superficial del pavimento, que se tratará especialmente porque es el tema básico en este trabajo, afecta fundamentalmente al combustible, lubricantes, cubiertas y mantenimiento.

Todos los aspectos que involucren variaciones en la velocidad de marcha (reducciones o desaceleraciones, con o sin paradas, y nuevas aceleraciones para retomar la marcha uniforme) generan importantes consumos extras de combustible y lubricantes; entre ellos: baches, fisuramientos, ahuellamientos pronunciados, desprendimientos, cortes en la calzada, desvíos por la banquina, etc.

c) Costos operativos reales en función de la condición superficial del pavimento

Su introducción en el análisis de los costos del usuario en forma cuantitativa, merece algunas consideraciones, dado que en la mayoría de los estudios de costos hasta la fecha la condición estructural del pavimento o calzada se ha evaluado en términos muy subjetivos o directamente no ha intervenido en los costos.

En el presente trabajo se ha valori-

zando y cuantificado la condición superficial en base a rangos numéricos de calidad o índices de servicio equivalentes a los originados en el AASHO Road Test.

Es aceptado que una buena superficie de calzada produce un mínimo uso de combustibles, mínimos costos de reparaciones del vehículo, mínima tasa de accidentes, bajo nivel de ruido y máxima eficiencia en el transporte y en el confort de viaje.

Todos los conductores han constatado las ventajas de pasar de una calzada envejecida y en mal estado a una calzada de buen perfil superficial.

En el caso de los pavimentos, los beneficios son a veces difíciles de valorar en términos económicos (disminución de accidentes, desconformismo del usuario frente a un bajo índice de servicio, efectos del ruido, polución sobre el medio ambiente, etc.), pero los más importantes pueden ser medidos razonablemente: disminución del tiempo de viaje y de los costos de operación del vehículo, pérdidas de tiempo y costos operativos extras sobre calzadas en malas condiciones.

La base para el cálculo de los beneficios del usuario es la relación entre la velocidad de circulación, los costos de operación y el nivel de servicio del pavimento. Algunos ejemplos pueden observarse en el gráfico 13 que se muestra en el texto. El índice de servicio, como se ha visto anteriormente, es una medida de la calidad que ofrece el pavimento al usuario en términos de confort al rodamiento, y varía en una escala que se ha fijado entre 0 y 5, en calidad creciente.

Las investigaciones básicas que permiten deducir tales relaciones (McFarland) se realizaron en secciones o tramos que mostraban una combinación particular de tipos de superficies; primero se analizaron insumos para diferentes velocidades uniformes en la condición ideal: pavimento en buen estado, tramo recto y horizontal. Luego se operó en tramos donde los paráme-

tros se mantenían constantes pero variaba uno de ellos, así se determinó el efecto singular que cada nivel de servicio originaba en la velocidad y en el costo. De la misma forma se introdujeron pérdidas de velocidad. O sea que para el cálculo de los costos aplicados a pavimentos rectos y horizontales en flujo libre pero con superficies de rodamiento deterioradas, se utilizan los mismos vehículos adoptados para condiciones ideales y los mismos parámetros de análisis, a excepción de las velocidades operativas.

Las relaciones entre los distintos estados superficiales de las calzadas, el tipo de vehículo y las velocidades medias de marcha se han combinado adecuadamente para reflejar la magnitud de las diferencias de costos experimentados por el usuario en relación a las condiciones ideales (calzadas en perfectas condiciones de rodamiento).

Los factores de corrección que se obtienen ponen en evidencia que el efecto de una carretera en malas condiciones, en lo relativo al gasto o costo de operación, es bastante mayor en el caso de los vehículos pesados que en el de automóviles.

d) Beneficios en función del estado de la calzada

Los beneficios otorgables al pavimento serán aquellos que provendrán de la reducción de costos operativos por mejoras del nivel de servicio, apariencia, condición de resbalamiento, color, características de reflectividad de la luz, etc. En términos generales como el índice de servicio decrece con el transcurso del tiempo, los costos dependientes del tiempo aumentan porque las velocidades de operación disminuyen. Cuando el nivel de servicio se aproxima a un valor final, los costos del usuario aumentan en forma creciente. Cuando se realiza un refuerzo y se rehabilita a nuevo una calzada ocurre lo inverso.

Por ejemplo, a igualdad de factores geométricos y de tránsito, las demo-

ras y pérdidas de velocidad (baches, grandes ondulaciones, cierre de una calzada debido a una repavimentación o mantenimiento, etc.) pueden incrementar los costos sensiblemente, para la fracción del tránsito afectado. Las detenciones cuestan dinero cuando son frecuentes o cuando no siéndolo afectan a elevados valores del tránsito (filas de vehículos). Eliminar entonces las detenciones permitirá efectuar ahorros sustanciales, excesos de combustibles principalmente, y tiempo.

La falta de buenos datos estadísticos para algunos factores del costo operativo de los vehículos es notable en relación con el estado de las calzadas; el procedimiento utilizado en este trabajo ha sido el de aplicar "factores de conversión" o de incremento para cada uno de los componentes del costo operativo en función de la velocidad, que reflejan los cambios según el estado del pavimento.

Si bien existe buena información sobre costos del usuario para distintas

EJEMPLO DE CALCULO

$$\cdot (TMDA)_0 \text{ ambos sentidos} = 1100 \text{ vpd} ; S = 4.5 \text{ (CBR} = 5) ; R = 1.5 ; d = 0,07$$

$$\cdot \alpha = 0.015$$

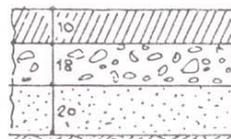
1. Composición del tránsito

		N ejes	F8,2	
automóviles = 75 %	0,75	2	0,022	0,0330
ómnibus = 6 %	0,06	2	0,154	0,0185
camión 1-1 = 3 %	0,03	2	1,320	0,0792
camión 11-12 = 2 %	0,02	5	0,860	0,0860
camión 12-11 = 5 %	0,05	5	1,030	0,2575
camión 111 = 9 %	0,09	3	1,190	0,3213
	1,00			0,7955 (F = 0.80)

2. Número de ejes para un diseño a 10 años

$$N_{10} = 365 \times 0,7955 \times 550 \left[\frac{(1,05)^{10} - 1}{\ln(1,015)} \right] = 1.721980 \text{ ejes} = 1.72 \times 10^6$$

3. Estructura, según metodo AASHO



$$\begin{aligned} \text{CCA:} & 0,17 \times 10 = 1,70 \\ \text{Est. Gran:} & 0,06 \times 18 = 1,08 \\ \text{Suelo cal:} & 0,06 \times 20 = 1,20 \\ & \text{SM} = 3,98 \end{aligned}$$

$$S = 4.5 \text{ (CBR} = 5)$$

4. Verificación por Asphalt Institute

$$T(\text{cm}) = 2.54 \left[-8.50 + 5,53 \lg N \right] \left[\frac{2.5}{\text{CBR}} \right]^{0.4} = 50 \text{ cm de espesor granular equivalente distribuido en:}$$

$$T = 2 \times 10 + 1 \times 18 + 0,75 \times 20 = 53 > 50 \text{ (el diseño satisface el criterio A. Institute).}$$

5. Cálculo de los ejes para PSI = 2.5 y PSI = 1.5

$$N_{2.5} = \frac{10^{0,372(1.5)} (4.98)^{9,3633} (0,6296)^{1,5077}}{10^{0,2023} \times 1,5} = 2.541.320 \text{ ejes}$$

$$N_{1.5} = 5.104.770 \text{ ejes}$$

6. Obtención de los tiempos

$$t_{2.5} = \frac{\ln \left[\frac{N_{2.5}}{F \cdot 365 \times 0,5 TMDA_0} \ln(1+\alpha) + 1 \right]}{\ln(1+\alpha)} = 14.28 \text{ años}$$

$$t_{1.5} = 26.15 \text{ años}$$

características geométricas del camino (Jan de Weille, AASHO, Claffey, Stanford University), fue McFarland (Austin, Texas, 1972) el que primero trató de cuantificar los efectos del estado del pavimento sobre el costo del usuario relacionando velocidad de operación con índice de servicio.

Se señala adicionalmente que para caminos con altos volúmenes de tránsito los costos del usuario motivados por demoras durante los procesos de conservación rutinaria inciden en forma apreciable. En el presente trabajo no se han evaluado, con lo que los beneficios obtenidos resultan razonablemente conservadores.

Todos estos elementos han permitido el ajuste de los costos según el estado de la calzada empleados en el trabajo y calculados para la condición de servicio inferior (pavimentos con el máximo deterioro).

e) Costos operativos básicos de los vehículos

Se realizó el cálculo de los costos de operación de distintos tipos de vehículos con el objeto de cuantificar los beneficios debidos a los ahorros en costos de operación por las mejoras estructurales implementadas. Se consideraron primeramente caminos rectos y horizontales, flujo libre y calzadas en condiciones ideales.

Se procesaron los costos para 4 clase de vehículos, automóviles, ómnibus, camiones livianos y camiones pesados. En el primer caso se adicionó el costo del tiempo de los pasajeros. Se ponderaron 3 modelos de automóviles diferentes (Falcon St, 3.0; Gacel GL y Renault R12 TL).

Los precios unitarios utilizados en el presente estudio son los que se registran en el mercado de la República Argentina al 30 de setiembre de 1986.

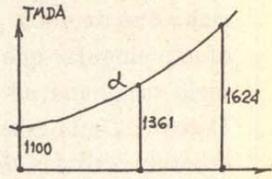
Se puntualiza la circunstancia que en el análisis se ha considerado que tanto las características de los vehículos como la modalidad de operación y los costos unitarios de los insumos utilizados resultan invariables con el tiempo.

EJEMPLO DE CALCULO (continuación)

7. Tránsito (en ambos sentidos)

$$TMNA_{2.5} = 1.100 (1.015)^{14.28} = 1.361 \text{ vpd}$$

$$TMNA_{1.5} = 1.100 (1.015)^{26.15} = 1.624 \text{ vpd}$$



8. Cálculo de los espesores de refuerzo (por Asphalt Institute)

$$k_1 = 0,3 + 0,14 P_2$$

$$k_1 = 0,65 \text{ para } P_2 = 2.5$$

$$k_1 = 0,51 \text{ para } P_2 = 1.5$$

$$k_2 = k_3 = 0.70$$

$$P=2.5 \rightarrow N=2.541.320 \rightarrow T_e=51.82 \text{ cm} \rightarrow T'_e=2 \times 10 \times 0,65 + 0,7 \times 18 + 0,7 \times 20 = 39,6 \text{ cm}$$

$$P=1.5 \rightarrow N=5.104.770 \rightarrow T_e=55.04 \text{ cm} \rightarrow T'_e=2 \times 10 \times 0,51 + 0,7 \times 18 + 0,7 \times 20 = 36,8 \text{ cm}$$

$$T_{2.5} = 51.82 - 39,6 = 12,22 \text{ cm} \rightarrow hr_{2.5} = 12,22/2 = 6,11 \text{ cm}$$

$$T_{1.5} = 55.04 - 36,8 = 18,24 \text{ cm} \rightarrow hr_{1.5} = 18,24/2 = 9,12 \text{ cm}$$

9. Costo actualizado de los refuerzos

$$C_{R,2.5} = \frac{7,30 \times 1.000 \times 0,0611 \times 66 \text{ A/m}^3}{(1,07)^{14,28}} = 11.202 \text{ A/km}$$

$$C_{R,1.5} = \frac{7,30 \times 1.000 \times 0,0912 \times 66 \text{ A/m}^3}{(1,07)^{26,15}} = 7.490 \text{ A/km}$$

10. Costos de los usuarios, actualizado

$$C_{U4,2} = 0,360$$

$$C_{U2,5} = 0,432 \quad F=0,80$$

$$C_{U1,5} = 0,483$$

$$a) \text{ entre } 0 \text{ y } t_{2.5}: C_{U1} = \frac{365 \times 0,5 (1100 + 1361) (14,28) \times 0,5 (0,432 - 0,360)}{(1,07)^{7,14}} = 142431 \text{ A/km}$$

$$b) \text{ entre } 0 \text{ y } t_{1.5}: C_{U2} = \frac{365 \times 0,5 (1100 + 1624) (26,15) \times 0,5 (0,483 - 0,360)}{(1,07)^{13,075}} = 330084 \text{ A/km}$$

11. Obtención de P_x

$$P_x = 4,2 - 2,7 \left[\frac{R \cdot (N_{1.5} - N_{2.5}) \cdot 10^{0,2023}}{10^{0,372} (S-3) (SN+1)^{9,3633}} \right]^{\beta} = 2.49$$

$$C_{UX} = 0.435 \quad (F = 0,80)$$

$$c) \text{ entre } t_{2.5} \text{ y } t_{1.5}: C_{U3} = \frac{365 \times 0,5 (1361 + 1624) (26,15 - 14,28) \times 0,5 (0,435 - 0,36)}{(1,07)^{20,215}} = 61.758 \text{ A/km}$$

12. Costos totales de transporte

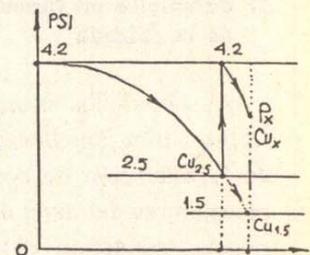
Se comparan ambas situaciones al instante $t_{1.5}$

$$CT_1 = C_{R2.5} + 142431 + 61758 = 215.391 \text{ A/km}$$

$$CT_2 = C_{R1.5} + 330084 = 337.574 \text{ A/km}$$

13. Beneficio Neto por reforzar a $t_{2.5}$

$$\bar{B} = CT_2 - CT_1 = 122.183 \text{ A/km}$$



po. De tal forma los costos operativos dependerán finalmente y en forma exclusiva de las características particulares de cada alternativa de refuerzo estudiada.

Los costos elementales se integran en diversos componentes agrupados en tres clases:

1. Costos dependientes de la distancia recorrida por el vehículo

- Consumo de combustibles
- Consumo de lubricantes

- Consumo de cubiertas y cámaras
- Lavado y engrase
- Mantenimiento
- 2/3 de la amortización

2. Costos que dependen del transcurso del tiempo

- 1/3 de la amortización
- Intereses
- Seguros
- Impuestos y patentes

- Salarios

- Gastos generales

3. Costos que dependen del tiempo personal

Se adoptó un vehículo ponderado como prototipo para el rubro automóviles, en tanto que para ómnibus se adoptó el Mercedes Benz 0-140-Lu 555 Standard, para camión liviano el Ford 600 D y como camión pesado el Mercedes Benz 1114-48, con acoplado.

De una síntesis de censos de origen y destino representativos para amplias zonas de nuestro país surgieron también las características generales que resultan de aplicación en el cálculo, por cada categoría:

- Elección del vehículo tipo (marca, modelo)
- Edad media del parque (años)
- Percentil 80 de las edades acumuladas (años)
- Ocupación media de los vehículos (personas por unidad)

- Motivos que dan origen a los viajes (trabajos, negocios, otros)
- Velocidades de operación (km/hora)
- Recorrido anual (km/año)
- Kilometrajes totales para la vida útil
- Valores de la hora-viaje por motivo

Los valores de consumo de combustibles, lubricantes, cubiertas y cámaras se obtuvieron de gráficos y tablas de publicaciones especializadas en estos temas.

Los ítems de lavado, engrase y mantenimiento se calcularon en base a consultas y encuestas realizadas.

El costo de depreciación se obtuvo tomando un valor medio anual en función de los valores nuevo y residual del vehículo.

En el cálculo de intereses de capital en vehículos se utilizó una tasa anual apropiada.

Los costos de los seguros, impuestos, patentes y gastos generales se obtuvieron en base a encuestas a empre-

sas privadas y/o estatales.

Podría haberse contabilizado el valor del ahorro del tiempo en los vehículos comerciales ya que los costos fijos por viaje, seguros, parte de gastos generales, etc., disminuyen a medida que aumenta la cantidad de viajes por unidad de tiempo. Sin embargo, en los valores finales solo se han computado los valores del tiempo del conductor y del acompañante.

Además, en el costo de operación de los vehículos pesados no se han incluido los rubros correspondientes a costos de carga y descarga de las mercaderías transportadas, que por otro lado no resultan directamente afectados por la mejora de la calzada. No se han tomado en cuenta tampoco los costos relacionados con paradas o interrupciones del tránsito, con lo que los beneficios que resultan pueden considerarse razonablemente subvaluados o conservadores.

Los costos operativos así definidos se resumen en tablas diferenciales de **costos financieros** para cada tipo de vehículo y desagregados por ítem tal como se observa en la Tabla de Costos Operativos Unitarios (ver texto).

ESTRUCTURA		TRANSITO		EJES EQUIV		TIEMPOS		TMDA (ambos)		A.A.S.H.O.		ASPHALT		INSTITUTE		PROMEDIOS		COSTOS REFUER.		COSTOS		BENEF.								
SM	S	CR	R	TMDA	ALFA	F	M2.5	N1.5	L2.5	L1.5	TMDA25	TMDA15	HR2.5	HR1.5	T2.5	T1.5	T'2.5	T'1.5	h2.5	h1.5	HR2.5	HR1.5	CR2.5	CR1.5	Px	C0x	CT1	CT2	B	
2.00	3.00	2.40	0.50	700	.01	0.30	32E54	36B26	0.85	0.96	706	707	3.88	5.65	42.54	43.25	28.50	22.49	7.02	10.38	5.45	8.01	25529	37285	4.20	34.72	32908	32213	19255	
3.50	4.50	5.00	1.60	1500	.025	0.80	1.72E6	2.96E6	7.16	11.68	1790	2001	6.79	9.88	50.00	52.53	33.50	27.32	8.25	12.61	7.52	11.24	23304	25351	2.90	40.66	179063	342019	162355	
6.00	6.00	10.00	1.50	3000	.05	1.30	1.58E8	4.47E8	46.26	66.14	36314	95769	11.65	16.94	53.74	57.39	36.01	29.84	8.87	13.77	10.26	15.36	2226	808	1.98	47.74	2.91E6	7.89E6	4.92E6	
3.70	4.00	4.00	1.60	1650	.025	1.30	1.57E6	2.90E6	3.85	6.81	1814	1952	7.18	10.45	54.23	57.33	36.34	29.81	8.95	13.76	8.07	12.10	30894	37903	2.70	43.39	141769	226522	114763	
3.90	3.00	2.40	1.50	3300	.015	0.80	618533	1.21E6	1.27	2.47	3363	3424	7.57	11.01	60.74	64.92	40.70	33.76	10.02	15.58	8.60	13.30	40055	55824	2.54	42.82	136107	221673	95266	
2.80	3.00	2.40	0.50	950	.05	0.80	245954	336835	1.70	2.30	1032	1063	3.42	5.44	7.91	55.02	56.97	36.86	29.63	9.08	13.67	7.26	10.79	32108	45856	3.81	36.61	52983	94996	42013
5.20	3.00	2.40	1.00	3700	.04	1.30	6.34E6	1.65E7	6.36	14.07	4749	6425	10.09	14.68	75.17	81.10	50.37	42.17	12.40	19.46	11.25	17.07	36308	32708	2.07	47.22	670063	1.02E6	358112	
2.20	6.00	10.00	1.50	1100	.024	0.80	328211	391391	2.00	2.37	1153	1164	4.46	6.49	32.10	32.72	21.51	17.01	5.30	7.85	4.88	7.17	21168	30334	4.18	36.10	48059	87245	39186	
2.00	5.00	6.00	1.00	3400	.02	0.30	91110	102124	0.49	0.55	3433	3437	3.88	5.65	33.87	34.36	22.69	17.87	5.59	8.25	4.74	6.95	22745	33224	4.20	34.72	43716	75209	31492	
3.50	6.00	10.00	1.50	2100	.02	1.30	4.13E6	7.14E6	7.68	12.62	2445	2696	6.79	9.88	40.98	42.89	27.45	22.30	6.76	10.29	6.78	10.09	20011	21324	2.90	42.26	236229	464578	228250	
3.50	6.00	10.00	1.50	2100	.02	0.80	4.13E6	7.14E6	11.95	19.16	2660	3089	6.79	9.88	40.98	42.89	27.45	22.30	6.76	10.29	6.78	10.09	14993	13702	2.90	40.66	316011	609158	291147	
3.50	6.00	10.00	1.50	3800	.02	1.30	4.13E6	7.14E6	4.39	7.36	4145	4396	6.79	9.88	40.98	42.89	27.45	22.30	6.76	10.29	6.78	10.09	25003	30438	2.90	42.26	277504	559210	280706	
3.50	6.00	10.00	1.50	3800	.02	0.80	4.13E6	7.14E6	6.95	11.47	4360	4769	6.79	9.88	40.98	42.89	27.45	22.30	6.76	10.29	6.78	10.09	21026	22052	2.90	40.66	400665	789532	389466	
3.50	6.00	10.00	1.50	3800	.02	0.30	4.13E6	7.14E6	16.75	26.19	5295	6383	6.79	9.88	40.98	42.89	27.45	22.30	6.76	10.29	6.78	10.09	10833	8512	2.90	39.31	672545	1.27E6	596256	
3.00	6.00	10.00	1.50	2100	.02	1.30	1.62E6	3.37E6	3.16	4.55	2235	2298	5.82	8.47	37.70	39.03	25.26	20.29	6.22	9.37	6.02	8.92	24145	32548	3.54	39.19	105448	225000	119553	
2.80	6.00	10.00	1.50	2100	.02	1.30	1.07E6	1.47E6	2.10	2.86	2189	2222	5.44	7.91	36.24	37.35	24.28	19.42	5.98	8.96	5.71	8.43	24573	34500	3.81	38.38	77461	160492	83031	
2.80	6.00	10.00	1.50	2100	.02	1.30	685388	883967	1.36	1.74	2157	2174	5.05	7.34	34.68	35.57	23.24	18.50	5.72	8.54	5.38	7.94	24384	35025	4.02	38.00	58421	113878	55457	
2.40	6.00	10.00	1.50	2100	.02	1.30	423600	517613	0.84	1.03	2135	2143	4.66	6.78	32.99	33.70	22.11	17.52	5.44	8.09	5.05	7.43	23685	34412	4.15	37.90	45006	81714	36703	
2.40	6.00	10.00	1.50	2100	.02	0.80	423600	517613	1.36	1.66	2157	2170	4.66	6.78	32.99	33.70	22.11	17.52	5.44	8.09	5.05	7.43	22866	32971	4.15	36.11	58330	110049	51719	
2.40	6.00	10.00	1.50	2100	.02	0.30	423600	517613	3.56	4.31	2253	2287	4.66	6.78	32.99	33.70	22.11	17.52	5.44	8.09	5.05	7.43	19713	27556	4.15	34.73	107663	214960	107297	
2.80	4.00	4.00	1.00	1850	.04	0.80	289617	396632	1.05	1.43	1928	1957	5.44	7.91	45.68	47.27	30.61	24.58	7.54	11.34	6.49	9.63	29989	43380	3.81	36.61	55124	102920	47795	
2.00	3.00	2.40	0.50	800	.02	1.30	32954	36826	0.17	0.19	803	803	3.88	5.65	42.54	43.25	28.50	22.49	7.02	10.38	5.45	8.01	26743	39260	4.20	37.89	28434	42722	14288	
3.50	3.00	2.40	1.50	1500	.015	0.80	316259	546806	1.43	2.45	1532	1556	6.79	9.88	56.58	59.98	37.91	31.19	9.34	14.39	8.07	12.14	36345	51045	2.90	40.66	74311	130322	56010	
4.25	6.00	10.00	0.50	2600	.02	0.80	4.20E7	9.07E7	58.58	88.19	8293	14907	8.25	12.00	49.10	51.80	32.90	26.94	8.10	12.43	8.18	12.22	771	155	2.34	44.09	598441	698904	300263	
5.10	6.00	10.00	0.50	3000	.03	1.30	1.44E8	3.70E8	65.81	94.55	20988	49078	9.90	14.40	53.43	56.72	35.80	29.50	8.82	13.61	9.36	14.01	541	116	2.08	47.12	1.12E6	2.26E6	1.13E6	
2.00	3.00	2.40	1.00	750	.05	0.30	16427	18413	0.40	0.44	765	766	3.88	5.65	38.24	38.95	25.62	20.25	6.31	9.35	5.10	7.50	24628	36117	4.20	34.72	28421	43712	15291	
2.40	4.50	5.00	1.00	1000	.04	1.30	351263	429662	1.44	1.75	1058	1071	4.66	6.78	42.68	43.60	28.59	22.67	7.04	10.46	5.85	8.62	26343	36015	4.15	37.90	43691	76347	32656	
6.00	3.00	2.40	1.00	3500	.02	0.80	1.82E7	5.14E7	26.90	55.31	5963	10466	11.65	16.94	81.70	88.14	54.74	45.83	13.48	21.15	12.56	19.05	10102	2241	1.98	46.28	934274	1.37E6	435196	
3.50	4.50	5.00	0.50	1500	.01	0.80	3.43E6	5.93E6	14.56	23.97	1734	1904	6.79	9.88	53.21	55.74	35.65	28.98	8.78	13.38	7.79	11.63	14437	11403	2.90	40.66	237269	428375	191017	
3.50	6.00	10.00	1.00	1500	.01	0.80	6.20E6	1.07E7	24.94	39.86	1922	2230	6.79	9.88	42.40	44.31	28.41	23.04	7.00	10.64	6.89	10.26	6333	3434	2.90	40.66	270045	447303	177258	
3.15	3.00	2.40	1.00	1650	.05	0.30	250210	384299	2.69	3.87	1873	1992	6.11	8.89	55.13	57.79	36.94	30.05	9.10	13.87	7.61	11.38	31668	43497	3.33	37.00	93529	185087	91548	
4.50	4.50	5.00	1.00	3100	.02	1.30	9.80E6	2.30E7	11.83	24.32	3918	5017	8.93	12.99	58.06	62.00	38.90	32.24	9.58	14.88	9.25	13.93	20639	13348	2.20	46.41	617673	986548	358974	
2.10	3.00	2.40	1.00	900	.03	0.80	21916	25030	0.17	0.19	994	995	4.08	5.93	40.03	40.85	26.82	21.24	6.60	9.80	5.34	7.87	26214	38554	4.20	36.09	28124	42471	14347	
3.50	3.00	2.40																												

Criterios generales para el mantenimiento de puentes

Por el Ing. ROBERTO A. MAGLIE *

Texto guía de la exposición realizada el día 28 de octubre de 1986 en el Seminario de Inspección y Evaluación de Puentes Existentes, llevado a cabo en la ciudad de Rosario entre el 27 y 31 de octubre, organizado por el Instituto de Mecánica Aplicada y Estructuras (IMAE) de la Universidad Nacional de Rosario y el Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, España.

CONTENIDO

1. Objeto de la exposición.
2. El mantenimiento de las obras de arte.
3. Perfil de la tarea de conservación.
4. Qué trata de resguardar el mantenimiento.
5. La cuestión económica.
6. ¿Cuándo comienza la tarea de mantenimiento? (La relación proyectista-constructor y la calidad de la obra).
7. La duración de las obras y la seguridad.
8. Los factores degradantes.
9. La inspección para el mantenimiento. La vigilancia.
10. El catastro y la documentación del mantenimiento.
11. Fallas y defectos. Grados de deterioro. Accidentes. Una nueva disciplina.

1. OBJETO DE LA EXPOSICION.

Dado el reducido tiempo con que se cuenta para esta exposición, debo aclarar que me voy a referir a una parte de lo que se puede entender como Criterios Generales; se ha dado, entonces, prioridad a aquellos temas que merecen una reflexión en base a las

particularidades y estado histórico de nuestro medio.

Por razones de simplificación debe entenderse cuando se habla de mantenimiento, otras tareas involucradas más allá del concepto estricto del término, es decir, que se incluyen bajo esta denominación acciones de rehabilitación, reparación, transformaciones, etc., cuyo objeto es **mantener la estructura en servicio**.

Esta ampliación enriquece el tema y posibilita una trama de reflexiones sobre las que se debe volver permanentemente; al respecto cabe decir que alguno de los temas que aquí se comentan ya han sido tratados parcialmente en otra exposición; pero, estimo, se debe insistir sobre ellos hasta que se concreten, algunos, o hasta que otros formen parte del razonamiento o mecánica habitual del modo de pensar esta disciplina.

2. EL MANTENIMIENTO DE LAS OBRAS DE ARTE

Conservar una obra consiste en asegurar que la misma permanezca en estado de servicio.

Para definir de algún modo las acciones que tienden a garantizar esta permanencia en servicio, podríamos postular que se agrupan en tres categorías:

- Las acciones de **mantenimiento**
- Las acciones de **reparación, restauración y consolidación**
- Las acciones de **transformación**, que incluyen refuerzos, sustituciones y ensanchamientos

Completando las acciones a desarrollar luego de terminado el puente, podría formularse una cuarta categoría, la de los **salvatajes**, es decir, aquellas acciones a realizar en situaciones forzadas por alguna catástrofe o por un imprevisto y/o extraordinario fenómeno, que obliga al despliegue acelerado de medios y recursos, algunos de excepción.

Dado el breve tiempo con que se cuenta, dicho tema, el de los salvatajes, no se va a tocar aquí.

En relación a la clasificación que se expone a continuación, cabe decir que la misma presupone, inevitablemente, cierta arbitrariedad; el ordenamiento aludido no escapa a esta regla. Algunas de las acciones de mantenimiento, por ejemplo, podrían ser consideradas como de restauración; y algunas sustituciones no implican transformaciones, para establecer un hilo conductor, la clave de la clasificación debe buscarse en la complejidad creciente que toma el estudio previo y el riesgo estructural asumido.

• Son tareas atinentes al **mantenimiento** la reposición de escolleros, obras de defensa en márgenes, limpieza y reacondicionamiento de lechos de ríos, tratamientos anticorrosivos superficiales, mantenimiento y reposición de instalaciones contra la corrosión, como las de protección catódica, reparaciones superficiales de hormigón, eliminación de camalotes, etc.

Estas acciones realizadas correctamente no implican la posibilidad de un cambio que afecte estructuralmente a las obras de arte.

• Las acciones de **reparación, restauración y consolidación** exigen un análisis, en general, de mayor profundidad que las anteriores, y necesitan la definición de un diagnóstico y un pronóstico, estimando las causas principales de perturbación. Cualquier intervención de este tipo entraña riesgo para la estructura: gatos incorrectamente aplicados pueden destruir partes vitales del puente; inyecciones con exceso de presión o mal dirigidas pueden dañar a las estructuras o a las fundaciones.

La eficacia de estas acciones debe ser controlada durante las tareas —a veces no debería dudarse en instrumentar sensores, por ejemplo— y realizar inspecciones periódicas tantas

* De la Dirección Nacional de Vialidad, Departamento de Puentes.

veces como haga falta.

Involucran a esta categoría de acciones tareas tales como agregación de tensores de pretensión en obras deformadas; anclajes metálicos en estructuras seriamente agrietadas; reemplazo de armaduras, refuerzos de envidados; inyecciones de consolidación en terrenos de fundación, etc.

• Las acciones de **transformación—refuerzos, sustituciones y ensanchamientos—** exigen atención extrema, pues pueden generar redistribución de tensiones, y los proyectos originales que se utilizan como punto de partida—cuando se cuenta con ellos— deben ser analizados con ojos críticos, pues pueden contener inexactitudes relevantes o enfoques hoy perfeccionados.

Por otro lado, la investigación sobre la estructura in situ no suele aportar la información suficiente para mostrar adecuadamente la imagen de la reserva de resistencia de la obra, necesaria para actuar a posteriori.

Trabajos de **transformación** incluyen tareas tales como modificación de las fundaciones; cambios de y en tableros; recambios de cables en puentes atirantados o colgantes; ensanches de secciones originales con acople de vigas continuas, etc.

3. PERFIL DE LA TAREA DE CONSERVACION

Contrariamente a lo que se podría suponer a través de una visión superficial de la tarea, el mantenimiento, las rehabilitaciones y las transformaciones constituyen un arte difícil— conservar un puente en servicio no es solamente engrasar los antiguos apoyos móviles—, pues, ante una estructura con una falla o una tendencia nociva, deben conciliarse apreciaciones intuitivas dictadas por la experiencia, con una amplia gama de conocimientos de mecánica estructural—y otras variadas ramas de la ingeniería—; deben conocerse cuáles fueron las técnicas, los conceptos, las líneas de razonamiento aplicados a las estructuras antiguas, materializadas por distintas generaciones.

Para aclararnos las dudas—o para ahondarlas— conviene meditar una frase del profesor Torroja expuesta en su "Razón de ser": "El nacimiento de un conjunto estructural, resultado de un proceso creador y fusión de técnica con arte, de ingenio con estudio,

de imaginación con sensibilidad, escapa al puro dominio de la lógica, para entrar en las secretas fronteras de la inspiración".

De varios de esos conjuntos estructurales de creador a veces desconocido, de una época parcialmente conocida, más de una vez tenemos que decidir, bastante rápidamente, con los medios a nuestro alcance, y a pesar de disfuncionamientos palpables, si pasan o no pasan los camiones cargados con elementos perecederos, los micro-ómnibus con pasaje que incluye niños y ancianos, que estaban esperando—a veces dos o tres días— frente al puente, esperando la llegada del experto, del que aguardan sin dudar que va a liberar el tránsito, en un repentino acto de omnipotencia administrativa.

Más allá de la técnica, estos pormenores suelen definir también el perfil de la tarea.

4. QUE TRATA DE RESGUARDAR EL MANTENIMIENTO

La primera justificación del mantenimiento es garantizar un paso seguro a los usuarios del camino, junto a la protección del capital invertido, con un mínimo de costo operacional e interferencias y facilitando un tránsito fluido.

Existen además otras razones que provienen de consideraciones legales, sociales y políticas, tales como las emergentes de las responsabilidades administrativas, del temor a verse expuesto a una publicidad desfavorable o a políticas de agitación que pueden manipularse, de pérdidas de las rentas públicas, y del deterioro de la reputación o el prestigio profesional y nacional.

Los colapsos catastróficos de puentes en servicio que derivan en muertes son afortunadamente raros—en términos relativos (agrupados producen una sensación de sorpresa, dudas e impotencia, en principio movilizadoras)—, pero aún en los casos en que no ocurren desgracias personales el público está mal dispuesto a aceptar que tarantaba por obras que encerraban riesgo de colapso.

El mantenimiento aspira a proporcionar, entonces, gracias a **inspecciones y vigilancia metódica**, una garantía contra imprevistos y evoluciones estructurales desfavorables para darle

al público la seguridad y confianza a la que aspira, acotando en límites racionales la tasa de riesgo común a todas las obras del hombre.

5. LA CUESTION ECONOMICA

Sabemos que todas las obras envejecen y se degradan con el paso del tiempo, aún aquellas ejecutadas con los máximos recaudos técnicos y la mejor calidad. Cuando una obra se abandona a su suerte aumentan las posibilidades de accidentes, de disfuncionamientos irreversibles y expectativas de ruina total.

Desde el punto de vista económico es muchísimo más ventajoso conservar regularmente los puentes. Si las degradaciones—conocidas o desconocidas— se dejan crecer hasta que la seguridad se vea comprometida, el gasto de las reparaciones suele crecer en proporción geométrica, y si se llega al caso de la demolición del puente—lo que necesariamente implica la construcción de otro— el despropósito económico es patente, en comparación con los gastos que inicialmente hubieran demandado la inspección y el mantenimiento.

Fisuraciones de más de 0,2 mm no detectadas a tiempo y el paso del agua pueden provocar corrosiones en el acero que significan, cuando el daño es irreversible, gastos 10, 20 o 50 veces mayores que el simple sellado a tiempo de las fisuras. A veces la dimensión del problema puede ser más dramática; como ejemplo considérese la protección de tableros metálicos en grandes puentes, como el caso del Complejo Zárate - Brazo Largo, donde la cuestión no se circunscribe solamente al aspecto económico; involucra a una cuestión geopolítica, pues obras como esas están integradas a zonas interconectadas e interdependientes con otros países.

En otro orden de cosas, entendemos que la confrontación de parámetros económicos con países europeos, EE.UU. y algunos del continente africano es útil no solo como marco referencial, sino para aumentar el grado de conciencia de la necesidad de la tarea, aunque, no obstante, debe puntualizarse que desde un punto de vista comparativo no es fácil establecer un correlato con los gastos de inspección y mantenimiento de puentes de estos países, dado que los mismos sue-

(Continúa en página 28)

INFORMACIONES DE VIALIDAD NACIONAL

ABRIL - JUNIO DE 1987

OBRAS A LICITAR DESDE EL 1° DE JULIO AL 31 DE DICIEMBRE DE 1987

Provincia	Ruta	Tramo	Sección MES: JULIO	Long. km.	Tipo de obra	Pres. est. mill. de \$
BUENOS AIRES	288	Necochea - Energía	Km. 31 - Km. 54	23,0	Bacheo - Carpeta concreto asfáltico	3,1
CORDOBA	35	Emp. Ruta 7 - Emp. Ruta 8	A° El Gato - Emp. R. 8	38,4	Alcantarillas - Bases - Carp concreto asfáltico	7,0
JUJUY	9	León - Molle Punco	Barcena - Volcán	0,0	Puente sobre F.C. Gral. Belgrano . .	3,1
LA RIOJA	40	Nonogasta - Chilecito (nueva traza)		14,0	Obra básica - Base - Tratam. doble .	3,9
SALTA	16	El Bordo - Emp. Ruta 34		16,0	Obras faltantes .	4,3
SANTA CRUZ	40	Ruta comp. "0" - H. El Cerrito R. comp. "0" - Km. 32		32,0	Obra básica - Base - Tratam. doble - Constr. puente . .	10,9
SANTA CRUZ	40	Ruta comp. "0" - H. El Cerrito Km. 32 - H. El Cerrito		31,0	Obra básica - Base - Tratam. doble .	9,0
MES: AGOSTO						
ENTRE RIOS	127	Villa Federal - Miñones		25,0	Obra básica - Base - Carpeta concreto asfáltico	6,6
MENDOZA	0	Acceso a Destilería YPF desde Ruta Nac. 40		16,0	Obra básica - Base - Carpeta concreto asfáltico - Distribuidor - Puente	7,6
NEUQUEN	234	Pichi Traful - Emp. Ruta 231		0,0	Construc. puente s/Río Ruca Malén	4,3
NEUQUEN	237	Confl. Traful - Río Limay	Km. 1578 - Km. 1600	22,0	Terrapl. - Base anticong. - Carpeta banq. - Alcantar.	5,5
NEUQUEN	237	Confl. Traful - Río Limay	Km. 1600 - Km. 1626	26,2	Terrapl. - Base anticong. - Carpeta banq. - Alcantar.	5,5
SALTA	16	El Quebrachal - Cnel. Olleros		37,0	Obra básica - Base estabilizada - Tratamiento doble . .	9,7
T. DEL FUEGO	3	Fin Tr. Exper. Est. Viamonte - R. Ewans (S)		30,0	Mejoram. - Obra básica - Base est. - Tratam. doble . .	12,5
T. DEL FUEGO	3	Río Ewans (S) - Laguna Khami		33,8	Obra básica - Base estabilizada - Tratamiento doble . .	8,6
T. DEL FUEGO	3	Emp. Ruta comp. "I" (San Sebastián) - Est. La Sara		25,0	Obra básica - Base - Tratam. doble . .	10,7
T. DEL FUEGO	3	Est. La Sara - Cabo Santo Domingo		37,0	Obra básica - Base - Trat. dob. y pte.	8,4
TUCUMAN	157	Lte. con Santiago del Estero - Monteagudo		46,0	Mejor. - Ensanche - Obra bás. - Ref. - Ens. pavimento .	13,1

Provincia	Ruta	Tramo	Sección	Long. km.	Tipo de obra	Pres. est. mill. de \$
MES: SETIEMBRE						
ENTRE RIOS	127	Miñones - La Hierra		33,0	Obra básica - Base - Carp. concr. asf.	9,1
LA PAMPA	143	Chacharramendi - Sta. Isabel (nueva traza)		3,0	Construc. puentes y accesos	6,0
MENDOZA	146	Mte. Comán - Las Horquetas	Sección III	35,0	Obra básica - Base est. - Trat. doble .	8,0
MISIONES	12	Puerto Rico - Montecarlo		47,0	Trocha adicional subida	11,7
RIO NEGRO	23	Pilcaniyeu - Emp. Ruta 237	Pilcaniyeu - R. Leufú	20,0	Obra básica - Base Carp. concr. asf. - Puente - Accesos	11,7
RIO NEGRO	23	Pilcaniyeu - Emp. Ruta 237	R.P. Leufú-Emp. R. 237	34,0	Obra básica - Base - Carp. concr. asf.	16,2
SANTA FE	178	Lte. c/Bs. Aires - Emp. R. 33	Km. 48 - Km. 88	40,0	Ensanche - Mejor. - Obra bás. - Ref. ensanche pavim. .	11,9
SANTA FE	A009	Emp. Ruta 11 - Pto. Reconquista		0,0	Construc. puente s/A° San Javier .	2,0
MES: OCTUBRE						
CHACO	89	Gral. Pinedo - Lte. con Santiago del Estero		48,0	Mejor. - Obra bás. Base estabilizada - Tratam. doble . .	7,6
SAN LUIS	7	Villa Mercedes - San Luis	Fraga - San Luis	20,0	Trocha adicional subida	4,7
S. DEL ESTERO	64	Emp. R. 9 - Santa Catalina	Km. 46 - Km. 71	25,0	Alcant. - Banquin. - Ref. base - Carp. concreto asfáltico	4,7
MES: NOVIEMBRE						
BUENOS AIRES	33	Bahía Blanca - Tornquist	Sección I	35,0	Ref. y ensan. obra básica - Ref. base - Carp. concr. asf.	10,7
BUENOS AIRES	33	Bahía Blanca - Tornquist	Sección II	35,0	Ref. y ensan. obra básica - Ref. base - Carp. concr. asf.	10,7
CATAMARCA	38	La Merced - R. Punco	La Viña - R. Punco	5,0	Obra básica - Base estabil. - Tratam. doble - Puentes .	6,8
CORRIENTES	12	Itá Ibaté - Ituzaingó	Km. 1258 - Km. 1295	37,0	Mejor. obr. básica - Repav. carpeta concreto asfáltico	10,1
SAN LUIS	8	Lte. Córdoba - Villa Mercedes		35,0	Mejoram. - Ensan. obra básica - Base y pavim. flexible	9,5
MES: DICIEMBRE						
CATAMARCA	40	Cerro Negro - Londres		0,0	Construc. puente y accesos	1,2
CORRIENTES	12	Itá Ibaté - Ituzaingó	Km. 1221 - Km. 1258	37,0	Mejor. obr. básica - Repav. carpeta concreto asfáltico	10,1
S. DEL ESTERO	34	Herrera - Lugones	Km. 581 - Km. 613	32,0	Ensanche y mejor. obra bás. - Alcant. - Carp. concr. asf.	10,5

(Viene de página 25)

len estar integrados con los costos de los caminos. Tampoco las relaciones costos anuales de inspección vs. costos anuales de construcción y costos anuales de mantenimiento vs. costos de construcción son para nosotros de gran relevancia, por la particular situación de las obras en cada país, dada la **calidad de control** distinta, los métodos constructivos aplicados, los distintos volúmenes de obra construida, el porcentaje y material de las grandes obras y fundamentalmente porque **es necesario conocer desde cuándo cada país está desarrollando prácticas sistemáticas e idóneas de vigilancia y mantenimiento**, en razón de que en los primeros años de control se incrementan los gastos de mantenimiento y rehabilitaciones por la simple razón de que se descubren más fallas y necesidades; en años posteriores, si acontece una mayor eficacia en las inspecciones, un mayor diálogo con proyectistas y constructores, sustentado por la enseñanza de observaciones directas, redundan en mejores obras, lo que, sumado a las observaciones en tiempo adecuado, disminuye los gastos de mantenimiento y los gastos de reconstrucciones.

Lo antedicho deja abierta la inquietud en cuanto a la necesidad de llevar un control sistematizado de los costos anuales de conservación y mantenimiento y efectuar comparaciones relativas, teniendo en cuenta, sin embargo, las distintas particularidades y alternativas señaladas.

6. ¿CUANDO COMIENZA LA TAREA DE MANTENIMIENTO?

(La relación proyectista-constructor y la calidad de las obras)

Una vez terminado el puente, las organizaciones de conservación y mantenimiento **heredan** una estructura que debe mantenerse en condiciones de servicio a través de toda su vida útil.

Pero ya han ocurrido una serie de eventos que la han marcado, **condicionado** para siempre. Puede haber sido diseñada y construida adecuadamente. O no.

Gran cantidad de puentes, siendo apropiados en principio para las cargas que soportan y realizadas acorde a las reglamentaciones, plantean problemas de conservación durante toda su vida útil.

Acontece que subsisten métodos de proyecto y detalles constructivos inadecuados o mal empleados, a los que se recurre repetidamente, involuntariamente, no percibiéndose las dificultades que originan. Otras veces, la persistencia de determinados recursos obedece a que no se considera prioritaria la cuestión del mantenimiento, al que se lo visualiza como un hecho muy posterior y alejado. Y otras veces porque cada proyectista tiene su óptica y sus preferencias, lo que, desde un punto de vista muy general, es válido.

Pero no deberían existir dudas de que si se estudiaran y exigieran **normas** —sin que esto implique que todo puede ser normado— que incluyan directivas y procedimientos precisos que concilien proyecto, construcción y mantenimiento se evitarían muchas fallas y se ahorrarían costos finales.

Quiere decir que la cuestión del mantenimiento comienza en el momento de cristalización de detalles de proyecto. Y es en este momento cuando también se perfila la **futura calidad** de la obra.

El problema global de la **calidad** de un puente, **antes de ser entregado a los servicios de conservación**, puede ser concebido en tres niveles

- la calidad de la concepción
- la calidad de los materiales
- la calidad de la ejecución

A posteriori también influirá la calidad del mantenimiento y la calidad de las reparaciones, las que deberán estar a la altura de la calidad inicial de la obra, puesto que a veces sucede que defectuosos trabajos de conservación —en las calzadas, por ejemplo— deterioran progresivamente los tableros.

Por el contrario, si la calidad inicial es mediocre, el mantenimiento no la puede transformar en excelente.

Algunos recaudos para tratar de garantizar esta calidad antecitada, que tienen estrecha relación con la **durabilidad** de la estructura, han sido detallados en otra exposición publicada oportunamente en la Revista Carreteras, por lo que no voy a citarlas en esta oportunidad por razones de brevedad. *

* La referencia alude a la publicación titulada "Características y problemática del mantenimiento y reacondicionamiento de puentes". Revista Carreteras N° 114, Enero-Marzo 1985.

Existe otro factor muy importante que influye en la calidad final de la estructura y que gravita en muchos casos sobre el mantenimiento: es la **relación que existe entre el diseño de una obra y los métodos constructivos** utilizados para la ejecución de la misma, tema que fuera objeto de una muy instructiva disertación del ingeniero Wolfgang Langbehn en el Curso de Actualización para Ingenieros, que sobre el tema Puentes se realizó en Vaquerías, Córdoba, en 1984. Dice el ingeniero Langbehn que "no tiene sentido desentenderse de los métodos constructivos en la etapa de proyecto, porque la conveniencia de una solución está íntimamente ligada al costo de la misma y solamente pueden realizarse a bajo costo aquellas soluciones para las cuales existe un método constructivo económico". Agrega: "Pero también la calidad técnica de una obra depende de la **facilidad de ejecución**, o sea de la posibilidad de aplicar un método constructivo seguro, sencillo y realizable, con recursos disponibles en el lugar".

Adherimos totalmente a estos conceptos; y de la profusa serie de consejos y ejemplos tomamos algunos que, aparte de la relación entre diseño y métodos constructivos, muestran clara correspondencia con el mantenimiento.

— Respecto al tema de la socavación, que últimamente nos ha fustigado severamente, dice: "Los pilotes premoldeados hincados constituían antes una solución utilizada con frecuencia. Hoy el proyectista debe cerciorarse cuidadosamente si existe todavía piloteras adecuadas en la zona de emplazamiento del puente antes de preverlo en su diseño. Además, debe tenerse en cuenta que es difícil entrar con estos pilotes en arenas compactas, lo que puede ser importante en caso de requerirse seguridad contra erosión mediante una determinada ficha de pilote".

— Otro tema que es interesante puntualizar es el referido a la previsión de armadura adicional en las zonas en donde el método constructivo pueda exigir gatos hidráulicos. El diseñador, dice, debe facilitar la posibilidad de aplicar gatos, especialmente en correspondencia con los apoyos, en donde los costos de reparación y/o mantenimiento pueden a veces ser in-

gentes, si no se toman estas previsiones en la etapa de diseño.

A esta altura del tema creo que queda claro que la cuestión del mantenimiento, por su notoria relación con el diseño, los métodos constructivos y los componentes de la calidad, **comienza antes de que la obra sea entregada** a los técnicos a cargo de esa tarea, y que uno de los objetivos principales de estos equipos es el diálogo constructivo con proyectistas y ejecutores para orientar positivamente el accionar de ambos y posteriormente participar en la confección de normas en donde se acumule, entre otras, la experiencia que vuelcan las inspecciones especializadas.

7. LA DURACION DE LAS OBRAS Y LA SEGURIDAD

La duración de un puente es un parámetro que siempre interesa a las reparticiones públicas y economistas para adecuar las previsiones presupuestarias.

En el trabajo citado anteriormente publicado en la Revista Carreteras hacía mención de un enfoque del Profesor Grattesat, de conocida actuación en el tema Puentes, en donde señala que las indagaciones más recientes respecto a la **seguridad** están relacionadas íntimamente con la **durabilidad**, y más exactamente con la duración de explotación prevista.

Estimaciones realizadas por I.S.O. (International Standardization Organization), por un lado, y técnicos de la economía, por otro, han llegado a valores de la duración de explotación de un puente de 100 y 30 años, respectivamente. Valores tan alejados nos dejan una sensación idéntica a la que se experimenta cuando no poseemos ningún dato.

La estimación nutrida de razonamientos exclusivamente económicos puede dejar de lado aspectos determinantes de la cuestión de la duración real. En principio, un puente no puede ser asimilado a un producto comercial de recambio, **a un producto de consumo de duración predeterminada**, pues su función social, su interrelación e interdependencia con el medio circundante y el compromiso que implica respecto al transporte de personas y bienes no permite independizarlo de estos condicionantes, transformándolo

en un bien indispensable, al cual, por esta razón, tenemos que hacerlo durar todo lo posible si no contamos con los recursos monetarios, y más allá de cualquier estimación previa.

Si queremos apelar al recurso de establecer un promedio, obviamente mirando hacia atrás investigando la duración de los puentes que se han mantenido en servicio sin sufrir accidentes * o conocer el porqué de reemplazos de puentes en estado todavía satisfactorio, por razones de trazado u otras, y para el caso en que contáramos con información fidedigna de todos los países, dicho promedio solo tendría valor histórico, dado que no podemos a través de él predecir el porvenir: existen por un lado enorme cantidad de puentes de hormigón pretensado que por su relativa juventud no nos permiten establecer todavía un standard de duración; no conocemos el desarrollo que adquirirán los medios de transporte y la posibilidad de regulación de los mismos; tampoco podemos congelar la evolución y exigencia de los trazados; no sabemos los problemas que plantearán la aparición de nuevos materiales o el perfeccionamiento de los existentes, y la gravitación que ejercerá la economía, no la estimación de los economistas, sino la economía real, factor cardinal, mandatorio, terminal, a la que cada vez nos atrevemos a imaginarla menos en su futuro y gravitación.

La preocupación mostrada en Europa, EE.UU. y Japón respecto al estudio y desarrollo de temas relacionados con el Mantenimiento y Rehabilitación de Puentes no parece ser casual; esa toma de conciencia está vinculada al gigantesco capital invertido en obras de arte, junto a una relativa saturación de obras y a un estrechamiento mundial de la economía.

Entonces parece más importante, posible y prioritario —en este contexto comentado— no tanto hablar de duraciones teóricas presuntas —aunque reconociendo que poseer estos datos siempre será materia de gran interés—, sino abordar el tema de cómo

* La historia de los puentes, en lo que hace a registro de accidentes de gran magnitud, no aporta gran luz al tema, dado que comparados con los puentes que se han mantenido en servicio hasta su *muerte natural*, el número de estructuras accidentadas no es relevante.

prolongar la vida útil de un puente, máxime que parecería existir una tendencia (¿momentánea?) saludable de los constructores de vehículos de tránsito pesado en el sentido de mantener las cargas por eje dentro de un *statu quo*.

Y para prolongar la vida de un puente debe ponerse el énfasis en los temas comentados en el punto anterior: calidad de concepción, de materiales, de ejecución; proyectos que tengan en cuenta los métodos constructivos, recursos para facilitar la ejecución del mantenimiento y especialmente vigilancia y mantenimiento.

Para ilustrar mejor el concepto de **duración** es oportuno citar el enfoque del citado Grattesat, que como Catedrático de Puentes en la Escuela Nacional de Puentes y Caminos de Francia resume con claridad el pensamiento oficial de su país respecto del tema que nos ocupa. Entiende que la longevidad será ampliada en las etapas que se detallan más abajo y con los siguientes recursos:

1. Durante la Concepción y el Proyecto

- Concebir una estructura **duradera por sí misma**, utilizando formas simples, técnicas seguras, etc.;
- prever en el proyecto la **protección de la estructura** (le otorga gran énfasis a la protección contra la corrosión);
- prever en el proyecto posibilidades de **inspección y conservación**; esto es, disponer de accesos, prever la posibilidad de elevar el tablero;
- dotar a la estructura de recursos que permitan retornar a condiciones adecuadas y eventualmente reforzarla:
 - en un puente atirantado es más fácil y seguro (no importan algunas operaciones más) cambiar varios cables de poco diámetro que sustituir un cable grueso
 - en puentes de hormigón pretensado, dejar algunas vainas vacías o anclajes para agregar armaduras exteriores.

2. Durante la Ejecución

- controlar la calidad de los materiales provistos y los que se producen en obra;
- colocar los materiales respetando escrupulosamente las indicaciones geométricas;

— lograr inyecciones que aseguren continuidad y estanqueidad.

3. Durante la Vigilancia y la Conservación

- establecer puntos de referencia y registrar el "estado cero" de las estructuras para seguir su evolución;
- considerar obligatorio proceder a visitas e inspecciones periódicas;
- respetar el principio de que los trabajos corrientes de conservación deben realizarse tan pronto como sean necesarios.

Un corolario a recordar, aunque obvio, es que cualquiera sea la calidad inicial de la obra, el mantenimiento es esencial para prolongar su vida útil.

Con respecto a la cuestión de la **seguridad**, de la profusa literatura moderna sobre el tema se ha considerado poner el acento en un tema (1) publicado en la Reunión Internacional sobre Seguridad Estructural y Confiabilidad realizada en Trondheim, Noruega, en 1981, en donde en el capítulo dedicado a Puentes en el trabajo citado en (1) se reivindica el conocido concepto de que en general existe una **reserva de resistencia** debida a la simplificación (siempre favorable, se supone) en los cálculos, teorías conservativas de la resistencia de las partes, absorción de tensiones por miembros secundarios, etc., posición un tanto optimista que, como se deduce del capítulo 11, merece revisarse.

En la práctica determinar la reserva de resistencia de una obra dañada es un problema complejo que exige actualización* y que siempre impone al ingeniero responsable el enorme compromiso que configura la seguridad del usuario.

Cuando la estructura está claramente comprometida no debe dudarse en limitarse o prohibirse la circulación.

Por otro lado, tampoco debe impedirse toda circulación en puentes que no ofrezcan seguridad total, pues después de todo el concepto de seguridad total o absoluta es solamente ideal; una obra que no puede dejar de depender de multitud de factores, más o me-

nos aleatorios, exige siempre soluciones de compromiso.

Se podrán realizar análisis con criterios simplificativos, o análisis real de tensiones o pruebas de carga u otras, sin perder de vista que planteando una limitación determinada en la probabilidad de ruina y vigilando adecuadamente la evolución de la estructura puede cumplirse con otro de los **objetivos implícitos** del mantenimiento, esto es, hacer viable, por el mayor tiempo posible, **la prestación de un servicio**.

8. LOS FACTORES DEGRADANTES

Nadie quizás como el encargado del mantenimiento conoce —o debería conocer— el efecto nocivo de las manifestaciones de la naturaleza: el agua como vehículo de energía destructora, el agua como transportadora de partículas en los fenómenos de socavación y sedimentación, el agua penetrando lenta e inexorablemente por pequeños poros y fisuras, el agua subterránea, el agua como disolvente, el agua de mar, el agua de lluvia, la nieve; el aire, como oxígeno atmosférico; el viento; los sismos; la temperatura; los cambios de temperatura; los rayos ultravioletas; los ácidos naturales; los suelos corrosivos; las bacterias; las termitas; los excrementos de los pájaros; y cierta tendencia de la naturaleza a tornar, a volver a los materiales unidos artificialmente por el hombre a su estado natural o inicial.

El ingeniero no puede modificar el hecho de que estos contendientes existan; tiene que luchar contra ellos y dada la inevitabilidad de los mismos puede considerar con cierta naturalidad —valga la expresión— la permanencia de esta lucha y cierta adaptación a estas manifestaciones.

Pero en los últimos siglos ha aparecido un nuevo factor —especialmente erosivo— cuyos efectos todavía no se pueden valorar pero que ya algunos estiman como catastróficos. Este factor es **el hombre**, quien ha dado origen a la **erosión antrópica**, quizás la que encierra mayor peligro, pues las alteraciones que introduce **no tienen correspondencia ni formas de compensación en la naturaleza**. No se puede asegurar, contundentemente, que el hombre vaya a terminar con la vida —salvo con el uso de explosiones nu-

cleares—, pues desde el punto de vista de la historia geológica, 1.000 o 5.000 años que lleva modificando la naturaleza carecen de significación global. Pero no carecen de significación local.

Imaginemos, por vía de hipótesis, que en los bosques de Brasil inmediatos a nuestro Norte, o en nuestro Norte, se hayan talado especies extensa e indiscriminadamente y que por esta causa aconteció destrucción del sotobosque, se erosionaron los suelos, se colmataron los arroyos, etc., y se generaron los cambios hidráulicos necesarios para provocar una inundación impredecible en su duración y que esa inundación haya provocado el colapso de algunos puentes. Ahí tenemos un caso —aunque éste por vía de hipótesis— de erosión antrópica en donde el hombre a la vez que destruye la naturaleza destruye también sus obras.

Sabemos que, esto es obvio, no todas las modificaciones introducidas por el hombre son nocivas, ni mucho menos. Solamente se trata de poner el énfasis en la importancia de plantear **regulaciones** que hagan menos onerosa la actividad del hombre —los otros factores degradantes los tenemos mejor concientizados como tales—, actividad otrora considerada solamente con carácter triunfalista, especialmente en quehaceres ligados a la ingeniería.

9. LA INSPECCION PARA EL MANTENIMIENTO

Concepto de Inspección

En un **primer nivel** el objeto de la inspección es determinar si en la obra existe fisuración, agrietamiento, deflexión, desplazamiento, deformaciones, inclinaciones, vibraciones indeseables, socavaciones, armaduras expuestas y todo tipo de disminución en los materiales y comportamientos.

En un **nivel más sutil** también se interesa por:

- detección de actuales y potenciales causas de perturbaciones;
- ofrecer un **sistemático control del estado** de la estructura;
- chequear los efectos de los cambios en los materiales de construcción; los producidos por las técnicas utilizadas, por las cargas admisibles y por el medio circundante;
- proveer información para conocer el costo de los arreglos necesarios.

* Una clara muestra de esto lo ejemplifican los actuales métodos de diseño y verificación que recurren a la *Mecánica de Fractura*, que implican un notorio y significativo paso adelante —especialmente en estructuras metálicas— en el campo de la seguridad.

Desde el punto de vista del control, una obra que durante su construcción fue **bien inspeccionada** se considera que tiene **mayor confiabilidad**, a igualdad de otras condiciones, entendiéndose por confiabilidad la propiedad de un sistema para que opere sin falla en un tiempo dado bajo determinadas condiciones.

Esta es una distinción que debemos tener en cuenta a la hora de abrir un juicio sobre la estructura, siempre y cuando los registros de datos e informes se hubieren llevado adecuadamente.

Otra distinción que cabe hacer es bajo qué circunstancias se han concretado las inspecciones de los puentes. Una inspección periódica, sistemática, realizada por personal adiestrado, con el auxilio de planillas y protocolos de control, será en general más confiable que las inspecciones de urgencia solicitadas ante accidentes o causas graves evidentes y realizadas sin la dotación documental de ayuda.

En realidad un equipo de inspección de mantenimiento que pueda trabajar orgánicamente debe independizarse, en lo posible, de informes sobre los que tenga alguna duda, o que no hayan sido realizados con los recaudos y medios que estime pertinentes.

Como ejemplo de un esquema de inspecciones para mantenimiento consideramos adecuado tomar un modelo extraído de un medio que, como el europeo, tiene experiencia en la práctica de control de puentes. El Grupo de Investigación, con sede en Francia, llamado O.C.D.E., cuyos objetivos son la Organización para la Cooperación y el Desarrollo Económico, recomienda distintas categorías de inspecciones, en términos de intensidad, frecuencia y escala, según sigue:

— **Inspecciones superficiales.** Estas son llevadas a cabo por personal de mantenimiento de un modo visual en la vecindad de la estructura. Solamente se pueden detectar —se considera— daños y defectos gruesos.

— **Inspecciones principales.** Esta es llevada a cabo a regulares intervalos y realizadas en dos niveles de intensidad y frecuencia, según lo siguiente:

— La **inspección general** puede ser hecha a intervalos de uno o dos años

— La **inspección mayor** requiere un examen profundo y completo, que puede ser realizado a intervalos de 3 a 6 años. Deben acompañarse con informes escritos, diagramas y fotografías.

— **Inspecciones especiales.** Estas son llevadas a cabo en situaciones no comunes, por ejemplo, cuando hay signos de serios daños o cuando el puente debe ser reacondicionado por cambios en las cargas, o cuando han sufrido el efecto de temporales, sismos, grandes crecientes, choques, etc.

Esta clasificación empírica refleja la necesidad de establecer una economía en los recursos que se ponen en juego cuando se deben movilizar personal y equipos y muestra la compleja interacción de un gran número de factores, los que se trata de conocer y entender para tener una apreciación de la expectativa de vida de cada puente y de sus elementos, de sus grados de deterioro y de las posibilidades de falla.

CONCEPTO DE VIGILANCIA Y ALTA VIGILANCIA

A través de la reflexión sobre las inspecciones debe haber quedado claro que la conservación —si se pretende un mínimo de eficacia y economía— **no es concebible sin una acción de vigilancia.**

La **vigilancia corriente**, cuyo objeto es el conocimiento del estado de la obra durante toda su vida útil, permite reconocer defectos a tiempo y repararlos antes de que ocurra un daño mayor.

Pero a veces, luego de los controles, puede ocurrir que se ha detectado una alteración capaz de poner en peligro la seguridad pública. Aquí aparece la **alta vigilancia**, medida de excepción destinada a seguir la evolución de un estado estructural considerado como peligroso; debe facilitar la información para que en el menor tiempo posible se tomen los recaudos necesarios para evitar una falla seria o el colapso. Los medios utilizados para el seguimiento de la alteración deben ofrecer una fiabilidad que esté a la altura del riesgo que está imponiendo la situación.

Si la obra tenía un “estado cero” conocido, la detección de una situa-

ción evolutiva —no registrada en el estado inicial— es una prueba de evolución anterior, y consecuente, indica la presunción de posibilidad de evolución futura. Esta reflexión indica que estamos frente a una deficiencia, pues nosotros pretendemos que las estructuras sean inmóviles y sin ningún tipo de evolución.

Cabe investigar si esa deficiencia hace a la obra inadecuada y especialmente **cuál será la velocidad de esa evolución.**

Una vez detectada la magnitud física a medir, debe preverse también que si la misma alcanza **un determinado valor**, definido de antemano, llamado “**destello de alerta**”, deben tomarse nuevas medidas de seguridad, más estrictas que las consideradas inicialmente.

En la primera etapa de implementación de este control se considera que la evolución de la falla es suficientemente lenta como para que no pueda suceder ningún accidente entre dos series de mediciones, pero debe existir entonces un **dispositivo de alerta** de medición automática, preferentemente continuo, con registro y equipo que permita llamar inmediatamente al responsable de la obra.

Cuando a pesar de riesgos ciertos de fallas que pueden hacer eclosión abruptamente se desea mantener la obra en servicio, es imperativo colocar un **dispositivo de alarma**, completamente automático y confiable, que ante la ocurrencia de un “destello” provoque la interrupción automática del tránsito.

¿Para qué todas estas instalaciones de alta vigilancia?

Estos recaudos son de aplicación para los casos especiales en donde, a pesar de existir la certeza de situaciones de riesgo, deba utilizarse el puente para salvaguardar personas y/o bienes sin poder recurrir a otras alternativas.

10. EL CATASTRO Y LA DOCUMENTACION DEL MANTENIMIENTO

De lo conversado anteriormente respecto a la labor y características de la inspección de mantenimiento, surge claramente la necesidad de realizar un catastro exhaustivo o campaña de reconocimiento que nos permita partir

de un estado, llamémoslo "inicial", de todos los puentes.

Es poca toda insistencia que se despliegue al respecto de que al finalizar toda obra debe establecerse el "estado cero" por personal idóneo.

Esta tarea se refiere a concentrar en un **legajo técnico** la información que ilustre sobre:

- la geometría del puente;
- la existencia de fisuraciones y su configuración;
- desviaciones en los apoyos y pilas;
- etc., etc.

En general, debe acumularse toda información que nos permita disponer del mayor número de elementos de juicio inequívocos cuando, años más tarde, se descubre algún desorden.

Lo anterior se debe acumular a la **Documentación final del puente**, que contendrá:

- todos los planos aprobados;
- información de la cota real alcanzada por las fundaciones;
- planos "conforme a obra", en donde efectivamente se registren los cambios acaecidos;
- diario de la obra;
- cálculos aprobados;
- protocolos de pretensado;
- estudios hidráulicos;
- batimetrías;
- etc.

Aparte del **Legajo técnico** que contendrá el "estado cero" y de la **Documentación final del puente**, deben confeccionarse:

- para puentes especiales o de características excepcionales: un "Manual de tareas para el mantenimiento del puente, obras complementarias e instalaciones", específico para cada caso;
- para puentes standard: un "Manual de directrices generales para el mantenimiento de puentes, obras complementarias e instalaciones".

Los Manuales deben ir acompañados de:

- un glosario de términos de puentes;
- catálogos de fallas, ilustrados con dibujos y fotografías;
- planillas de identificación, inspección y evaluación de los puentes. En los mismos deben figurar:
- el propósito del mismo, es decir, qué se debe esperar encontrar en él;

- una descripción clara del funcionamiento del o los puentes;
- qué es lo que debe inspeccionarse, cuándo y, en lo posible, con qué metodología se inspecciona;
- cómo está constituida la parte objeto de control, ilustrado con croquis y/o fotografías;
- descripción del mecanismo, características y modo de manifestarse de las fallas más típicas congruentes con el tipo de estructura en cuestión;
- etc.

El propósito es poseer un instrumento que permita realizar un **registro** y un **diagnóstico** correcto del estado de la estructura.

Las **soluciones** a los problemas que se detectan pertenecen a un campo más amplio y obviamente no pueden incluirse en los manuales, salvo casos especiales.

El **Glosario de términos de puentes** es necesario para contar con un lenguaje unificado que no admita equívocos. Debe tenerse presente que cualquier error, imprecisión o incorrecta interpretación en la información recopilada in situ, por ejemplo, podría significar un retorno al puente, normalmente ubicado a cientos de kilómetros del inspector especialista.

Los **Catálogos de fallas** se complementan con el Glosario y tienen un enorme valor: didáctico, a todo nivel, recordatorio, formativo y referencial.

Las planillas de **identificación, inspección y evaluación** deben servir para:

- la caracterización inmediata del puente;
- la realización de una inspección completa;
- la estimación de un **rango de suficiencia**, es decir, un **índice del estado del puente**.

Esta información permite además establecer prioridades en los arreglos, recomendar periodicidad de inspecciones, según el caso, y delinear estimaciones presupuestarias.

La parte más significativa de la información técnica y de los planos es conveniente que sea **microfilmada**, por la evidente reducción de espacio que ofrece frente a la progresiva acumulación de documentación que van afrontando las oficinas técnicas, por la fa-

ilidad de consulta que implica y por la perdurabilidad que garantiza.

El contenido de las planillas de identificación, inspección y evaluación debe almacenarse en **computadora**, dado que:

- esta información debe disponerse a veces con extrema rapidez;
- debe estar al alcance —parte de ella— en más de una oficina;
- permite al nivel de Dirección visualizar de inmediato estados de la estructura, inspecciones pendientes, estimaciones de costos de los arreglos, etc., ejerciendo su función de un modo más ágil y eficaz;
- permite la ubicación instantánea de datos relevantes seleccionados previamente de la documentación.

Esto sin perjuicio de otras formas de archivo necesarias por razones debidas a la capacidad de asimilación de las computadoras disponibles en cada organización, o por exigencias de índole jurídico-administrativas.

11. FALLAS Y DEFECTOS. GRADOS DE DETERIORO. ACCIDENTES

El tratamiento de estos temas excede con holgura las posibilidades de un capítulo de una exposición; no obstante, estimo que es valioso incluir dos o tres conceptos que tienen relación con el mantenimiento, y hacer conocer algunas referencias estadísticas de interés.

• La materia con la cual se relaciona —o la materia que selecciona— el técnico en mantenimiento y conservación es la FALLA. Falla no es necesariamente colapso. Falla es todo comportamiento no esperado. A todo ingeniero le debe surgir la pregunta ¿cuál debe ser la actitud intelectual ante las fallas?

Entiendo que está fuera de discusión la enorme utilidad que ante el conocimiento o presunción de existencia de fallas (y defectos o deterioros) de las estructuras brinda una acción de profundización, investigación, registro, comunicación y, en lo posible, sistematización y discusión, con el objeto de contar con parámetros que orienten continuamente hacia qué es lo que no debe hacerse, qué es lo que debe cambiarse, revisarse o agregarse, qué es lo que se debe aprender o reaprender.

El conocimiento de las causas de las fallas, o al menos su investigación, son fuente fértil de desarrollo de la ingeniería; a veces son el motivo de avances espectaculares que cambian radicalmente el modo de pensar en una especialidad de la ingeniería. Un ejemplo típico de esto fue la caída del primer Tacoma, en EE.UU., en 1940, que derivó en la incorporación de criterios aerodinámicos en el diseño de puentes suspendidos, haciéndose extensivos en el tiempo a otros tipos de puentes. Otro capítulo, menos espectacular quizás pero que ya es obligado citar, es el replanteo profundo de las "reglas del arte" de la construcción metálica que aconteció luego de las fallas acaecidas entre 1969 y 1971 en cuatro grandes puentes a vigas cajón: el Milford Haven en Gales, Gran Bretaña; el puente sobre el Rin en Coblenza, Alemania; el puente sobre el Danubio, en Viena, y el West-Gate Bridge, sobre el Yarra, en Melbourne, Australia (2), que entre otras investigaciones impulsaron la creación del Comité Merrison en Gran Bretaña y que significó ulteriores profundizaciones en las teorías de diseño, restricciones en tolerancias, medios de unión, etc. (3); estas investigaciones significan siempre un paso adelante en la seguridad de las estructuras en una época como la actual, en la que a causa de su dinamismo constructivo, exigencias de menor costo, solicitudes crecientes de los materiales, se puede caer en fallas clamorosas como alguna de las citadas, y esto en países de tecnología avanzada como los nombrados.

La falla exige más que ningún otro acontecimiento del mantenimiento o de la construcción una actitud franca y hasta humilde, que no siempre se percibe luego de ocurrida. Rara vez acontece que luego de un accidente se reconozcan o acepten las verdaderas causas del colapso. Aparte de que a veces esas causas no se conocen, o que opera el mecanismo de defensa ante posibles negligencias de las cuales quizás no estamos enterados, surge como reacción natural el instinto de no arrojar por la borda lo que se había consagrado —o lo que nos habían enseñado— como "lo mejor" hasta el día anterior; además, y esto agravaba el panorama, casi siempre los accidentes se atribuían a **defectos en el material** o a **elaboraciones incorrectas**, sin cues-

tionamientos a la teoría y a los proyectos. Esta actitud ha constituido a veces auténticos enmascaramientos. Hoy se perciben enfoques alentadores, más realistas, verdaderos puntos de partida que se están trazando paulatinamente a partir de una crítica sin pudores a las reglas del arte del cálculo de estructuras, especialmente en lo que hace a aceros, tarea que se está acometiendo principalmente a través de una nueva ciencia de la ingeniería: **la mecánica de fractura**.*

Existe otra posición intelectual que es importante recalcar, ya sea frente a las fallas, ya adoptadas como posición permanente: no adormecerse en las recomendaciones, fórmulas, recetas, que se sedimentan en cada escalón de avance de la técnica; es más fructífero investigar permanentemente **el comportamiento de los materiales**, fuente de conocimiento necesario para un diseño adecuado (4).

• El otro concepto que debe manejar el técnico en mantenimiento (obviamente, interesa a otros sectores de la ingeniería) es lo que llamamos **DEFECTO**, término relativo, cuya configuración es de índole sumamente compleja. En ingeniería, sabemos, es necesario tener un concepto definido de defecto por su directa relación con la seguridad y la economía.

Tomemos un material como el acero, el que puede tener defectos en su red cristalina, por ejemplo dislocaciones; o defectos en los productos siderúrgicos o defectos derivados de los procesos de elaboración, etc. Al analizarlos se comprueba, sin embargo, que si la estructura cristalina de los aceros no tuviera dislocaciones (los cuales han sido conceptualizados como defectos) **los aceros no poseerían las propiedades mecánicas que permiten su utilización como material estructural**, es decir, no tendrían elevada deformación plástica en este caso.

Se trata entonces de una cualidad intrínseca de los aceros que hace a su naturaleza y por lo tanto debe consi-

* Un tratamiento extenso de este tema puede consultarse en las publicaciones correspondientes al Curso que sobre Comportamiento del Acero Estructural ha dictado el Ing. Francisco Polimeni, como parte de un programa de promoción del uso del acero, patrocinado por SOMISA. La mayoría de los conceptos pertinentes de este capítulo se han tomado del citado curso.

derarse como un defecto de la estructura cristalina —idealizada, por otro lado— pero no como un defecto de los aceros. Esta es una primera distinción a considerar.

Por otra parte, para que un material sea aceptado en la técnica, su costo debe estar acotado en ciertos límites, más allá del cual el mismo sería antieconómico y quedaría fuera de competencia.

Se debe entonces, por este lado, **admitir un cierto nivel de defectos**, razonamiento que vale no solo para la producción, procesos de elaboración, ataques del medio ambiente, sino también para que cuando se elaboren los criterios de aceptación y mantenimiento no se caiga en una excesiva rigurosidad que, se insiste, sacaría de competencia a los materiales o a las estructuras.

Se debe **convivir razonablemente** con los defectos, pero obviamente debemos saber cuál será el criterio de aceptación y, en principio, debe tratar de definírselo. Para esto se puede adoptar un razonamiento indirecto partiendo de que la finalidad de la ingeniería estructural es fundamentalmente diseñar estructuras que posean un aceptable grado de seguridad. De aquí se infiere que la cualidad propia, esencial, de una estructura es su grado de seguridad. A contrario sensu, se puede definir **DEFECTO** como toda aquella manifestación que en algún grado pueda hacer perder a una estructura su condición de tal.

A nosotros nos interesa recalcar aquí que es una necesidad indiscutible para el ingeniero, especialmente para el de conservación y mantenimiento, tener en claro que debe poseer los conocimientos y los medios que le permitan **detectar y evaluar defectos**, para luego, según el esquema de respuestas de las reglas del arte en ese momento, explorar, y decidir, cuál es el grado de permisividad de los mismos.

En lo que hace a la experiencia en otros medios avanzados, como por ejemplo el europeo, éstos han adoptado varios caminos para **describir y clasificar** defectos en las estructuras, en este caso refiriéndonos concretamente a hacer más comprensible y uniforme las acciones de mantenimiento.

Uno de los modos es agrupar los

defectos por **voces**, es decir, por términos ordenados alfabéticamente referidos a los principales elementos de la estructura. Un considerable desarrollo en este sentido fue logrado por Francia que tiene editados, hace años, excelentes Catálogos de Fallas para puentes de acero, de hormigón, hormigón pretensado, etc., dotados de fotografías, croquis y comentarios.

Es evidente que esta tarea es un recurso insoslayable al que hay que tender, pues aparte de enseñar, orientar y sistematizar, coadyuva a un lenguaje unificado.

En los mismos se incorporan las siguientes categorías:

- Defectos sin consecuencias importantes, salvo para la apariencia del puente.
- Defectos que indican un peligro de desarrollo anormal.
- Defectos que indican un deterioro progresivo.
- Defectos que muestran un cambio en el comportamiento estructural y que pueden afectar la durabilidad.
- Defectos que indican la proximidad de un estado límite, siendo necesario restricciones al uso o poniendo la estructura fuera de servicio.

Otro camino ha sido el tomado por el Panel de Inspección de Puentes del Departamento de Transporte de Gran Bretaña, en donde **integrándose el rango de severidad de defectos de miembros individuales** del puente, se llega a establecer la condición general de la estructura.

El método postula que usándose las escalas o índices de defectos, el mismo permite independizarse de la capacidad del inspector, aunque con respecto a este enfoque debe decirse que algún grado de intervención cualitativa es de prever.

• En lo que respecta a ACCIDENTES, Smith (5) y Blockley (6) han examinado la historia de los más espectaculares colapsos de puentes y han acometido una clasificación en términos de **causas**.

Es sumamente importante hacer ver que de los 143 casos examinados por

Smith, **113 ocurrieron dos años después de estar en servicio**. Las causas fueron clasificadas así:

- inundación y movimiento de fundaciones (de los cuales el 57% fue por socavación) ... 59%
- materiales defectuosos o trabajos incorrectamente ejecutados 14%
- sobrecargas o accidentes ... 11%
- sismos 10%
- fatiga 4%
- corrosión 1%
- viento 1%

Blockley, por su parte, examinó la teoría de la confiabilidad estructural trabajando con parámetros de incertidumbre. Discutió también los efectos de los errores humanos. Dentro de este esquema ha consignado las siguientes categorías de causas de falla, orientados al diseño y construcción:

- sobrecargas y/o insuficientes tensiones de trabajo;
- peligrosas y desafortunadas concepciones;
- equivocaciones en el modo básico de comportamiento;
- errores en la construcción y en la comunicación entre las partes;
- clima adverso en lo social, político o financiero;
- maltratos o abusos (descuidos en los acopios, materiales casi fraguados, excesiva cantidad de agua en los hormigones, etc.).

Desgraciadamente no registra estadísticas como en el caso de Smith, siendo un trabajo esencialmente especulativo.

En cuanto a los **modos de falla** (7), los mismos pueden clasificarse como fallas catastróficas o fallas de degradación, según el enfoque del Ing. W. I. J. Price, Consultor del Laboratorio de Investigación de Transportes y Caminos de Gran Bretaña, con las siguientes particularidades:

- las **fallas catastróficas** ocurren sú-

bitamente y en forma completa. A su vez, dentro de esta clasificación de catastróficas las fallas pueden ser:

- **súbita**: es aquella que no es anticipada en una inspección previa,
- **completa**: resulta en la cesación total de la función de la estructura;

- las **fallas de degradación**, que pueden ser graduales y parciales, son asimiladas como desviaciones dentro de límites aceptables, sin completa cesación de la función estructural. Ellas pueden ser anticipadas por inspección previa.

Existe un **corolario interesante** al respecto de estos trabajos realizados por Price y es el que dice que a pesar de la dificultad de reestructurar los porcentajes de clasificación de las fallas completas consignadas por Smith, puede asumirse que las fallas debidas a **inundación** y **socavación** fueron **súbitas, del tipo de falla catastrófica** y que éstas suman el 80%, quedando solamente el 20% para las fallas de degradación.

Hay un **segundo corolario** también muy ilustrativo, y es que muchas de las fallas catastróficas **no habían sido detectadas en inspecciones previas**, a pesar de contarse con equipo moderno.

Y hay un **tercer corolario** o conclusión de Price que dice: Las inspecciones periódicas pueden solamente anticipar fallas **de degradación**.

Las dos últimas conclusiones de Price merecen comentarse.

La calificación más suave que puede darse a la segunda es de altamente inquietante; está diciendo que las inspecciones previas, tal como están concebidas actualmente (por lo menos las que Price conoce) fracasan, muchas veces, ante el enemigo más temido que es la **falla catastrófica**.

La tercera conclusión es solo una exacerbación o prolongación de la anterior: **las inspecciones solo sirven para fallas del tipo de degradación**.

El comentario que se quiere agregar aquí es que **no existe a priori ninguna**

imposibilidad de tipo físico o de principios, no existe ninguna barrera infranqueable que el ingeniero no pueda superar en aras de darle a su accionar la posibilidad de establecer un mínimo de garantías para que no ocurra nunca que una estructura pueda fallar catastróficamente luego de una inspección.

Esto solo puede ocurrir ante causas extraordinarias no previstas en su verdadera magnitud (sismos, huracanes, inundaciones torrentosas excepcionales, accidentes incuestionablemente imprevisibles, explosiones, etc.) o cuando la inspección opera sobre una estructura que guarda misterios y secretos no conocidos por el que inspecciona (es decir, no conoce su "historia clínica", las "particularidades" durante la construcción, sus modificaciones, su "estado cero", etc.) o, si no se dan estos supuestos anteriores, que la inspección —y su entorno de apoyo— no cuente con auxiliares poderosos, como por ejemplo, se insiste en este punto, como los que ofrece la **mecánica de fractura**, que permite quizás por primera vez, en el acero por lo menos, decir que —salvo para esos casos de causas extraordinarias o desconocimiento notorio (y ocultamientos) en la estructura— luego de una exhaustiva y coherente inspección bajo esta técnica (por inspección, en este caso, se entienden tareas y ensayos especializados que, en tiempo, solo van un poco más allá de lo que se consume en las inspecciones de mantenimiento habituales), la estructura, ante determinadas cargas, **no sufrió falla catastrófica** o —información de mayor importancia todavía— sí puede sufrir este tipo de falla, a corto plazo, por ejemplo.

Puede inferirse que acudir o no al auxilio que presta esta disciplina hace, en buena medida, nada más ni nada menos que a la **preservación racional** o a la **supervivencia** de todos los puentes metálicos viales y ferroviarios del país.

BIBLIOGRAFIA

1. Baidar Bakht y Paul F. Csagoly, *Load Carrying Capacity of Highway Bridges*. Ontario Ministry of Transportation and Communications, Canada. Proceeding of ICOSAR the 3rd International Conference on Structural Safety and Reliability, The Norwegian Inst. of Technology, Trondheim, Norway. June 23-25, 1981.
2. K. Kloepfel y W. Bilstein, Darmstadt, *Berechnungsgrundlagen Fürkastenträgerbrücken in Großbritannien* (Merrison-Bericht, Bases de cálculo para puentes de viga-cajón en Inglaterra), Informe Merrison. Der Stahlbau 10/1974, 298 a 304.
3. Merrison Committee, *Draft design rules*.

Department of the Environment, London, Feb. 1973.

4. Francisco Polimeni, *Diseño de la estructura metálica y su comportamiento*. Texto guía e información complementaria de la conferencia realizada en la Universidad de Morón, octubre de 1986. Programa de Promoción para el uso del acero. SOMISA.

5. Smith D. W., *Bridge Failures*. Proc. Inst. Civ. Eng., Part I, 1976, 60, Aug., 367-382.

6. Blockley D. I., *The Nature of Structural Design and Safety*. John Wiley & Sons, Chichester and New York, 1980.

7. Price W. I. J., *Highway Bridge Inspection: Principles and Practices in Europa*. IABSE Symposium. Washington, DC, 1982, Session 1, Inspection, Records and Maintenance.

SEMINARIO SOBRE EL USO DE LAS MICROCOMPUTADORAS EN LA ADMINISTRACION DEL MANTENIMIENTO VIAL

Durante los días 28 y 29 de abril último la Asociación Argentina de Carreteras y el Consejo Vial Federal llevaron a cabo en los salones del Instituto del Cemento Portland Argentino este Seminario con la participación del señor Michael Doran, de los EE.UU. de América.

La asistencia de participantes se caracterizó por la presencia de profesionales de varios organismos viales provinciales, procediendo a la apertura del acto el Director General del mencionado Instituto, Ing. Julio C. Caballero, y presentando al disertante el Ing. Mario J. Leiderman.



El Ing. Julio C. Caballero, junto al disertante, inaugura el acto.

UTILIZACION DEL HORMIGON CON ARMADURA ESTRUCTURAL RECUBRIMIENTO DE PAVIMENTOS FLEXIBLES COMO (1ra. Parte)

Por los Ings. MARIO E. AUBERT, * CARLOS A. RODO SERRANO * y JUAN W. SLEET *

1. INTRODUCCION

Es enorme la longitud de caminos pertenecientes a las redes nacional, provincial y municipal que requieren, generalmente con urgencia, la ejecución de capas de refuerzo para seguir prestando servicio satisfactorio.

En la gran mayoría de los casos las capas que se construyen sobre pavimentos existentes no tienen por objeto incrementar su capacidad de carga original, sino más bien restituirla.

Con frecuencia los deterioros producidos son tan considerables que el reacondicionamiento del pavimento exige la construcción de varias capas para lograr el fin propuesto, realizándose verdaderas reconstrucciones de la calzada que exceden por mucho a los trabajos de conservación ordinarios.

Ese enorme volumen de obra de refuerzo y conservación aludido al principio, creciente día a día, exigirá correlativamente al erario público para su realización la movilización de grandes sumas de dinero, por lo general muy superiores a los fondos disponibles por las administraciones viales.

Por consiguiente, todo programa encaminado a encarar este importante problema nacional no debería limitarse solamente a su aspecto meramente financiero, sino abocarse también a la búsqueda de nuevas técnicas para rehabilitación de pavimentos que, comparadas con las tradicionales, ofrezcan ventajas reales, tanto técnicas como económicas, que las habiliten como alternativas válidas y permitan, fundamentalmente, disminuir en lo posible el monto de la inversión necesaria para la solución del problema.

Es por ello que en el presente trabajo se exponen los fundamentos y antecedentes de un nuevo tipo de refuerzo de pavimentos flexibles —planteándose la conveniencia de su experimen-

tación en escala natural— que consideramos puede cumplir los tres requisitos básicos que deberían exigirse en toda obra de reacondicionamiento vial:

- a) Larga vida útil, que exima de volver a los pocos años a encarar el problema del refuerzo o de la reconstrucción.
- b) Bajo costo de mantenimiento, con el fin de disminuir al mínimo los fondos destinados a ese propósito.
- c) Bajo costo inicial, que haga posible, sin desmedro de las condiciones anteriores, disminuir el monto de los fondos necesarios para encarar el programa.

El recubrimiento de pavimentos flexibles con delgadas capas de hormigón que en este trabajo se plantea, al conferir a la superficie de la calzada las características propias de los pavimentos de hormigón, constituirá una solución que cumple con las tres condiciones fundamentales enunciadas anteriormente, lo que surgirá en última instancia de los resultados del comportamiento de tramos experimentales a construir.

Comprobada su efectividad, quedará a disposición de las administraciones viales del país una nueva técnica a aplicar en el urgente problema del reacondicionamiento de la red vial, que cada día asume proporciones mayores.

2. ANTECEDENTES

El principal antecedente del pavimento con armadura estructural en nuestro país lo constituye la cuadra experimental construida hace 17 años en la calle Brasil entre Jorge Newbery y Santa Rosa, de la ciudad santafesina de Rafaela, a iniciativa de la Intendencia Municipal de dicha ciudad.

El proyecto del pavimento consistió en losas de hormigón armado de 10 cm de espesor uniforme con una malla ubicada en el plano medio de la misma de \varnothing 6 mm cada 14 cm en ambas direcciones en la parte central y de \varnothing 6 mm cada 10 cm en todos los bordes. Dichas losas apoyan sobre una subbase de suelo-arena-cemento "no bombeable" de 10 cm de espesor colocada sobre una capa de suelo de transporte de un espesor promedio de 20 cm asentada sobre el suelo natural. Las juntas se colocaron cada tres metros en ambos sentidos y fueron materializadas por el procedimiento del aserrado.

El Instituto del Cemento Portland Argentino elaboró el proyecto del pavimento y personal técnico del Instituto intervino en la ejecución y dirección de los trabajos.

Una vez terminado el período de curado, se libró al tránsito liviano el 21 de junio de 1970 y al tránsito pesado el 21 de agosto del mismo año.

El tránsito que circuló inicialmente fue importante considerando su elevado peso y frecuencia, lo cual quedó corroborado por los censos de vehículos en ambas direcciones realizado en marzo de 1971 y agosto de 1972, que figuran en el trabajo presentado al VIIIº Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito en 1972 (3).

El tránsito que solicitó posteriormente al pavimento fue mayor (aproximadamente un 70%), se notó un incremento en el número de camiones (aproximadamente un 20%), según el censo realizado en 1981 por la Dirección de Obras Viales de la Municipalidad de Rafaela (4), y actualmente el tránsito es similar según datos de la misma fuente.

En cuanto al estado que presenta el pavimento a la fecha, o sea a los 17 años de edad, y de acuerdo con las inspecciones oculares efectuadas, se puede decir que se mantiene en buenas condiciones.

* Instituto del Cemento Portland Argentino.

De estas dos premisas analizadas precedentemente surge como conclusión que el pavimento en estudio ha tenido hasta el momento un comportamiento muy satisfactorio. Este antecedente, a escala de obra, estuvo precedido de dos series de ensayos efectuados en el Instituto del Cemento Portland Argentino. La primera serie consistió en lo siguiente:

a) Ensayo de carga estática sobre una losa de 6 cm de espesor con armadura estructural colocada sobre una subbase de suelo-cemento de 10 centímetros de espesor. Se colocaron en la zona central $8 \text{ } \varnothing 4 \text{ mm/m}$ que representa $1 \text{ cm}^2/\text{m}$ de acero y en la zona de borde $12 \text{ } \varnothing 4 \text{ mm/m}$, o sea $1,5 \text{ cm}^2/\text{m}$. El peso de acero en la zona central de la losa, en la cual las barras se colocaron en ambas direcciones, fue de $1,59 \text{ kg/m}^2$. El límite de fluencia del acero empleado fue de 5.900 kg/m^2 en promedio.

b) Ensayo de carga-deflexión, sobre el mismo tipo de losa, de 6 cm de espesor de hormigón simple, es decir sin ninguna armadura y sobre igual subbase de suelo-cemento que en el caso a).

c) Ensayo de carga-deflexión sobre una losa similar de hormigón simple de 6 cm de espesor colocada sobre la subbase natural compactada, sin la interposición de la capa de suelo-cemento.

En la bibliografía (1) aparecen las tres curvas carga-deflexión para los tres tipos ensayados y se refiere a la aplicación de las cargas en la zona central alejada de los bordes. En los tres casos las cargas se aplicaron sobre una placa de 15 cm de radio.

Observando las tres curvas de los ensayos practicados puede apreciarse el efecto visible de la armadura estructural, quedando planteada la necesidad de realizar ensayos de pavimentos de este tipo en escala natural, sometidos a la acción de las cargas repetidas.

Años después se programó una segunda serie de ensayos a los efectos de continuar con el estudio de la capacidad de carga estática de ese pavimento de hormigón de pequeño espesor con armadura estructural y sin ella, asentado sobre una subbase de suelo-cemento (2). Se contó para ello,

en esta oportunidad, con un marco móvil de cargas para ensayo de pavimentos y el estudio que se efectuó fue el siguiente:

Se ejecutaron dos tramos de pavimento de 11,40 m de longitud y de 3 m de ancho, independientes y dispuestos uno a continuación del otro. Cada uno de estos tramos estaba constituido por un pavimento de hormigón de 6 cm de espesor con armadura estructural en un caso y sin armadura en el otro, asentados ambos sobre una subbase de suelo-arena-cemento de 10 cm de espesor. Cada tramo, a su vez, estaba dividido en 3 losas de 3,80 m de longitud entre juntas de contracción. En estas juntas de contracción se colocaron pasadores de acero dulce de $\varnothing 14 \text{ mm}$ cada 25 cm.

En el tramo con armadura estructural ésta estaba constituida por barras de $\varnothing 6 \text{ mm}$ de acero de alto límite de fluencia conformado superficialmente, con una separación en la parte central de la losa de 13 cm y en los bordes de 9 cm.

En ambos tramos la estructura ensayada se construyó sobre la subbase natural recompactada en 20 cm de espesor.

Los resultados de los ensayos realizados sobre los citados tramos se resumen en los 20 gráficos que figuran en el trabajo mencionado en la bibliografía, observándose en ellos las curvas cargas-deflexiones para las distintas posiciones de la carga y para los valores de la deflexión medida debajo del punto de aplicación de la carga, obtenida como promedio de los tres flexímetros ubicados sobre el plato de carga; estos resultados demuestran, una vez más, el efecto de la armadura estructural, como así también la gran capacidad de carga de este tipo de pavimento.

3. FUNDAMENTOS TEORICOS

Antes de exponer los fundamentos del pavimento de hormigón con armadura estructural examinaremos brevemente la forma como trabaja un pavimento convencional de hormigón simple.

En la figura 1 se muestra una losa de espesor h , apoyada sobre una subbase, caracterizada por su módu-

lo de reacción k , cargada con una rueda dual de intensidad P .

La losa resiste la acción de la carga desarrollando esfuerzos internos, que darán origen a tensiones normales y tangenciales. La teoría de los pavimentos de hormigón supone a éstos trabajando a flexión, con su plena sección (Estado I), con una distribución lineal de tensiones normales y considerando que el eje neutro de la flexión producida por las cargas exteriores coincide con el plano medio de la losa (figura 2).

Por consiguiente si σ es la tensión normal máxima en una sección vertical de la losa, el correspondiente momento flexor interior en esa sección por unidad de longitud será, de acuerdo con la teoría ordinaria de la flexión

$$M_i = \frac{h^2}{6} \cdot \sigma \quad (1)$$

Si se toma como unidad de longitud el centímetro y σ se mide en kg/cm^2 , dicho momento resultará expresado en kg.cm por cm de longitud de sección.

Si σ alcanza el valor de la tensión admisible a flexión del hormigón, el correspondiente valor de M_i será, a su vez, el máximo valor que podrá resistir el pavimento en dadas condiciones de seguridad.

Por consiguiente, si el momento máximo M desarrollado por las cargas exteriores en la misma sección es igual a M_i , se cumplirán dichas condiciones de seguridad y el diseño será correcto.

El cálculo del momento flexor debido a las cargas exteriores se determina con el empleo de las cartas de influencia de Pickett-Ray (*) dibujando sobre ellas las improntas correspondientes a dichas cargas en una escala determinada y computando el número de cuadriláteros abarcados por esas improntas, mediante la expresión

$$M = \frac{p \cdot l^2 \cdot N}{10.000} \text{ (kg.cm/cm)} \quad (2)$$

donde p es la presión de inflado de los neumáticos en kg/cm^2 , "l" el radio de rigidez relativa de la losa en cm y N el número de cuadriláteros abarcados.

(*) Para cargas convencionales existen ábacos de diseño que eximen del empleo de las cartas de influencia y en las cuales se basan.

El radio de rigidez relativa l está dado por la expresión

$$l = \sqrt[4]{\frac{B}{k}} \quad (3)$$

donde B es la rigidez a flexión de las losas, magnitud que para un pavimento de hormigón simple tiene la expresión

$$B = \frac{E h^3}{12 (1 - \mu^2)} \quad (4)$$

siendo E el módulo de elasticidad dinámico del hormigón en kg/cm^2 , h el espesor de la losa en cm y μ el coeficiente de Poisson. Este último se toma habitualmente igual a 0,15, aunque no se comete mucho error al considerarlo igual a cero.

Las deflexiones del pavimento por acción de las cargas no son necesarias para el diseño, pero si se quisiera determinarlas se lo puede hacer con las cartas de influencia para deflexiones, empleando la expresión

$$w = \frac{0,0005 p \cdot l^4 \cdot N'}{B} \quad (5)$$

donde w es la deflexión en cm y N' el número de cuadriláteros comprendidos por las improntas del tren de cargas, teniendo p , l y B los mismos significados que anteriormente.

Todo lo dicho es válido para pavimentos de hormigón simple, que trabajan, como dijimos antes, con su plena sección.

A veces se coloca armadura en los pavimentos de hormigón, pero su presencia no cambia en absoluto su mecanismo para resistir las cargas, ni su capacidad portante. Ello es así por el hecho de que la armadura va colocada generalmente en el plano medio de las losas o en sus proximidades, donde sabemos que las tensiones provocadas por las cargas son nulas, o muy pequeñas, y por consiguiente la armadura no trabajará.

Pero aún cuando se pretendiera colocar dicha armadura en las proximidades del fondo de la losa, es sabido que allí las tensiones de tracción producidas por la flexión son del orden de 20 o 25 kg/cm^2 (figura 3a). De aquí se sigue que las tensiones generadas en el acero, suponiendo una relación de módulos de elasticidad Acero/Hormigón de 15, serán, a lo sumo, de

$$\sigma_e = 25 \times 15 = 375 \text{ kg/cm}^2$$

Evidentemente, colocar acero para que trabaje a tan baja tensión no tiene

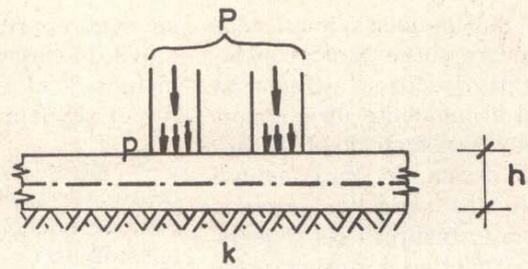
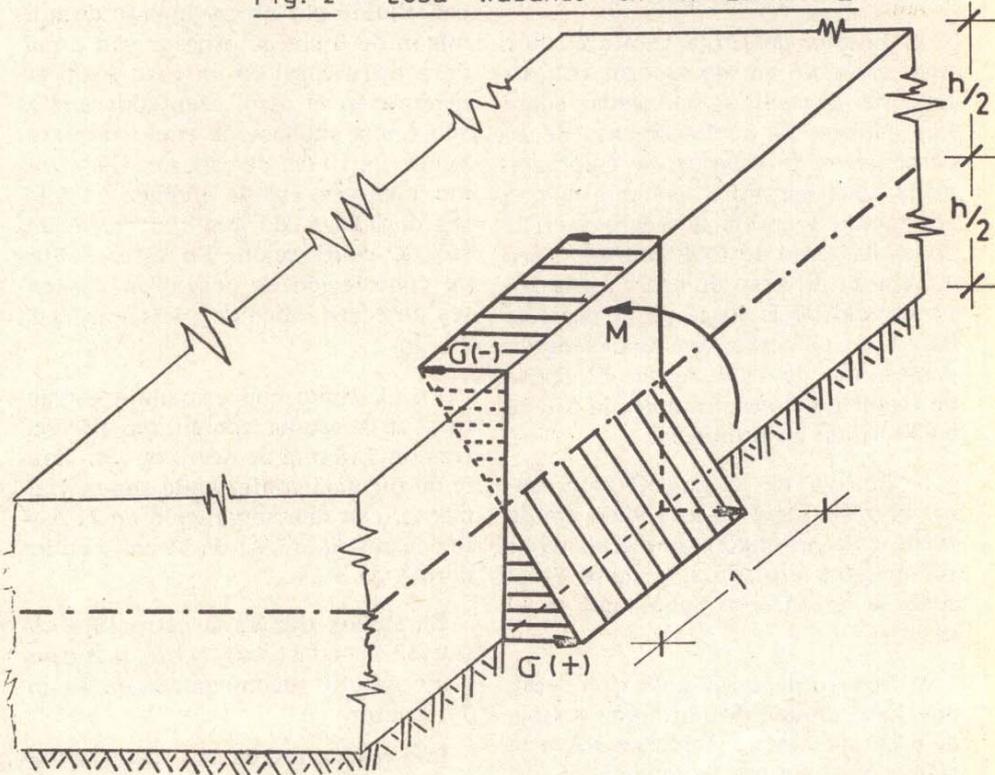


Fig. 2 - Losa trabando en el Estado I -



sentido. La verdadera finalidad de la colocación de armadura en los pavimentos de hormigón convencionales es el control de fisuración, que se hace necesario cuando las juntas transversales de contracción-alabeo se separan a distancias mayores que las usuales en pavimentos sin armadura.

En ese caso, producida una fisura (figura 3b) por acciones térmicas o higrométricas, la armadura, correctamente dimensionada, trabajando a su tensión admisible, impedirá que aquella se abra. Si se quisiera separar más las juntas transversales y, aún eliminarlas, caso de los pavimentos con armadura continua, la cuantía necesaria de armadura sería mucho mayor.

Sin embargo es necesario aclarar que, dado el bajo costo y la excelente calidad de las juntas obtenidas por aserrado, unidos al alto costo del acero, el uso de armadura con la sola finalidad de separar las juntas trans-

versales en los pavimentos de hormigón no se justifica económicamente en nuestro medio.

Veamos ahora el caso de una losa (figura 4) provista en su plano medio de armadura de una cuantía de cierta importancia, algo más elevada que la utilizada para el control de fisuración en pavimentos comunes.

Si el espesor h , al cual corresponderá una rigidez a flexión B , dada por la expresión (4) es el que corresponde a un pavimento de hormigón dimensionado por los procedimientos usuales, para la carga P , de acuerdo con lo expresado antes, la armadura no trabajará durante la flexión producida por la carga. Si lo hará en el caso que se produzca una fisura que atraviese la sección de la losa, impidiendo que aquella se abra.

Por lo tanto, tal como dijimos antes, la presencia de la armadura en los pavimentos de hormigón conven-

Fig. 3 - Losa con armadura común -

cionales, por importante que sea su cuantía, no contribuye a incrementar su capacidad portante, ni la seguridad del diseño.

Supongamos ahora que, manteniendo la carga de diseño P y la cuantía de armadura f_e , disminuimos algo el espesor h . Por la expresión (1), el momento M_i que es capaz de absorber la losa, por unidad de longitud, habrá disminuido, para la misma tensión admisible σ . También habrá disminuido la rigidez B .

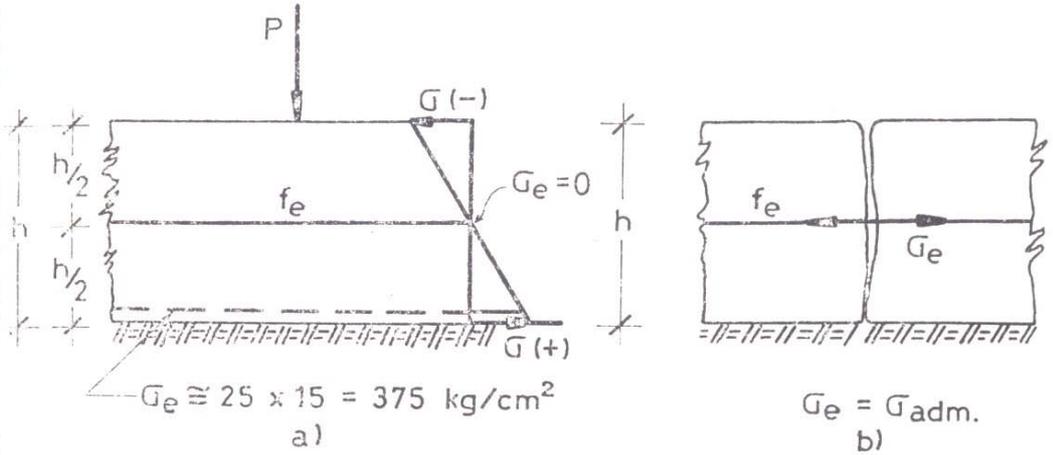
Correlativamente, el momento M producido por la carga exterior disminuye, pero en menor proporción que M_i . En consecuencia, bajo la acción de P las losas trabajarán a una tensión máxima mayor que la admisible. Si se prosiguiera disminuyendo el espesor, llegará un instante en que se alcanzará la tensión de rotura por flexión del hormigón y la losa empezará a fisurarse en su parte inferior.

Sin embargo tal fisuración tendrá un límite, debido a la presencia de la armadura, en la que empezarán a producirse esfuerzos importantes. Tales esfuerzos de tracción, unidos a los de compresión desarrollados en el hormigón de la parte superior de la losa, configurarán un momento interior que se opondrá al exterior producido por la carga (figura 4). Si la cuantía de armadura es suficiente, puede producirse la igualdad de ambos momentos, detenerse la fisuración y alcanzarse la estabilidad de la losa bajo la misma carga que solicitaba al pavimento de hormigón simple inicialmente dimensionado.

En el instante en que tiene lugar la equivalencia de ambos momentos, se cumplirá, tal como se planteaba en la teoría clásica, que el momento estático de la zona comprimida de la sección será igual al momento estático de la sección de acero homogeneizada, es decir, f_e multiplicado por la relación de módulos de elasticidad, ambos respecto al nuevo eje neutro de la flexión producida por la carga.

Lo anterior supone que en la zona comprimida de hormigón (figura 4) se cumplirá una distribución lineal de tensiones (Estado II).

Por consiguiente, dada una cierta carga de diseño, es posible elegir un espesor de pavimento inferior al que



correspondería a un pavimento convencional, siempre que se lo dote de una cuantía de armadura suficiente, colocada en su plano medio.

El método de dimensionamiento, del que se da un ejemplo más adelante, consiste pues en adoptar un espesor total de hormigón ($2h$ en el ejemplo), menor que el que correspondería a un pavimento de hormigón común, para los datos de carga y subrasante de que se trate y probar una determinada cuantía de armadura f_e , de tal forma que, calculado el momento M de la manera antes indicada, no se sobrepasen las tensiones admisibles adoptadas para el hormigón y el acero. De no ser así, se repite el cálculo hasta lograr esa condición.

Un pavimento así diseñado ha recibido el nombre de "pavimento de hormigón con armadura estructural", donde el acero cumple una función enteramente similar a la del hormigón armado común.

En este nuevo tipo de pavimento se tendrá una rigidez a flexión que resultará de considerar la sección activa de hormigón y la sección homogeneizada de acero, ambas por cm de ancho de losa y calcular el momento

de inercia total respecto del eje neutro.

Como puede verse en el ejemplo de cálculo adjunto, esa rigidez es considerablemente menor que la correspondiente a un pavimento convencional de hormigón, de la misma capacidad de carga. Por lo tanto también es considerablemente menor el valor del radio de rigidez relativa "1".

En consecuencia, según la expresión (5) las deflexiones que se producirán en el pavimento dotado de armadura estructural serán mucho mayores que las correspondientes a un pavimento de hormigón común, de equivalente capacidad de carga.

En la tabla adjunta figuran, para los supuestos de carga, espesor, subrasante y armadura estructural que allí se indican, las deflexiones en la zona central y bordes de un pavimento de hormigón convencional de 15 cm de espesor y otro provisto de armadura estructural de 8 cm de espesor total, calculadas mediante las cartas de influencia.

Los valores consignados confirman lo anteriormente expresado, pues frente a deflexiones de 0,18 mm a 0,28 mm

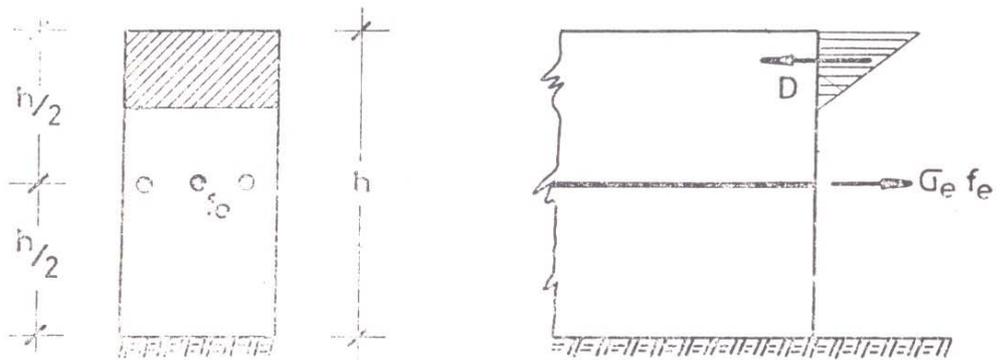


Fig. 4 - Losa con armadura estructural -

en el pavimento convencional se tienen valores de 1,3 mm y 1,4 mm en el pavimento con armadura estructural.

DEFLEXIONES w (mm)

$P = 11$ t por eje simple; $k = 10$ kg/cm³
 Armadura zona central: 1,5 cm²/m
 Armadura zona de bordes: 2,5 cm²/m

Pavimento hormigón simple h = 15 cm		Pavimento con armadura estruct. h = 8 cm	
Zona Central	Bordes	Zona Central	Bordes
0,18	0,28	1,3	1,4

Como puede apreciarse, estas últimas deflexiones, muy superiores a las de un pavimento de hormigón convencional, son muy similares a las que usualmente se admiten en pavimentos flexibles.

Ello ha conducido a pensar que el pavimento con armadura estructural, por tener deformaciones compatibles con las usuales en pavimentos flexibles, podría comportarse satisfactoriamente como capa de refuerzo de este último tipo de pavimento, haciendo posible el reacondicionamiento de enormes superficies que actualmente prestan servicio en condiciones defectuosas. En esta solución el pavimento flexible existente haría las veces de subbase, no bombeable, a la capa de refuerzo de hormigón.

Como muestra el ejemplo de cálculo adjunto, el refuerzo de pavimentos flexibles con el tipo de solución que aquí se propone con carácter experimental puede lograrse con espesores de hormigón muy delgados, del orden de 8 a 10 cm, y resultar económicamente favorables frente a otros tipos de refuerzo, además de cumplir con los requisitos mencionados en a), b) y c) (ver Anexos).

4. PROPUESTA DE ANTEPROYECTO DE TRAMO EXPERIMENTAL DE PAVIMENTO DE HORMIGÓN CON ARMADURA ESTRUCTURAL SOBRE PAVIMENTO FLEXIBLE EXISTENTE

Memoria de cálculo

1. Supuestos de cálculo

Carga máx.: 5.500 kg por rueda dual.
 Distancia entre ruedas duales: 1,75 m.
 Dist. entre rued. del tren dual: 0,35 m.
 Núm. de rep. de la car. máx.: ilimitado.

Presión de inflado: $p = 5$ kg/cm².
 Módulo de reacción de la subrasante (pavim. flexible existente): 10 kg/cm³.
 Espesor: 8 cm.
 Armadura (a verificar):
 en la zona central: 1,5 cm²/m.
 en los bordes: 2,5 cm²/m.

2. Verificación de la sección

Comprende los siguientes pasos:

- Determinación del eje neutro de la flexión simple y cálculo del momento de inercia de la sección homogeneizada, respecto del eje neutro.
- Cálculo del momento flexor en el centro y borde de la losa.
- Verificación según la teoría elástica:
 - tensión en el hormigón;
 - sección de acero.

2.1 Determinación del eje neutro

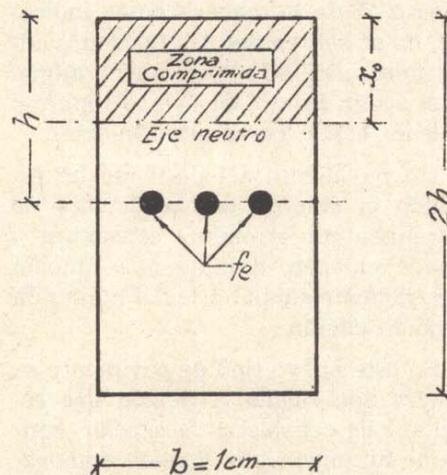


Figura 5

Se supone a la losa trabajando en el estado II. El eje neutro de la flexión producida por las cargas del tránsito será el eje baricéntrico de la sección homogeneizada. Por lo tanto debe cumplirse la siguiente igualdad de momentos estáticos

$$S_b^{X_o} = S_{nFe}^{X_o}$$

donde el primer símbolo representa el momento estático de la zona comprimida y el segundo el correspondiente a la sección de acero homogeneizada,

ambos respecto del eje neutro. Con referencia a la figura adjunta podemos escribir entonces

$$\frac{bx_o^2}{2} = n \cdot fe \cdot (h - x_o)$$

(siendo $n = \frac{Ee}{Eb}$)

o sea

$$\frac{bx_o^2}{2} + n \cdot fe \cdot x_o - n \cdot fe \cdot h = 0$$

$$x_o^2 + \frac{2 \cdot n \cdot fe}{b} \cdot x_o - \frac{2 \cdot n \cdot fe \cdot h}{b} = 0 \quad (1)$$

En la zona central, $fe = 1,5$ cm²/m = 0,015 cm²/cm.

En los bordes, $f'e = 2,5$ cm²/m = 0,025 cm²/cm.

Suponiendo una relación $n = 15$ entre los módulos de elasticidad del acero y del hormigón, y un ancho $b = 1$ cm, resulta:

2.1.1 Zona central

$$x_o^2 + 0,45 x_o - 1,8 = 0$$

$$x_o = -0,225 + \sqrt{0,051} + 1,8 = 1,14 \text{ cm}$$

El correspondiente momento de inercia respecto al eje neutro es

$$J = \frac{1 \times 1,14^3}{3} + 15 \times 0,015$$

$$(4 - 1,14)^2 = 2,33 \text{ cm}^4$$

Con este valor calculamos el radio de rigidez relativa

$$l = \sqrt[4]{\frac{EJ}{(1 - \mu^2) k}}$$

donde

E = Módulo de elasticidad del hormigón p/cargas estáticas = 140.000 kg/cm².

J = Momento de inercia antes calculado.

μ = Coeficiente de Poisson del hormigón = 0,15 (*).

k = Módulo de reacción de la subrasante = 10 kg/cm³.

Reemplazando valores:

$$l = \sqrt[4]{\frac{140.000 \times 2,33}{0,9775 \times 10}} = 13,5 \text{ cm}$$

2.1.2 Bordes

Verificamos una armadura de sección $f'e = 2,5$ cm²/m = 0,025 cm²/cm.

La correspondiente ecuación para

(*) Puede suponerse $\mu = 0$, ya que el error emergente es muy pequeño.

determinar la posición del eje neutro, deducida de la (1), es

$$x_o^2 + 0,75 x_o - 3 = 0$$

$$x_o = 1,4 \text{ cm}$$

Por lo tanto el momento de inercia respecto al eje neutro es

$$J' = \frac{1 \times (1,4)^3}{3} + 15 \cdot 0,025$$

$$I' = \frac{(4 - 1,4)^2 = 3,45 \text{ cm}^4}{4} \sqrt{\frac{140.000 \times 3,45}{0,9775 \times 10}} = 14,9 \text{ cm}^4$$

2.2 Cálculo del momento flexor

Se trata de calcular el momento en el interior y en el borde de la losa. Para ello se supone a aquélla uniformemente apoyada sobre un medio semiinfinito, homogéneo e isótropo (subrasante), asimilable a un líquido de alta densidad.

El cálculo se realiza empleando las cartas de influencia de Pickett-Ray, basadas en las fórmulas desarrolladas por Westergaard, para lo que deben dibujarse las improntas correspondientes al tren de cargas sobre dichas cartas, en una escala dada por la relación entre el valor "I" calculado y el correspondiente valor que figura gráficamente en la carta.

Dibujadas las improntas y colocadas en la carta en la posición en que abarquen el mayor número de cuadriláteros, se determina el número de éstos (N) y con éste el momento flexor, como más abajo se indica.

2.2.1 Dimensiones de la superficie de contacto

Se supone que la superficie de contacto de cada rueda del tren dual es un rectángulo con extremos semicirculares, cuyas dimensiones están relacionadas con el área de contacto, como más abajo se indica.

$$\text{Área de contacto (una rueda)} = \frac{5.500 \text{ kg} : 2}{5 \text{ kg/cm}^2} = 550 \text{ cm}^2$$

Dimensiones de la impronta

$$L = \sqrt{\frac{550}{0,5226}} = 32,4 \text{ cm}$$

$$A = 0,6 L = 19,5 \text{ cm}$$

$$L' = 0,4 L = 13,0 \text{ cm}$$

$$R = 0,3 L = 9,8 \text{ cm}$$

La separación entre las ruedas individuales de una rueda dual se considera de 0,35 m y la separación entre

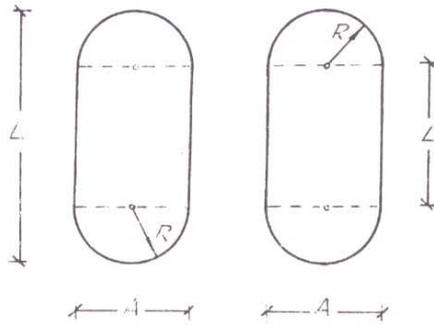


Figura 6

eje de ruedas duales de 1,75 m.

2.2.2 Momento en la zona central de la losa

Para su determinación utilizamos la carta de influencia para punto interior y consideramos el valor calculado en 2.1.2.

Escala de la carta de influencia:

$$\frac{l \text{ (calculada)}}{l \text{ (de la carta)}} = \frac{13,5 \text{ cm}}{17,2 \text{ cm}} = 0,79 \text{ cm/cm}$$

Dimensiones de la impronta en escala:

$$L \text{ (esc.)} = \frac{32,4 \text{ cm}}{0,79} = 41,3 \text{ cm}$$

$$A \text{ (esc.)} = \frac{19,5 \text{ cm}}{0,79} = 24,8 \text{ cm}$$

$$L' \text{ (esc.)} = \frac{13 \text{ cm}}{0,79} = 16,6 \text{ cm}$$

$$R \text{ (esc.)} = \frac{9,8 \text{ cm}}{0,79} = 12,4 \text{ cm}$$

Separación entre ruedas simples:

$$= \frac{35 \text{ cm}}{0,79} = 44,6 \text{ cm} \quad (*)$$

Separación entre ruedas duales:

$$= \frac{175 \text{ cm}}{0,79} = 223,0 \text{ cm} \quad (*)$$

Con estos valores dibujamos las improntas sobre la carta de influencia, en la posición en que abarque el mayor número de cuadriláteros (N). En el presente caso resultó ser N = 1696 cuadriláteros.

El momento flexor máximo en la zona central, expresado en función de N, y en kgcm por cm de ancho de losa, es

$$M = \frac{p \cdot (l)^2 \cdot N}{10.000} = \frac{5 \times (13,5)^2 \times 1696}{10.000} = 154,5 \text{ kgcm/cm}$$

Con este valor debemos verificar la tensión en el hormigón y la cuantía de armadura supuesta.

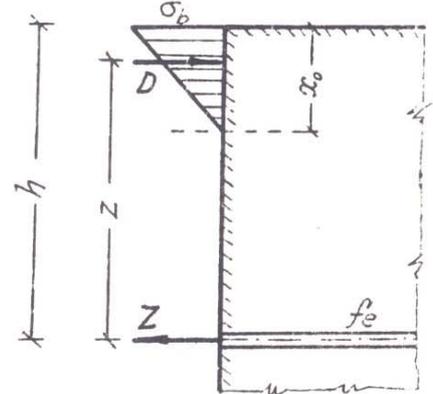


Figura 7

a) Tensión en el hormigón

El momento flexor M, expresado en función de las fuerzas interiores que se desarrollan en el hormigón es, por cm de ancho de losa, con referencia a la figura 7:

$$\frac{\sigma_b \cdot x_o}{2} (h - x_o) = M$$

de donde

$$\sigma_b = \frac{2 M}{x_o (h - x_o)} \quad (2)$$

Reemplazando los valores antes determinados se obtiene

$$\sigma_b = \frac{2 \times 154,5}{1,14 (4 - 0,38)} = 75 \text{ kg/cm}$$

valor mucho menor que el usual correspondiente a la resistencia a compresión en pavimentos.

b) Sección de armadura necesaria

La igualdad de momentos expresada haciendo intervenir ahora las fuerzas interiores del acero conducen a

$$f_e = \frac{M}{z \cdot \sigma_e} \quad (3)$$

donde

$$z = h - x_o = 4 - 0,38 = 3,62 \text{ cm}$$

(*) Ambas distancias hacen que las correspondientes improntas salgan fuera de la carta de influencia, por lo cual en ésta se dibuja solamente la impronta de una sola rueda simple del tren dual.

Para una tensión admisible del acero, $\sigma_e = 3.000 \text{ kg/cm}^2$, resulta

$$f_e = \frac{154,5}{362 \times 3.000} = 0,014 \text{ cm}^2/\text{cm}$$
 (1,4 cm²/m)

valor inferior al 1,5 cm²/m supuesto.
Adoptado: $f_e = 1,5 \text{ cm}^2/\text{m}$.

2.2.3 Momento en el borde

Siguiendo el criterio usual en pavimentos de hormigón convencionales, en lo concerniente a la posición crítica de la carga, se ha supuesto al eje dual situado de tal forma que sus improntas sean tangentes a una junta transversal, estando sus extremos alejados del borde y de la junta longitudinal (figura 8).

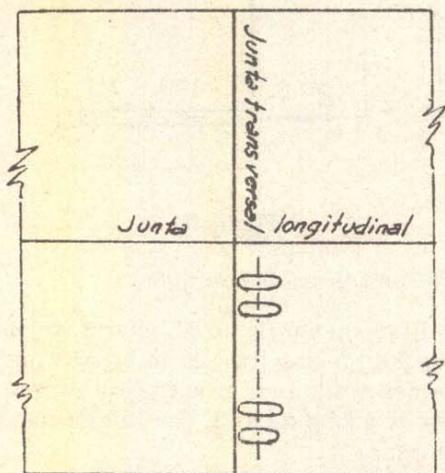


Figura 8

Valores para entrar en la carta de influencia

$$\begin{aligned} \text{Escala} &= \frac{14,9 \text{ cm}}{25,5 \text{ cm}} = 0,58 \text{ cm/cm} \\ L \text{ (esc.)} &= \frac{32,4}{0,58} = 55,4 \text{ cm} \\ A \text{ (esc.)} &= \frac{19,5}{0,58} = 33,3 \text{ cm} \\ L' \text{ (esc.)} &= \frac{13}{0,58} = 22,2 \text{ cm} \\ R \text{ (esc.)} &= \frac{9,8}{0,58} = 16,7 \text{ cm} \end{aligned}$$

Como en el caso anterior, solamente una impronta entra en la carta de influencia para el momento en el borde.

El cómputo de los cuadriláteros abarcados por la impronta arrojó el valor $N = 2524$, con lo que

$$\begin{aligned} M &= \frac{p \cdot l^2 \cdot N}{10.000} = \\ &= \frac{5 \times (14,9)^2 \times 2524}{10.000} = 280 \end{aligned}$$

$$f'_e = \frac{280}{3,54 \times 3.000} = 0,026 = 2,6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

valor levemente superior al supuesto en 2.1 y que se adopta: $f'_e = 0,025 \text{ cm}^2/\text{cm} = 2,5 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Tensión en el hormigón

Por aplicación de la fórmula (2) y con el valor $x_0 = 1,4 \text{ cm}$ obtenido en 2.1.2 resulta

$$\sigma_b = \frac{2 \times 280}{1,4(4 - 0,47)} = 113 \text{ kg/cm}^2$$

valor completamente aceptable.

3. Armadura para control de fisuración

Además de la armadura calculada anteriormente para resistir las cargas exteriores, se ha considerado conveniente incluir otra suplementaria, destinada a controlar el agrietamiento que eventualmente podría producirse por retracción y alabeo de las losas, especialmente esto último, debido a su pequeño espesor. La cuantía de esta

armadura, referida a la mayor dimensión de la losa (3,65 m) y considerando una tensión admisible para el acero de 3.000 kg/cm², será

$$f_{e''} = \frac{12 \times 3,65 \text{ m} \times 8 \text{ cm} \times 1,5}{3.000} = 0,175 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adoptado: $f_{e''} = 0,20 \text{ cm}^2/\text{m}$.

4. Cantidad total de armadura

De acuerdo con las determinaciones anteriores las cuantías de armadura son como sigue:

Cuantías de armadura en ambas direcciones (cm²/m)

	Armadura Estructural	Control de Fisuración	Total
Centro	1,5	0,20	1,7
Bordes	2,6	0,20	2,8

La armadura de bordes se considera aplicada, en ambas direcciones, en toda la zona perimetral de la losa, en un ancho de 0,50 m (figura 9).

(Continúa en el próximo número)

Croquis de una Losa con Armadura Estructural.

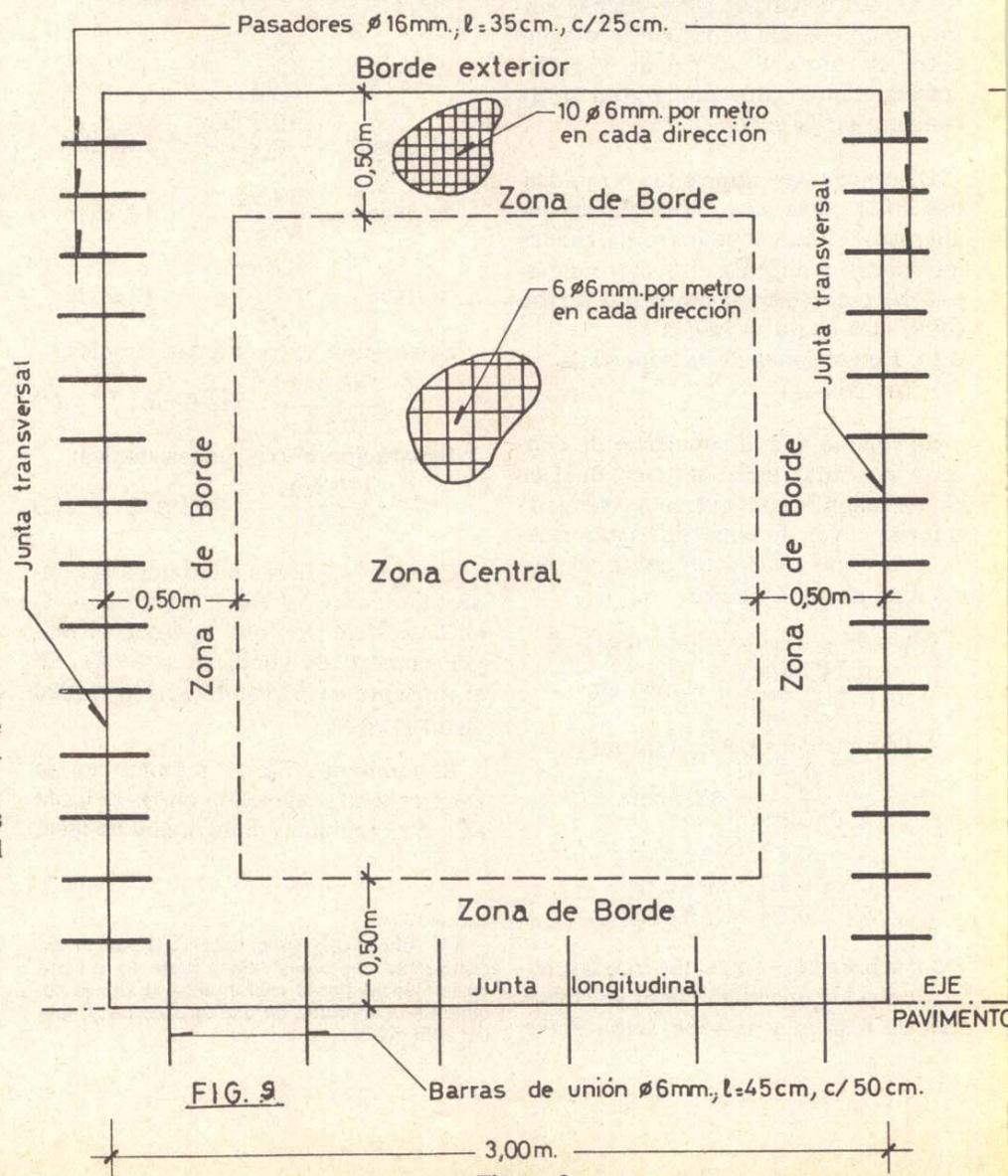


FIG. 9

Figura 9

Nuevas consideraciones para el proyecto de las mezclas asfálticas en caliente

Por el Ing. BORIS DORFMAN *

Segunda parte del trabajo presentado a la XXIVª Reunión del Asfalto, realizada en Mar del Plata durante los días 11 al 14 de noviembre último, organizada por la Comisión Permanente del Asfalto.

Seguidamente debiera verificarse el segundo requisito referido a la capacidad del ligante de conferir a la mezcla asfáltica la estabilidad mínima para el tránsito previsto y en la época de mayores temperaturas.

4. Mediante el nomograma de la figura 3 se determina la diferencia entre la temperatura de referencia y la del ensayo de penetración (25°C). Entrando con los valores de la penetración de 165 y de PVN igual a -0,2 se obtiene dicha diferencia de temperatura de 16°C. Este último valor sumado a 25°C se obtiene la temperatura de referencia de 41°C, equivalente al valor de T800 si se utilizara el procedimiento indicado por el método Shell 78.

En el nomograma modificado de Van der Poel de la figura 4 la temperatura de servicio se expresa por la diferencia positiva o negativa con respecto a la temperatura de referencia. En este caso, $46^\circ - 41^\circ = 5,1^\circ\text{C}$ positivo, es decir superior a la temperatura de referencia.

Entrando al citado nomograma con los datos del tiempo de aplicación del esfuerzo (0,01 seg), la temperatura de la capa asfáltica con relación a la temperatura de referencia (5,1°C) y el PVN del asfalto (-0,2), se obtiene el módulo de rigidez (Sb) del ligante resultando ser igual a 1,3 kg/cm² (18,5 Lbs/pulg²).

A fin de determinar el módulo de rigidez (Sm) de la mezcla asfáltica se debe calcular la Concentración en Volumen del agregado pétreo suponiendo el 3% el contenido de vacíos en la mezcla y el 14,6% los vacíos del agregado mineral (VAM).

$$Cv = \frac{100 - 14,6}{97} = 0,88$$

Con los valores de Cv (0,88) y Sb (18,5 Lbs/pulg²) se entra al gráfico de la figura 6 y se obtiene el módulo de rigidez de la mezcla igual a 29.000 Lbs/pulg².

Este valor resultó ser superior al número recomendado (20.000 Lbs/pulg²) para el tránsito pesado y a la temperatura máxima media posible de alcanzar por la carpeta asfáltica.

En síntesis, el cemento asfáltico con penetración mínima de 165, viscosidad a 135°C máxima de 280 centistokes y PVN igual a -0,2, reúne las características adecuadas que le permitirían cumplir con los dos requisitos básicos impuestos por las respectivas temperaturas mínimas y máximas de servicio.

IV. MODULO DE RIGIDEZ DE LAS MEZCLAS ASFALTICAS Y SU RELACION CON LAS DEFORMACIONES PERMANENTES

Desde varias décadas atrás hasta la actualidad ha sido propósito de diversos investigadores tratar de determinar fórmulas empíricas, nomogramas, o con ensayos dinámicos o estáticos de laboratorio o de campo, el módulo de deformación o de rigidez (stiffness) de las mezclas asfálticas expresado mediante la relación esfuerzo/deformación específica que corresponde para cada temperatura y tiempo de aplicación del esfuerzo. Dicho módulo también ha sido muchas veces traducido como módulo elástico generalizado o módulo elástico estático o dinámico de acuerdo al procedimiento de ensayo empleado para su determinación.

La utilización del módulo de rigidez es más frecuente en el diseño estructural de los pavimentos flexibles mediante la aplicación de la teoría elástica de los sistemas multicapas, y en la evaluación del comportamiento de las mezclas asfálticas tanto en el régimen elástico que corresponde a bajas temperaturas y cortos tiempos de aplicación de los esfuerzos, como en el régimen viscoelástico determinado para condiciones de temperatura y tiempo de aplicación de las cargas totalmente opuestas a las citadas.

Siendo objetivo fundamental de este capítulo abordar el tema del módulo de rigidez de las mezclas asfálticas y su relación con sus deformaciones permanentes bajo carga, corresponde su consideración por separado en primer término y luego la relación entre ambas con el propósito de intentar de hallar un sentido práctico a estos aspectos, implementándolos en el proyecto de las mezclas asfálticas tal como es posible constatar en algunas metodologías modernas.

1. Módulo de rigidez de las mezclas asfálticas

Van der Poel (8) demostró experimentalmente en 1954 que el módulo de rigidez (Sm) de las mezclas asfálticas depende del módulo de rigidez (Sb) del asfalto y de la Concentración en Volumen (Cv) del árido.

$$Cv = \frac{Vg}{Vg + Vb} = \frac{100 - VAM}{100 - V}$$

donde:

Vg = % en volumen del árido

Vb = % en volumen del asfalto

VAM = % de vacíos de la mezcla asfáltica

* Dirección General de Ingeniería Vial. Dirección Nacional de Vialidad.

Posteriormente en 1964 Heukelom y Klomp (9) extendieron estas conclusiones proponiendo, en base a los datos experimentales de Van der Poel, la expresión siguiente para la estimación del módulo de rigidez de la mezcla asfáltica, la cual dio origen al gráfico de la figura 6.

$$S_m = S_b \left\{ 1 + \frac{2,5}{n} \cdot \frac{C_v}{1 - C_v} \right\}^n$$

$$\text{y } n = 0,83 \log \frac{4 \times 10^{10}}{S_b}$$

S_m y S_b están expresados en N/m^2

Siendo estas expresiones válidas solo para mezclas asfálticas densas con 3% de vacíos, Van Draat y Sommer (8) generalizaron su aplicación a mezclas con contenidos de vacíos superiores a dicho valor mediante la corrección de la Concentración en volumen del árido con la siguiente expresión:

$$C_{v_{corr}} = \frac{100 \cdot C_v}{100 + (v - 3)}$$

En 1977 Uge y colaboradores (8) proponen un nuevo nomograma para predecir el módulo de rigidez de la mezcla asfáltica con una aproximación de 1,5 a 2, en función también del módulo de rigidez (S_b) del asfalto y las composiciones volumétricas del asfalto y del árido respectivamente. Precisamente el citado nomograma se halla incorporado al método Shell 78 para la predicción del mencionado parámetro elástico de las mezclas asfálticas.

No obstante, este nomograma posee la particularidad respecto al desarrollado por Van der Poel y generalizado por Heukelom y Klomp en el sentido que resulta válido solo para un determinado rango de valores de S_b comprendido entre 5×10^6 N/m^2 ($7,25 \times 10^2$ $Lbs/pulg^2$) y 3×10^9 N/m^2 ($4,35 \times 10^5$ $Lbs/pulg^2$) y por lo tanto, a constancia de las demás variables, es aplicable para un determinado intervalo de temperaturas de la mezcla asfáltica que a su vez es función de la temperatura ambiental media anual ponderada o media mensual (W-MAAT o MMAT). Esta característica hace que el aludido nomograma no cubra el rango comprendido entre las temperaturas mínimas y máximas medias factibles de alcanzar en el año por las mezclas asfálticas, cuyas aplicaciones fueron expuestas en el capítulo anterior. En cambio el rango de valores del nomo-

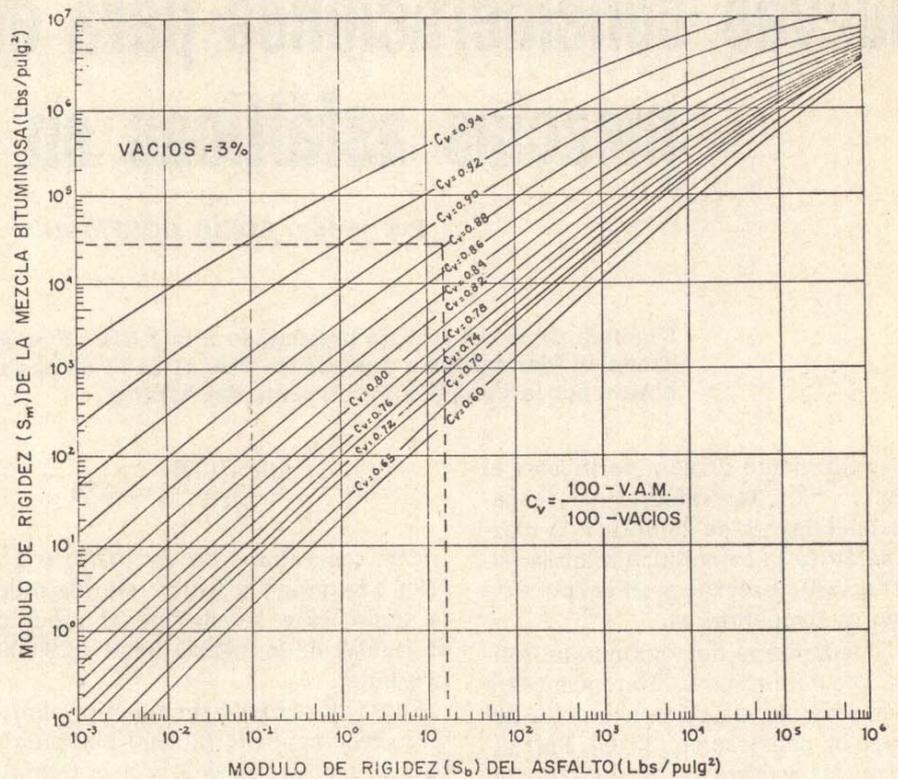


FIG 6.-NOMOGAMA PARA DETERMINAR EL MODULO DE RIGIDEZ DE LA MEZCLA (S_{fm}) SEGUN VAN DEL POEL

grama de Uge y colaboradores resulta adecuado para el rango de temperaturas ambientales determinadas según la metodología indicada por el método Shell 78.

En consecuencia, el gráfico de la figura 6, utilizado por McLeod para los fines expuestos, resulta más adecuado en razón de cubrir un intervalo más amplio de valores de S_b , comprendido entre 1×10^3 y 1×10^6 $Lbs/pulg^2$ ($6,9 \times 10^6$ y $6,9 \times 10^9$ N/m^2).

En 1957 Nijboer y en 1958 Dormon y Jarman (10) analizaron la posibilidad de expresar empíricamente el módulo de rigidez de la mezcla asfáltica en función de las características mecánicas obtenidas del ensayo Marshall, hallando la siguiente relación:

$$S_{E_T} = 60^\circ C$$

$$t = \frac{60}{200} F (0,01 \text{ pulg})$$

$$(Lbs/pulg^2) = 40 \frac{E (Lbs)}{F (0,01 \text{ pulg})}$$

$$S_{E_T} = 60^\circ C$$

$$t = \frac{60}{5} F (cm)$$

$$(Kg/cm^2) = 0,16 \frac{E (Kg)}{F (cm)}$$

Por cierto que la medida del citado módulo corresponde solo a las condiciones de temperatura y tiempo de aplicación de las cargas normalizadas para el método Marshall.

Por otra parte, desde el punto de vista experimental para la determinación del módulo de rigidez de las mezclas asfálticas existen actualmente una gama importante de técnicas de laboratorio y de campo que mediante diversas modalidades del tipo, forma y tiempo de aplicación de las cargas (asfálticas o dinámicas) a varias temperaturas intentan obtener valores más fehacientes del citado parámetro elástico.

Entre los ensayos de laboratorio son conocidos los ensayos de creep, compresión uniaxial alternativa, compresión diametral o de tracción indirecta, etc., y los ensayos de campo comprenden una serie de técnicas entre las que merecen citarse el método de

propagación de ondas de superficie o los que utilizan equipos vibradores pesados.

Finalmente, desde la óptica del proyecto de la mezcla asfáltica no debe dejarse de mencionar la importante influencia que ejercen las características inherentes de los materiales y de las mezclas en los valores del módulo de rigidez utilizadas en el cuadro IV.

2. DEFORMACIONES PERMANENTES DE LAS MEZCLAS ASFALTICAS

La estabilidad de una mezcla asfáltica es la capacidad de resistir los esfuerzos de corte impuestos por las cargas de los vehículos sin experimentar deformaciones permanentes, es decir, que la deformabilidad de la mezcla se verifique en el régimen con recuperación elástica o elasto retardada. Constituye una propiedad de fundamental relevancia cuando las capas son solicitadas a elevadas temperaturas de servicio por largo tiempo de aplicación de las cargas pesadas de alta frecuencia y particularmente por elevados esfuerzos tangenciales determinados por el frenado, aceleración y giro de los vehículos.

El efecto acumulativo provocado por la reiteración de las cargas pesadas en la zona de canalización del tránsito se traducen en los comúnmente denominados ahuellamientos o desplazamientos de las capas asfálticas atentando, a un cierto grado de intensidad, contra la comodidad y seguridad del usuario de la ruta.

Las deformaciones plásticas de las mezclas a altas temperaturas también resultó ser motivo de análisis por los investigadores, llegándose a diversas técnicas normalizadas de ensayos de laboratorio y procedimientos analíticos para predecir la susceptibilidad de las mezclas para producir la citada deficiencia.

Entre los ensayos de laboratorio merecen citarse el ensayo de pista de laboratorio (Well Tracking Test) (4), el compactador giratorio (Gyratory Testing Machine) y el ensayo de creep, existiendo a la vez valores admisibles para algunas de las citadas técnicas de laboratorio realizadas sobre mezclas previamente dosificadas con el método Marshall.

Asimismo, el complejo procedimiento analítico para predecir la deforma-

ción permanente indicado por el método Shell 78 permite evaluar distintas alternativas de mezclas asfálticas donde juega una participación importante el módulo de rigidez o las características obtenidas del ensayo creep de dichas mezclas.

3. RELACION ENTRE EL MODULO DE RIGIDEZ Y LAS DEFORMACIONES PLASTICAS DE LAS MEZCLAS ASFALTICAS

El comportamiento en servicio de las capas asfálticas a altas y bajas temperaturas con largos y cortos tiempos de aplicación de las cargas respectivamente, es función entre otros aspectos de la relación entre los esfuerzos de corte aplicados y sus correspondientes deformaciones recuperables por elasticidad instantánea o retardada, es decir, de su módulo de rigidez.

Este hecho evidencia los motivos por los cuales fue interés de los investigadores en hallar una relación que vincule el módulo de rigidez con las deformaciones de las capas asfálticas a las altas temperaturas de servicio. Sin embargo esa inquietud también se generalizó para las condiciones de bajas temperaturas y cortos tiempos de aplicación de los esfuerzos bajo las cuales, según sea el espesor de la capa asfáltica y la deformabilidad estructural de las capas subyacentes, una excesiva rigidez de las capas bituminosas podría comprometer su flexibilidad y su resistencia a la fatiga, características prioritarias para las citadas condiciones.

No obstante, no resulta abundante la bibliografía más conocida sobre la relación entre el módulo de rigidez y las deformaciones plásticas de las mezclas y son más reducidos aún los estudios tendientes a establecer valores mínimos admisibles del citado módulo como criterio de calidad a los efectos de asegurar la capacidad de resistir los esfuerzos mayores y reiteradamente aplicados a altas temperaturas sin alcanzar deformaciones plásticas no tolerables.

En 1959 Metcaff (10) propuso en base a su interpretación del ensayo Marshall y a los resultados logrados en tramos experimentales sometidos a cargas pesadas el criterio de "capacidad de carga" mediante la expresión siguiente

$$Cc \text{ (Lbs/pulg}^2\text{)} = \frac{E \text{ (Lbs)}}{F \text{ (0,01 pulg)}} \times \frac{120 - F}{100}$$

A los efectos de obtener resultados satisfactorios, desde el punto de vista de la estabilidad, la capacidad de carga debería ser superior a 100 libras/pulg².

Posteriormente, en 1966, Ruiz (10) propuso la utilización de valores mínimos de la razón Estabilidad/Fluencia, considerándola como una medida representativa del módulo de rigidez, a los efectos de resistir sin deformaciones plásticas los esfuerzos tangenciales de las cargas particularmente bajo las condiciones de frenado a las más altas temperaturas de servicio.

Ruiz determinó dichos valores mínimos relacionando las expresiones representativas del módulo de rigidez deducidas por Dormon, Jarman y Nijboer, comentadas en el IV. 1 con la relación esfuerzo/deformación admisible bajo las condiciones de frenado, es decir:

Esfuerzo: 0,4 presión de inflado
Deformación admisible: 0,01
Tiempo de aplicación de la carga: 0,33 seg.

Temperatura de servicio: 60°C

$$SE_t = 0,33 \text{ seg} = \frac{3 \times 0,4 \text{ p}}{0,01} = 120 \text{ p}$$

T = 60°C

De acuerdo a lo expresado, la condición de límite mínimo se verifica cuando

$$S_E = 120 \text{ p} = 2,5 \cdot 40 \frac{E \text{ (Lbs)}}{F \text{ (0,01 pulg)}}$$

p en Lbs/pulg²

$$S_E = 120 \text{ p} = 2,5 \cdot 0,16 \frac{E \text{ (Kg)}}{F \text{ (cm)}}$$

p en Lbs/pulg²

De esta forma Ruiz estableció valores mínimos de la razón E/F en función de la presión de inflado y de acuerdo a este último valor clasificó al tránsito en cuatro categorías. Para tránsito extrapesado, es decir para una presión de inflado de 100 Lbs/pulg², el valor mínimo del "módulo de rigidez" debería ser

$$SE_t = \frac{1}{3} \text{ seg} = 120 \text{ p} = 12.000 \text{ Lbs/pulg}^2 = 800 \text{ Kg/cm}^2$$

T = 60°C

CUADRO III - RELACION ENTRE EL MODULO DE RIGIDEZ Y LA DEFORMACION PLASTICA DE CARPETAS ASFALTICAS.

RUTA	PROVINCIA	TRAMO	CARPETA DE RODAMIENTO	Nº DE GOLPES	CEMENTO ASFALTICO	VACIOS %	VAM %	ESTABILIDAD Kgr	FLUENCIA cm	(1) S _g (lb/pul ²)	tiempo de aplicación carga (seg)	temperatura media carpeta en verano (°C)	I.P. del asfalto	(2) S _b (lb/pul ²)	C _v corr	(3) S _m (lb/pul ²)	DEFORMACIONES DE LA CARPETA ASFALTICA
11	Santa Fe	Cañaditas Calchaquí	Arena-Asfalto (4)	50	70-100	6,4	22,4	291	0,43	3765	0,02	48	-0,5	2,9 x 10	0,80	5 x 10 ³	Si
11	Santa Fe	Cañaditas Calchaquí	Concreto asfáltico convencional (4)	50	70-100	3,2	16,5	653	0,33	11307	0,02	48	-0,5	2,9 x 10	0,86	1,7 x 10 ⁴	Si
11	Santa Fe	Cañaditas Calchaquí	Concreto asfáltico convencional.	75	50-60	4,7	16,7	850	0,30	16190	0,02	48	-0,5	7,3 x 10	0,86	4 x 10 ⁴	No
34	Salta	Río Piedras Río Juramento	Grava-Arena-Asfalto (con grava triturada)	75	70-100	3,7	16,6	800	0,32	14285	0,1	45	0	1,5 x 10	0,86	1,2 x 10 ⁴	Si (5)
Acceso Norte	Buenos Aires	Pta s/FGBB Pta s/Río Reconquista	Concreto asfáltico convencional.	75	70-100	3,8	15,2	680	0,27	14391	0,02	44	-1	5,8 x 10	0,87	4 x 10 ⁴	No
3	Santa Cruz	Guer Aike Río Gallegos	Grava-Arena-Asfalto (con grava triturada)	75	70-100	3	17,2	800	0,25	18285	0,02	28	-0,15	5,8 x 10 ²	0,85	1,3 x 10 ⁵	NO

(1) S_g: Módulo de Rigidez según (10) = $2,5 \times 40 \times \frac{Est (lb)}{Fl (0,01 pulg)}$ para T = 60°C y t = 1/3 seg

(2) S_b: Módulo de rigidez del asfalto según libro de VAN DER POEL y las características del cemento asfáltico después del ensayo de Pérdida en Película Delgada (6)

(3) S_m: Módulo de Rigidez de la mezcla asfáltica según libro de VAN DER POEL y la C_v corregida del agregado pétreo a la temperatura máxima media del pavimento y tiempo de aplicación de la carga de 0,02 seg a 0,01 seg para la Ruta 34.

(4) Capas asfálticas existentes hasta su remoción en 1984 (11).

(5) Sólo en los tramos ascendentes de la calzada en pendiente (tránsito pesado a 10 km/h)

(6) Valores de penetración comprendidos entre 90 y 100.

Como fuera expresado en la Sección III, el criterio de establecer valores mínimos de los módulos de rigidez de las mezclas asfálticas tendientes a minimizar las deformaciones plásticas de las mezclas asfálticas de las capas asfálticas, recientemente fue motivo de análisis por McLeod (2) y (3) en base a información experimental obtenida de capas asfálticas construidas en regiones de climas templados y cálidos. Según el citado autor, el módulo de rigidez (S_m) de la mezcla asfáltica, expresado en Lbs/pulg², a la temperatura máxima media que puede alcanzar el pavimento en el verano y para un tiempo de aplicación del esfuerzo de 0,01 segundo, debería ser como mínimo 10 veces la Estabilidad Marshall a 60°C mínima establecida según la categoría del tránsito (pesado, mediano o liviano).

De acuerdo con lo expuesto surge como conclusión fundamental la necesidad de evaluar mediante procedimientos experimentales o analíticos el módulo de rigidez o las deformaciones plásticas de las mezclas asfálticas como criterios complementarios tendientes a predecir su comportamiento a altas temperaturas y con ello poder se-

leccionar la mezcla más adecuada con referencia a este aspecto, tratando al mismo tiempo de compatibilizar este criterio con otras propiedades tan importantes como lo son la flexibilidad y la resistencia a la fatiga.

Las consideraciones expuestas pueden verificarse en el cuadro III, donde con carácter de ejemplos se intenta vincular el comportamiento experimentado por determinadas carpetas asfálticas en servicio, razonablemente bien ejecutadas, con los resultados obtenidos aplicados los criterios descriptos en lo referente a la deformación permanente y su relación con el módulo de rigidez de las mezclas bajo sus respectivas condiciones de servicio.

a) Ruta 11, Provincia de Santa Fe, tramo Cañaditas - Calchaquí

El espesor de las capas asfálticas existentes antes de proceder a su remoción mediante la técnica del fresado en frío por capas y su posterior reutilización del material recuperado para formar parte del refuerzo de la estructura remanente (11) estaba constituido por una capa de arena-asfalto de 5 centímetros de espesor, ejecuta-

do en 1958, y una carpeta y base de concreto asfáltico de 12 centímetros de espesor, construido en 1971. Tanto la capa de arena-asfalto como las de concreto habían experimentado pronunciadas deformaciones consistentes en desplazamientos y profundos ahuecamientos. Las deformaciones producidas en las capas de concreto asfáltico fueron causadas no solamente por las características inherentes de dichas mezclas sino también fueron reflejos de las deformaciones de la capa inferior de arena-asfalto, cuya mezcla, de muy baja estabilidad Marshall, estaba constituida por arena del río Paraná, arena local y filler.

Analizados los antecedentes de estas obras y realizados los correspondientes ensayos de laboratorio para la preparación del proyecto del refuerzo con aplicación de la técnica mencionada, se verificaron ciertas características de los materiales y de las mezclas no compatibles con la categoría del tránsito que frecuentó la ruta y con la temperatura máxima media que alcanzó el pavimento.

Efectivamente, las mezclas fueron proyectadas y dosificadas con asfalto (70-100), la compactación adoptada

para todas las mezclas correspondió a 50 golpes por cara de la probeta; la composición presentaba un fuerte contenido de arena silícea y el tipo de mezcla asfáltica adoptado para la carpeta de rodamiento, consistente en arena-asfalto, presentaba apreciablemente baja estabilidad Marshall.

El tránsito de tipo pesado solicitó a las capas asfálticas durante sus respectivos períodos de servicio y bajo las condiciones de temperatura máxima media determinadas estimativamente mediante el gráfico RT del método Shell. En el cuadro III puede verificarse para las condiciones de servicio señaladas no se alcanzaron los valores mínimos del módulo de rigidez (Sm) de las mezclas, no obstante de cumplirse en obra con los requerimientos de calidad especificados en los respectivos Pliegos de Especificaciones.

En cambio, la carpeta de rodamiento de concreto asfáltico convencional, construida en 1984 sobre bases de mezclas asfálticas recicladas en caliente, con asfalto (50-60) y dosificada la mezcla con una energía de compactación correspondiente a 75 golpes por cara de la probeta Marshall, no ha experimentado hasta el presente deformaciones permanentes apreciables.

b) Ruta 34, Provincia de Salta, tramo Río Juramento - Río Las Piedras

En esta obra, construida en 1983, se especificó la utilización de un cemento asfáltico (70-100) para la carpeta de rodamiento y las bases asfálticas con la densificación correspondiente a 75 golpes por cara de la probeta Marshall. No obstante de lograr la mezcla elaborada los requisitos de calidad especificados, solo se han producido ahuellamiento en las trochas de ascenso en las secciones con pendientes donde el tránsito pesado y lento actúa también a las más altas temperaturas del verano. En consecuencia, para las condiciones de temperaturas y tiempo de aplicación de los esfuerzos no se alcanzaron los valores mínimos del módulo de rigidez de las mezclas sugeridos por McLeod.

c) Acceso Norte a la Capital Federal

La carpeta de rodamiento de una de las secciones del tramo experimen-

tal elaborada con asfalto (70-100) de Medanita y dosificada con la compactación de 75 golpes por cara de la probeta Marshall, no ha experimentado deformaciones permanentes fuera de los límites admisibles, Agnusdei (12).

d) Ruta 3ª Provincia de Santa Cruz tramo Güer-Aike - Río Gallegos

Las mezclas asfálticas elaboradas con asfalto (70-100) y dosificadas a 75 golpes por cara de la probeta Marshall no experimentaron deformaciones permanentes bajo las condiciones de tránsito y bajas temperaturas.

Sin embargo, la ejecución de tramos experimentales con mezclas asfálticas elaboradas con asfalto (120-150) y (150-200) bajo las mismas condiciones de tránsito y temperaturas hubieran marcado criterios más precisos sobre el tipo de asfalto más adecuado para las regiones de climas fríos.

El deficiente comportamiento que presentan actualmente las mezclas asfálticas construidas en dicha ruta derivan fundamentalmente de la débil adherencia del sistema asfalto-agregado, originada tanto por la naturaleza mineralógica como por la contaminación arcillosa del árido, Dorfman, Rívara y Llano (13).

Así es frecuente y no resulta difícil de verificar la existencia de deficiencias originadas generalmente por el solo hecho de no contemplarse debidamente los aspectos básicos de los materiales y de las mezclas que componen directamente relacionados con las condiciones reales de servicio.

V. RESISTENCIA A LA FATIGA

Durante las últimas décadas se ha dado un pronunciado impulso a las investigaciones sobre los módulos elásticos y la resistencia a la fatiga de las mezclas asfálticas en caliente. Ello se debió entre otros motivos al desarrollo y aplicabilidad de las teorías elásticas a los sistemas multicapas para cuyos cálculos de tensiones y deformaciones surgieron consecuentemente programas de computación que requieren el conocimiento de los parámetros elásticos de las capas estructurales de los pavimentos. Estas nuevas metodologías son particularmente

aplicables para la determinación de los espesores del refuerzo de los parámetros flexibles donde las características de las mezclas asfálticas a proyectar debieran ser compatibles con la deformabilidad estructural tanto del conjunto del pavimento como de las capas subyacentes a la capa de refuerzo.

La resistencia a la fatiga adquiere singular relevancia y se halla comprometida en capas asfálticas delgadas solicitadas a bajas temperaturas y cortos tiempos de aplicación con los esfuerzos y apoyadas sobre capas con elevada deformabilidad elástica. En cambio, a altas temperaturas de servicio esta característica también puede resultar crítica cuando se sobrealimenta como característica fundamental la estabilidad Marshall, incrementando consecuentemente en forma excesiva el módulo de rigidez de la mezcla asfáltica.

Siendo abundante la bibliografía existente sobre la resistencia a la fatiga de las mezclas asfálticas, no es propósito de este trabajo analizar los fundamentos y conceptos básicos de esta importante propiedad vinculado al comportamiento estructural de las capas bituminosas, no obstante se considera de interés contemplar su aplicabilidad al proyecto de las mezclas asfálticas en caliente, particularmente en los casos en que éstas integran capas de refuerzo de pavimentos.

Si se efectuara una revisión de la bibliografía existente sobre este tema (6), (14) y (15) se llegaría a opiniones concordantes en los siguientes aspectos fundamentales:

1. Tipos de ensayos

Existe una gama importante de tipos de ensayos dinámicos de laboratorio tendientes a reflejar estimativamente la resistencia a la fatiga bajo las condiciones de servicio. De acuerdo a los procedimientos empleados serán los resultados de los parámetros obtenidos, básicamente representados por las leyes que relacionan la deformación específica o la tensión con el número de solicitaciones del esfuerzo aplicado.

Entre las condiciones fundamentales de los ensayos dinámicos que influyen en la resistencia a la fatiga se deben mencionar:

- Magnitud de la carga.
- Tipo de carga: tensión o deformación controlada.
- Frecuencia, duración y periodo entre aplicaciones sucesivas de la carga, variaciones senoidales o cargas pulsantes.
- Forma de aplicación de la carga: flexión, torsión, compresión diametral, etc.
- Temperatura de ensayo.

CUADRO IV

FACTOR	VARIACION DEL FACTOR	EFECTO DE LA VARIACION DEL FACTOR		
		MODULO DE RIGIDEZ	FATIGA A TENSION CONTROLADA	FATIGA A DEFORMACION CONTROLADA
Penetración	Decrece	Aumenta	Aumenta	Decrece
Contenido de asfalto	Aumenta	Aumenta (1)	Aumenta (1)	Aumenta (2)
Tipo de agregado	Aumenta rugosidad	Aumenta	Aumenta	Decrece
Granulometría	Abierta o densa	Aumenta	Aumenta	Decrece
Vacios	Decrece	Aumenta	Aumenta	Aumenta (2)
Temperatura	Decrece	Aumenta	Aumenta	Decrece

(1) Existe un contenido óptimo de asfalto
 (2) Falta información definitiva

2. Factores de las mezclas asfálticas

Las características de los materiales que integran las mezclas asfálticas como así también su composición volumétrica influyen con distinto grado en los resultados de los ensayos ya sean éstos a tensión o a deformación controlada.

En el cuadro IV se sintetizan las tendencias cualitativas de la variación del módulo de rigidez y la resistencia a la fatiga en función de las características de materiales y de las mezclas asfálticas.

Las investigaciones tienden a ser concordantes al señalar a los contenidos de asfalto y de vacíos en las mezclas como los factores de mayor influencia en la resistencia a la fatiga.

El incremento de los vacíos reduce marcadamente el módulo de rigidez e incrementa la concentración de tensiones. El efecto detrimente de los vacíos parece ser más notable en el ensayo a tensión controlada o en el ensayo a deformación controlada a bajas temperaturas.

Incrementando el contenido de ligante se reducen los vacíos y aumenta la vida por fatiga; sin embargo, si la mezcla posee pocos vacíos y se incrementa el contenido de ligante se reducirá el módulo de rigidez originando

un aumento en la deformación, reduciendo la vida útil en el ensayo realizado a tensión controlada.

Los asfaltos más viscosos mejoran el rendimiento a la fatiga en el ensayo a tensión controlada. En una mezcla pobre el incremento de filler origina un material más rígido y por lo tanto pequeñas deformaciones y más resistencia a la fatiga, sin embargo incrementando el contenido de ligante se reduce el módulo de rigidez, existiendo en consecuencia una relación filler-betún óptima que permite obtener un mayor rendimiento a la fatiga según se considere los ensayos a tensión o deformación controladas.

El tipo de agregado tiene pocos efectos sobre la relación deformación/vida útil.

En síntesis, a los efectos de lograr un razonable comportamiento a la fatiga de las capas asfálticas gruesas se debe obtener un módulo de rigidez tal que sea compatible con la flexibilidad de la mezcla, particularmente de primordial importancia a bajas temperaturas de servicio y elevada deformabilidad elástica del pavimento.

En cambio, para el proyecto de capas asfálticas delgadas la mayor resistencia a la fatiga se obtiene con mezclas menos rígidas, es decir contenidos y grados más elevados del asfalto, debiendo ser estos aspectos compatibles con el módulo de rigidez mínimo de la mezcla a las más altas temperaturas de servicio a fin de reducir a valores tolerables las deformaciones permanentes de las capas asfálticas.

Por otra parte el grado de compactación juega un papel preponderante pues regula tanto la composición volumétrica como el módulo de rigidez de la mezcla asfáltica.

3. Aplicabilidad de los ensayos a tensión o a deformación controladas

Según Monismith y Deacon los ensayos a deformación controlada son adecuados para capas delgadas, del orden de los 5 centímetros, en relación con las capas subyacentes, aportando solo una pequeña rigidez a la estructura y su deformación es controlada por dichas capas de apoyo.

En cambio los ensayos a tensión controlada resultan apropiados para capas asfálticas con espesores superiores a los 10 centímetros y con una mayor rigidez respecto a las capas in-

feriores, pues al tener capacidad suficiente para resistir los esfuerzos aplicados controlan la magnitud de las deformaciones que ellos originan.

En los casos de estructuras débiles con excesiva deformabilidad elástica los ensayos a tensión controlada resultan aún más representativos para capas asfálticas delgadas. Esta circunstancia se presenta frecuentemente en pavimentos flexibles argentinos con capas subyacentes de baja capacidad de soporte con relación a las capas de apoyo que comúnmente proyectan en Europa. Por otra parte, los ensayos a tensión controlada son de menor duración respecto a los ensayos a deformación controlada para la misma mezcla, es decir, con los primeros se logra menor vida de fatiga, disponiéndose así más rápidamente de los resultados de ensayos.

En síntesis, el comportamiento de la mezcla en los ensayos a tensión o deformación controlada dependerá tanto del espesor y del módulo de rigidez de la mezcla, como de la rigidez de la estructura subyacente. En ambos ensayos el módulo de rigidez decrece con el avance del ensayo; en la técnica a tensión controlada por incremento progresivo de la deformación provocada por la carga; y en el ensayo a deformación controlada al decrecer la tensión necesaria para mantener constante el nivel de deformación.

En general, el incremento del módulo de rigidez permite obtener vidas de fatiga más prolongadas en el ensayo a tensión controlada y vidas más cortas en los ensayos a deformación controlada.

En consecuencia, toda variable de la mezcla que afectare su módulo de rigidez también su influencia se reflejará positiva o negativamente según el caso específico que corresponda.

El comportamiento a la fatiga de una capa asfáltica está definido por la capacidad de soportar deformaciones específicas admisibles (ϵ_c) por tracción a una determinada profundidad de la capa, bajo la aplicación de cargas reiteradas menores a la carga mediante cuya sola aplicación produce la rotura.

De acuerdo a las leyes experimentales que relacionan la deformación específica y el número de aplicaciones del esfuerzo, cuanto mayor es el valor de dicho número, menor resultará la deformación específica en los ensayos a tensión y a deformación controlada.

Se ha deducido por vía experimental (6) con ensayos a deformación controlada de diversos tipos de mezclas asfálticas una fórmula empírica mediante la cual se construyó el nomograma de la figura 7, anexo al método Shell 78, el cual permite predecir el valor admisible de ϵ_t en función del módulo de rigidez (S_m) y el contenido en volumen del ligante (V_b) y el número equivalente de ejes de 18.000 libras (80 KN).

A los efectos de comparar distintas mezclas asfálticas alternativas, para capas de pequeño espesor y especialmente las proyectadas para integrar capas de refuerzo de pavimentos flexibles, el mencionado nomograma permite estimar, para un valor determinado de N , la deformación específica admisible por tracción en función de las características inherentes de cada mezcla asfáltica.

Por cierto que, a constancia del valor N , la mezcla más adecuada debiera ser la que permite el mayor valor de la deformación específica admisible, y a la vez tenga el módulo de rigidez mínimo necesario a la más alta temperatura de servicio.

Mediante estas consideraciones se intenta compatibilizar, al menos estimativamente, los criterios tendientes a establecer una rigidez mínima de las carpetas asfálticas con la resistencia a la fatiga tanto a bajas y a altas temperaturas, particularmente si la respuesta elástica del pavimento en su conjunto y de las capas subyacentes supera los valores tolerables.

Estos análisis permitirían llegar a soluciones técnicas cuya adopción definitiva la indicarán las evaluaciones económicas de las distintas alternativas estudiadas.

A los efectos de ilustrar los conceptos expresados y evaluar analíticamente la resistencia a la fatiga de las mezclas, se ha tomado como ejemplo las mezclas asfálticas estudiadas por el Dr. Petroni y colaboradores citados en las referencias (16) y (17).

De los mencionados estudios fueron tomados los datos correspondientes a las cuatro mezclas en lo referente a las características de los asfaltos, la composición volumétrica, las temperaturas y tiempo de aplicación de los esfuerzos mediante los cuales fueron determinados los valores ilustrados en el cuadro V.

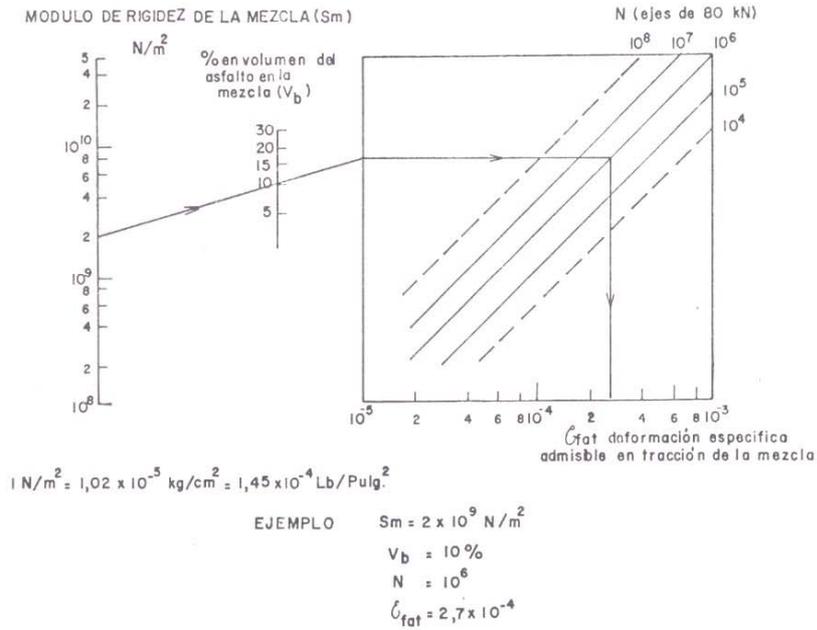


FIGURA 7.- NOMOGRAMA DE FATIGA PARA DETERMINAR C_{fat} DE LA MEZCLA EN FUNCION DE S_m Y V_b .

La utilización del nomograma de la figura 7 permitió verificar las conclusiones de Petroni referidas a la mayor resistencia a la fatiga, tanto de la mezcla asfáltica fina tipo Topeka como de la mezcla elaborada con áridos cuya fracción gruesa estaba constituida por arcilla expandida, con relación a los concretos asfálticos convencionales empleados como referencia. Esta mayor resistencia a la fatiga se refleja por los mayores valores de la deformación específica admisible para igual valor de N .

Sin embargo, las conclusiones serían totalmente opuestas a las anteriores si las mezclas debieran construirse en grandes espesores y sobre pavimentos con pronunciada deformabilidad es-

tructural. En estas condiciones la rigidez de las mezclas adquieren mayor relevancia para la vida de fatiga, correspondiendo considerar las conclusiones obtenidas del ensayo a tensión controlada. Es decir, bajo estas condiciones los concretos asfálticos convencionales resultarían más resistentes a la fatiga con relación a las respectivas mezclas no convencionales estudiadas.

Por cierto el análisis comparativo expuesto con relación a la característica de la fatiga tiene carácter cualitativo, pues si es necesario una evaluación cuantitativa más racional y precisa tendiente a definir la adopción de la mezcla asfáltica más adecuada, específicamente en los casos donde las mismas deban integrar capas de

CUADRO V MEZCLAS ASFALTICAS ESTUDIADAS POR EL DR. PETRONI Y COLABORADORES CON RELACION A LA RESISTENCIA A LA FATIGA.

MEZCLA	Densidad	Vaciós %	VAM %	Estabilidad kg	Fluencia cm	Vb %	Cvc	Sb lb/pulg ²	Sm N/m ²	N	ϵ_t
concreto asfáltico	2,411	4,7	14,3	852	0,23	9,6	0,88	$2,9 \times 10^3$ (1)	$4,14 \times 10^9$	1×10^6	$2,2 \times 10^{-4}$
Arena - Asfalto	2,27	4	18,7	491	0,19	14,5	0,84	$2,9 \times 10^3$ (1)	$1,72 \times 10^9$ (3)	1×10^6	$3,2 \times 10^{-4}$
concreto asfáltico	2,376	4,7	14,2	1255	0,17	9,5	0,89	$7,25 \times 10^2$ (2)	$2,8 \times 10^9$	1×10^7	$1,2 \times 10^{-4}$
concreto asfáltico arcilla expandida	1,563	3,1	14,0	1500	0,20	10,9	0,89	$7,25 \times 10^2$ (2)	$2,8 \times 10^9$	1×10^7	$1,6 \times 10^{-4}$

(1) $T_{800} = 50^\circ C$ $t = 0,02$ $IP = -1$ $T_p = 20^\circ C$

(2) $T_{800} = 54^\circ C$ $t = 0,02$ $IP = 0$ $T_p = 20^\circ C$

(3) $S_m = 1,72 \times 10^6 N/m^2 = 25.000 lb/pulg^2$ para ($T_{800} = 50^\circ C$, $t = 0,02 seg$, $T_p = 42^\circ C$ y $C_v = 0,84$)

refuerzo de pavimentos, correspondería llevarse a cabo ensayos de laboratorio con la técnica de ejecución que corresponda y con ellos determinar tanto los parámetros elásticos como la ley que rige la resistencia a la fatiga.

Mediante esta información y la correspondiente a los parámetros elásticos del pavimento existente será posible definir el espesor del refuerzo del pavimento verificando el régimen de tensiones y deformaciones con la utilización de programas de computación elaborados para la resolución de la elástica de los sistemas multicapas.

Finalmente, se debe tener presente los dos casos extremos del comportamiento de las carpetas asfálticas para una evaluación técnico-económica de sus implicancias. Por excesiva rigidez y baja resistencia a la fatiga, la capa asfáltica tiende a fisurarse progresivamente hasta la formación de fallas por fatiga comúnmente denominadas "piel de cocodrilo", pero manteniendo prácticamente constante el gálibo de la calzada; los trabajos de conservación consisten básicamente en el sellado de fisuras y baches a los efectos de evitar la penetración del agua en detrimento de la estabilidad de las capas subyacentes.

En cambio, las mezclas con la mayor resistencia a la fatiga y baja rigidez suelen experimentar deformaciones permanentes con tendencia a pronunciados ahuellamientos que atentan contra la seguridad y comodidad del usuario, reflejándose más acentuadamente durante las precipitaciones con la producción del conocido efecto del "hidroplaneo".

En este caso la restitución del gálibo conduce al fresado superficial para la eliminación de las crestas, o a la construcción de una capa asfáltica adicional de nivelación, implicando estas soluciones un costo adicional en las obras de mejoramiento de los pavimentos.

De manera que si bien el problema no deja de ser complejo, es factible mediante acertadas evaluaciones y criterios debidamente aplicados proyectar mezclas cuyas características mecánicas y volumétricas sean compatibles con las propiedades más relevantes que interesan en cada caso particular.

Por cierto no resulta fácil llegar a una solución de compromiso ante tantas variables puestas en juego, pero el

propósito de estas consideraciones es poner el mayor énfasis posible en el sentido de que en todo proyecto de mezclas asfálticas se trata en lo posible de lograr soluciones técnicas y económicas con un comportamiento eficiente durante el mayor período de servicio posible.

VI. CONCLUSIONES

Las consideraciones expuestas en el trabajo conducen a las siguientes conclusiones:

1. Se debe efectuar una evaluación previa y posterior al proceso de dosificación de las mezclas asfálticas contemplando los diversos aspectos analizados a los efectos de definir con criterios técnicos y económicos la alternativa más adecuada.

2. El procedimiento propuesto por McLeod para la elección del tipo de cemento asfáltico a utilizar en la mezcla muestra una vez más la importancia que tiene para el proyectista otorgarle el debido valor y utilidad práctica al concepto de la susceptibilidad térmica de los asfaltos.

3. Se debería verificar estimativamente mediante los correspondientes nomogramas el módulo de rigidez de las mezclas asfálticas a la temperatura máxima media del pavimento en el verano y con el normal tiempo de aplicación de los esfuerzos. A los efectos de obtener valores más precisos del módulo o de la deformación probable de la mezcla existen técnicas normalizadas de laboratorio oportunamente indicadas en el presente trabajo.

4. Para el caso específico de refuerzos de pavimentos resultaría conveniente analizar cualitativamente el comportamiento a la fatiga de las distintas mezclas alternativas a proyectar con relación a la deformabilidad estructural del pavimento existente.

5. Para diversos propósitos resulta de notoria utilidad definir el tránsito de acuerdo a las categorías de Pesado, Mediano y Liviano, correspondiéndole a cada una de ellas un determinado rango del número equivalente de ejes de 10 toneladas se prevé circularán por trocha durante un determinado período de servicio.

BIBLIOGRAFIA

(1) The Asphalt Institute, *Mix Design Methods for Asphalt Concrete*. MS, 2, 1984.

(2) McLeod N., *When paving in cold areas engineers can make paving asphalt temperature susceptibility work for them or against them*. Paving in cold areas. Japón, 1984.

(3) McLeod N., *Using the freezing Index for the optimum selection of paving asphalt with different temperature susceptibilities for any pavement site*. The Annual Conference Canadian Technical Asphalt Association, 1985.

(4) Valero Alonso L., *Mezclas asfálticas resistentes a la deformación plástica*. Revista Carreteras N° 103, 1982.

(5) Dempsey B. J., Ingersoll J., Johnson T. C., Shahin M. Y., *Asphalt concrete for cold Region*. CRRL, Hannover, New Hampshire, 1980.

(6) Shell, *Shell pavement design manual*. 1978.

(7) Agnusdei J. O., *Control de calidad de los materiales asfálticos*. VIII Simposio de la Comisión Permanente del Asfalto, 1982.

(8) Bonneure F., Gest G., Gravois A. y Uge P., *A new method of predicting the stiffness of asphalt paving mixtures*. Asphalt Paving Technology, Vol. 46, 1977.

(9) Heukelom W. y Klomp A. J. G., *Road design and Dynamic Loading*. Asphalt Paving Technology, Vol. 33, 1964.

(10) Ruiz C. L., *Interpretación del ensayo Marshall - Relación Estabilidad/Fluencia*. XIV Reunión de la Comisión Permanente del Asfalto, 1966.

(11) Dirección Nacional de Vialidad, *Primera obra en la República Argentina utilizando mezclas asfálticas recicladas en caliente*. X Congreso Argentino de Vialidad y Tránsito, 1985.

(12) Agnusdei J. O., *Comportamiento de asfaltos obtenidos de petróleos argentinos en un tramo experimental*. XXI Reunión de la Comisión Permanente del Asfalto, 1978.

(13) Dorfman B., Rivara Y. R. y Llano O. F., *Estudio sobre mezclas asfálticas en caliente para regiones de climas fríos*. II Congreso Latinoamericano del Asfalto, 1983.

(14) Preussler E. S., Pinto S. y Medina J., *Determinación de la vida de fatiga de concretos asfálticos brasileños y aplicación en el dimensionamiento de refuerzo de pavimentos*. I Congreso Latinoamericano del Asfalto, 1981.

(15) Nicolas F. J., *Propiedades, Estudio y Empleo de las Mezclas Bituminosas*. Libro "Firmes de Carreteras y Autopistas", Barcelona, España.

(16) Petroni E. y Bellone de Biglino E., *Consideraciones sobre el refuerzo precario de pavimentos flexibles con mezclas asfálticas en caliente*. XXI Reunión de la Comisión Permanente del Asfalto, 1978.

(17) Petroni E., *El uso racional de mezcla tipo concreto asfáltico, para el diseño de estructuras viales, utilizando arcilla expandida*. XXIII Reunión de la Comisión Permanente del Asfalto, 1985.

VIALIDAD EN EL MUNDO

ACTUALIDAD INFORMATIVA

• DE TURQUIA

En el curso de los próximos años, Turquía se propone construir varias autopistas y acelerar los proyectos en curso. Este año 1987 se destinarán 561 mil millones de liras turcas para este programa, incluyendo 324 mil millones provenientes de créditos extranjeros.

Un consorcio formado por la firma turca Enka y la sociedad norteamericana Bechtel deberá construir en 48 meses la sección Gerede - Ankara (la capital del país) de la Autopista del Oeste, que incluye 8 puentes y pasarelas, 10 cruces y 5 túneles, con un presupuesto de 480 millones de dólares. Un segundo contrato para la construcción de la Autopista de 121 km entre Gümüşova y Gerede se ha firmado con la sociedad italiana Astaldi Estero por 181,5 millones de dólares; los trabajos durarán 40 meses e incluirán 10 puentes, 6 cruces y 2 túneles.

El programa del año próximo comprende la construcción de las carreteras Edirne (en la frontera con Bulgaria) a Kindi (140 km), Tarsos-Adana-Toprakalé - Gaziantep (250 km), Esmirna - Aidin - Denizli (270 km), Esmirna - Salihli (90 km), Esmirna - Ceme (90 km) y Pozanti - Tarsos (44 kilómetros).

Se han iniciado negociaciones para la creación de un consorcio italo-turco que se hará cargo de la carretera Tarsos - Gaziantep. La empresa Bouygues se interesa por el proyecto de túnel bajo el mar de Mármara, al mismo tiempo que la Cleveland Bridge & Engineering Co. y la firma Enka discuten la construcción de un tercer puente sobre el Bósforo, para unir las costas europea y asiática del país.

• DE GRAN BRETAÑA

Han concluido las obras del periférico de Londres, la M25 London Orbital Motorway, con la reciente inauguración de su último tramo de 187 km. Su costo total alcanzó los mil millones

de libras y su realización insumió 14 años.

En ciertos sectores el tránsito ya ha superado los 70.000 vehículos/día, por lo que está en consideración su ensanche a cuatro carriles en lugar de los tres actuales por vía.

Este monumento del siglo no solo es de dimensiones gigantescas sino de grandiosa concepción, con partes con sistemas de iluminación, conexión con la red vial a través de 32 accesos y 7 enlaces con otras autopistas. La obra sirve a una aglomeración de 12 millones de habitantes y discurriendo a una distancia de 25 km del centro de la ciudad, sirve de acceso a tres aeropuertos internacionales: Heathrow, Gatwick y Standted, al mismo tiempo que conduce a los amantes del automovilismo a Brands Hatch y a todos los capitalinos hacia los balnearios sureños sobre el Canal de la Mancha.

• DE FRANCIA

Por las carreteras francesas circula el 90% del transporte de pasajeros y el 50% del transporte de las mercaderías. Sin embargo, aproximadamente el 40% del tránsito vial total está concentrado sobre el 4% de la longitud de la red vial, lo que representa el principal desafío para la modernización de la red vial nacional por lo que significa para el desarrollo equilibrado, el fomento y puesta en valor de los recursos del país.

Con 6.500 km de autopistas en servicio (ver CARRETERAS N° 122, pág. 43), Francia se sitúa en Europa justo después de Alemania Federal (8.100 km) pero adelante de Italia (5.950 km) e Inglaterra (2.800 km). El ritmo de construcción adoptado por Francia en el curso del último decenio ha permitido cubrir un retardo que penaliza largamente su economía.

La red de autopistas de enlace está actualmente realizada en su mayor parte: 5.064 km al 31 de diciembre de

1985, mientras que el Esquema Director Vial adoptado por decreto del 14/2/86 ha previsto, a su término, un total de 6.800 km. Las construcciones en curso o a realizar conciernen mayormente a las secciones menos frecuentadas por el tránsito pero no obstante esenciales para el desarrollo equilibrado del país.

Los enlaces rápidos como Bayona - Tarbes (A64), Macon - Túnel del Monte Blanco (A40), Orleans - Clermont Ferrand (A71) permitirán desarrollar las regiones adyacentes hasta ahora alejadas de las grandes corrientes de tránsito europeas por una difícil geografía. Las otras líneas completarán la trama de la red vial y reforzarán los enlaces transversales e interregionales.

Durante 1986 se han lanzado 106 kilómetros de nuevas secciones y se han puesto en servicio 116 km de autopistas. En las autopistas más antiguas se ha perseguido el ensanche de dos a tres carriles por vía, y su longitud acumulada sobrepasó los 650 km en diciembre de 1985.

El presupuesto 1987, en lo que concierne al programa vial de este año, prevé la puesta en ejecución de más de 200 km de autopistas. Esta fuerte aceleración del programa se relaciona con un aumento en las inversiones, lo que permitirá lanzar 180 km de autopistas, mientras que los 24 km de la Arles - Nimes (A55) serán contratados sin la ayuda del Estado. El nuevo impulso dado a la inversión vial deberá permitir recuperar el retardo acumulado. También contribuirá a mejorar la seguridad vial, puesto que la autopista es cinco veces menos mortal que una carretera tradicional.

Las obras iniciadas en 1987 favorecerán la comunicación y el desarrollo equilibrado de las diferentes regiones del país:

— al norte y noreste: el lanzamiento de las dos últimas secciones de la autopista A26 Calais - Reims, que permitirán la conclusión total de

- dicha línea en 1989;
- al oeste: la iniciación de la última parte de la autopista A11 Le Mans - Angers, que completará para el verano de 1989 el enlace París - Nantes, conforme al contrato del Estado con la Región Pays-de-la-Loire;
 - en el centro: la construcción de la autopista A71 Orleans - Bourges - Clermont Ferrand continuará a un ritmo que permitirá la conclusión para 1990 de esta gran prioridad del IXº Plan;
 - en el sureste: la sección Manosque - Peyruis (30 km) será iniciada para asegurar la continuidad de los trabajos de la autopista del Valle de Durance;
 - al norte de los Alpes: el enlace Montmélian - Pont Royal, por el inicio de una primera sección entre la autopista A41 y Montmélian (4 kilómetros);
 - al suroeste: la iniciación de la sección Orthez - Salies de Béarn (10 kilómetros) concretará la primera parte de los trabajos del tramo Orthez - Bayona de la autopista A64.

Durante 1987 serán puestos en servicio 165 km de autopistas, siendo uno de los tramos más importantes la sección Macon - Bourg, que permitirá casi totalmente el enlace Macon - Bellegarde de la autopista A40 (Macon - Ginebra), con excepción de un corto pero difícil tramo entre Sylans y Bellegarde que solo podrá estar terminado a fines de 1989, permitiendo entonces un tránsito más fluido y seguro entre París y Ginebra.

• DE ARABIA SAUDITA

Como adelanto y adhesión a la realización de la Tercera Conferencia Regional de la International Road Federation para el Medio Oriente, a celebrarse en Riyadh, capital de Arabia Saudita, del 13 al 18 de febrero de 1988, publicamos este informe sobre la situación vial en ese país.

Después de 1970 el Reino de Arabia Saudita, con una población cercana a los 9.500.000 habitantes, adoptó sucesivamente tres planes quinquenales de desarrollo que incluyeron impresionantes realizaciones en todos los sectores.

Hasta hace poco tiempo, 35 años atrás, el país no contaba más que con 200 km de carreteras pavimentadas.

En 1952 se creó el Ministerio de Comunicaciones con el objetivo de desarrollar una red vial moderna. En el curso de la década del sesenta se construyeron más de 4.000 km de nuevas carreteras pavimentadas, las que permitieron la comunicación entre los grandes centros poblados y la circulación rápida y racional de las personas y los bienes desde la costa del Mar Rojo al Golfo Pérsico. En 1970 se contaban más de 8.000 km de carreteras pavimentadas.

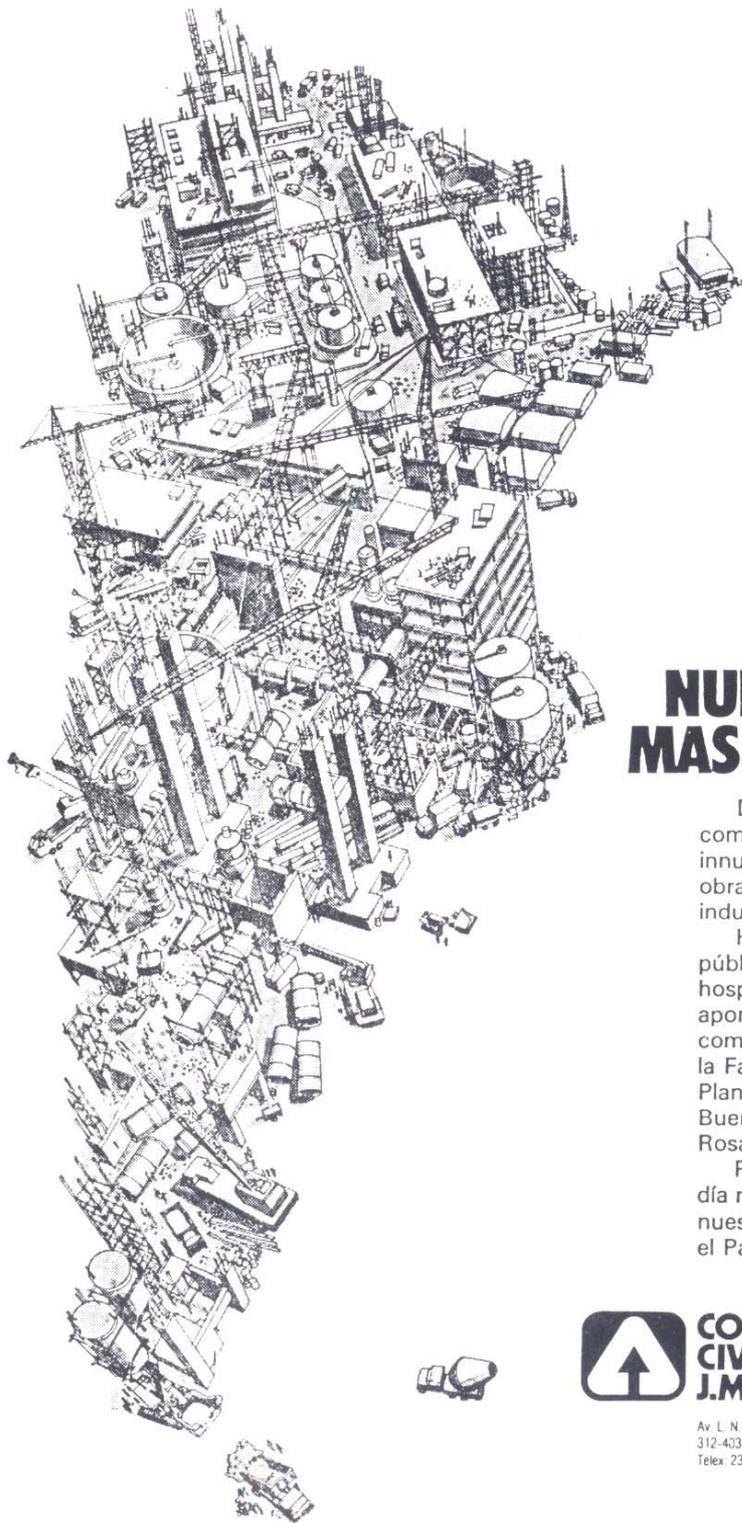
Durante el transcurso del primer plan quinquenal de desarrollo (1970-75) se agregaron otros 4.000 km; pero el período entre 1975 y 1980 estuvo marcado por un extraordinario desarrollo de las infraestructuras del Reino que sumó 12.000 km suplementarios de carreteras, doblando así la longitud total de la red vial. En 1987 la red global saudita incluye 3.500 km de autopistas rápidas, 31.000 km de grandes carreteras y más de 60.000 kilómetros de rutas terciarias, al mismo tiempo que más de 5.300 puentes y 52 túneles.

La red actual ha sido construida a un costo de 27.000 millones de dólares; sin embargo, el cuarto plan quinquenal de desarrollo (1985-90) proyecta la construcción de 13.000 km de nuevas carreteras y más de 30.000 km de caminos rurales.

Entre los últimos emprendimientos debe mencionarse la inauguración, en el pasado mes de noviembre, del puente-dique que franquea los 25 km de mar que separan Arabia del archipiélago de Bahrein y que lleva el nombre de Puente Rey Fahd en honor de la autoridad del país que financió la obra. El puente, que provocará profundas mutaciones en el flujo de mercancías en la región, fue construido en cinco años por la empresa holandesa Ballast Nedam al costo de 700 millones U\$S y constituye una sucesión de 7 diques y 5 puentes que unen la población de Jasra (Bahrein) con la ciudad de Al Khoba (Arabia Saudita). Las luces bajo los puentes tienen un punto máximo de 150 m de largo y 28 m de alto por donde podrán pasar los barcos. La carretera sobre el puente puede soportar una capacidad de 3.000 vehículos/hora, y está interceptada por una isla artificial donde se ha instalado la infraestructura aduanera y comercial para la relación entre los dos países del Golfo.

CALENDARIO DE REUNIONES INTERNACIONALES

- 8 al 10/7/87: 10th International Symposium on Transportation and Traffic Theory. Cambridge, Massachusetts, USA. Inform.: Center of Transportation Studies, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA, 02139, USA.
- 13 al 16/7/87: 6th International Conference: "Structural Design of Asphalt Pavements". Ann Arbor, Michigan, USA, PO Box 7619, Ann Arbor, Michigan 48107-7619, USA.
- 17 al 21/8/87: New Zealand Roading Symposium 1987. Wellington, Nueva Zelandia. Informes: Secretary, PO Box 12-041, Wellington, New Zealand.
- 13 al 18/9/87: XVIII Congreso Vial Mundial AIPCR. Bruselas, Bélgica. Informes: c/o Centre International de Conférences de Bruxelles, Parc des Expositions, Place de Belgique, B-1020 Bruselas, Bélgica.
- 14 al 17/9/87: 1987 Congreso Anual ARTC. Saskatoon, Canadá. Informes: Asociación de Carreteras y Transportes de Canadá, 1765 Boulevard Saint-Laurent, Ottawa K1G 3V4, Canadá.
- 21 al 24/9/87: 5th International Congress on Polymers in Concrete - IPIC 87 Brighton, Inglaterra. Brighton Poytechnic, Moulsecoomb, Brighton, England BN2 4AT.
- 8 al 13/11/87: 4º Congreso Ibero-Latinoamericano del Asfalto. Ciudad de México. Informes: Comisión Permanente del Asfalto, Buenos Aires, Argentina.
- 7 al 12/1/88: AFRICABAT 88: Primera cita de los constructores con Africa. Dakar, Senegal. Informes: CIMED, 28 rue Gioffredo, F06000 Niza, Francia.
- 13 al 18/2/88: 3ª Conferencia Regional IRF para el Medio Oriente. Riyadh, Arabia Saudita. IRF, 63 rue de Lausanne, CH-1202 Ginebra, Suiza.
- Abril 1988: 3er. Coloquio Internacional IRF-FIHUAT: El espacio mediterráneo y la carretera. Informes: IRF, 63 rue de Lausanne, CH-1202 Ginebra, Suiza.



NUESTRA OBRA MAS IMPORTANTE.

Desde nuestros comienzos hemos construido innumerable cantidad de obras: viales, hidráulicas, industriales, etc.

Hemos levantado edificios públicos, privados y hospitalarios. Dejamos aportes a la comunidad como la Avenida General Paz, la Facultad de Derecho, el Planetario de la Ciudad de Buenos Aires, la Autopista Rosario-San Nicolás...

Por eso decimos, que cada día nos encuentra trabajando en nuestra obra más importante: el País.



**CONSTRUCCIONES
CIVILES
J.M. ARAGON S.A.**

Av. L. N. Alem 884, 4º P. Tel. 311-4777/8
312-4031/4 (1001) Buenos Aires
Telex 23577 COARA AR



Desde Ahora:

HEL-COR[®]

DRENAJES
SUBDRENAJES
PILOTAJES
ENTUBAMIENTOS

**Alcantarillas de acero revestido
fabricadas por sistema continuo**

- **HEL-COR** reduce los costos de cualquier proyecto.
- **HEL-COR** es liviano y de ensamble sencillo.
- **HEL-COR** con recubrimientos especiales de insuperable vida útil.
- **HEL-COR** con largos variables desde 3 hasta 8 metros.
- **HEL-COR** para todo tipo de obras, en especial las de emergencia.
- **HEL-COR** se entrega listo para ser utilizado.
- **HEL-COR** con diseño de ondulación helicoidal que le confiere alta resistencia.

HEL-COR[®] Es Marca Registrada de ARMCO Inc.

ARMCO ARGENTINA S.A.

Símbolo de Calidad, Tecnología y Economía.

División de Productos para la construcción y tubos.

Valentín Gómez 214 - (1706) Haedo - Pcia. Bs. As. - Tel. 629-3111 - 0348 y 2048

Nuevos números telefónicos: 628-8002/8922/8918 - 629-0071/72