

Revista de Camino

Revista Nacional
dedicada
a la Técnica del Camino
y a la Educación Vial

ORGANO OFICIAL DEL DEPARTAMENTO DE CAMINOS

VOLUMEN 15

Enero a Diciembre de 1941



SANTIAGO DE CHILE
Imprenta y Litografía «La Ilustración»
SANTO DOMINGO 863
1942

RESUMEN

INDICE DE LA REVISTA DE CAMINOS

AÑO DE 1941

PORTADA

- Camino de Serena a Coquimbo.
» » Puente Alto a San Juan de Pirque.
» » acceso a San Juan de Pirque.
» » Puerto Montt a Piedra Azul.
» » Santiago a Farellones.
Cuesta Anjelmó—Puerto Montt.
Camino de Santiago a Farellones.
» » Antofagasta a Santiago.
Puente Toltén en Pitrufquén.

EDITORIAL

	PÁGINA
El año que pasó y el que llega	1
Modificación de la Ley Nacional de Vialidad de la República Argentina.....	63
El camino Longitudinal Norte.....	109
Política Vial.....	179
La carretera panamericana en Norte y Centra América.	249
El IV Congreso Panamericano de Carreteras.....	303
Planes camineros.....	365
El Día del Camino.....	455
La Carretera Panamericana.....	557

TECNICA

	PÁGINA
Determinación de la resistencia al corte de los suelos y su aplicación en obras de ingeniería.....	2
Distancia de visibilidad en los caminos.....	65
Principios de la estabilización de suelos.....	111
Especificaciones, detalles de ejecución e hincamiento de pilotes.....	138
El problema de las ondulaciones en los caminos.....	181
Determinación del orden de preferencia en la distribución de fondos para caminos.....	198
Nociones fundamentales sobre el hormigón vibrado...	209
El Rond Point en las rutas a la luz del criterio de la velocidad directriz.....	251
Pliego de datos provisorios destinados a la construcción de caminos de tierra consolidada con cemento.....	264
Erosión alrededor de los machones de los puentes en los ríos.....	305
Efectos del alumbrado en los caminos pavimentados sobre el comportamiento del conductor de vehículos.	321
Tiempos de reacción para la aplicación del freno en los vehículos automóviles.....	367
Erosión alrededor de los machones de puentes en los ríos.....	374
IV Congreso Panamericano de Carreteras.....	456
Estudio sobre el concreto vibrado.....	559
Erosión alrededor de los machones de los puentes en los ríos (Conclusión).....	569

ACTUALIDADES

Decreto Supremo relativo a facultades del Director General de Obras Públicas y de Directores de Departamentos para resolver asuntos relacionados con sus respectivos cargos.....	27
Efectos del temporal de agosto de 1941.....	340
Don Tito Maldonado Guzmán.....	345
Camino de Concepción a Bulnes.....	346
Viaje del Director de Caminos a México.....	385
Celebración del «Día del Camino».....	385
Ecos del Día del Camino:	
Tarapacá.....	506
Antofagasta.....	514
Atacama.....	517
Coquimbo.....	523

Aconcagua.....	528
Valparaíso.....	530
Santiago.....	589
O'Higgins.....	593
Colchagua.....	599
Curicó.....	601
Talca.....	602
Linares.....	608
Ñuble.....	616
Bío-Bío.....	629
Malleco.....	632
Cautín.....	633
Aysén.....	644

INFORMACIONES GENERALES

Nuestra portada.....	30
Movimiento de Personal en enero de 1941.....	30
Fondos destinados a la Construcción de Caminos y Puentes durante el año 1941.....	30
Actividades viales en Uruguay.....	33
Actividades en el Camino Longitudinal de Nos a Concepción.....	35
Nómina de los Caminos en construcción en el mes de enero de 1941.....	37
Índice de temas camineros publicados en revistas recibidas.....	39
Propuesta aceptada.....	40
Recepción definitiva.....	41
Camino de Cartagena a Las Cruces.....	41
Plan del Circuito Caminero de las Provincias de Santiago, Aconcagua y Valparaíso.....	42
Glósario Inglés-Español (cellular-contour line).....	53
Camino de Futalefu al Pacífico.....	73
Mezcla en sitio a base de petróleo asfáltico, usada en el camino de Santiago a Los Andes.....	79
Novedosa señal automática en cruce de ferrocarril con camino.....	84
El despejamiento de caminos cubiertos de nieve.....	85
Una obra interesante terminada.....	87
Movimiento en la Oficina del Personal.....	88
Índice bibliográfico de temas camineros aparecidos en revistas recibidas.....	89
Glosario Inglés-Español (Contour map-disintegration).....	99
Obras en ejecución en caminos de importancia.....	158
Puente Coirón.....	158

	PÁGINA
Oficina del Personal.....	159
Camino Longitudinal Sur.....	159
Indice de temas camineros publicados en revistas recibidas.....	160
Revistas llegadas en el bimestre.....	160
De Buenos Aires a Caracas.....	161
Proyectos aprobados.....	163
Glosario Inglés-Español (diatomaceous-eye nolt).....	166
Decreto Supremo que modifica el Reglamento para la ejecución de los trabajos de Caminos por los Ingenieros de Provincias.....	213
IV Congreso Panamericano de Carreteras.....	213
Erogaciones para obras camineras.....	225
Movimiento en Oficina del Personal.....	226
Recepción definitiva de Obras en el mes de mayo.....	226
Revistas recibidas en el bimestre... ..	227
Propuestas aceptadas.....	228
Indice de temas camineros.....	228
Glosario.....	243
El Día del Camino.....	271
Movimiento en la Oficina del Personal.....	275
Nuestra Portada.....	276
Indice bibliográfico de temas camineros.....	277
Camino longitudinal de Nos a Talca.....	278
Sobre el problema del tránsito en la ciudad Buenos Aires.....	284
Sobre el Sistema Panamericano de Carreteras.....	287
Indice de revistas llegadas en julio.....	295
Glosario de términos técnicos.....	297
Tablas de medidas usuales.....	299
Tamices americanos y británicos.....	300
Fe de erratas.....	301
Nuestra Portada.....	344
Vialidad en Ecuador... ..	349
Indice bibliográfico.....	350
Movimiento en la Oficina del Personal.....	352
Indice de Revistas llegadas en el mes.....	353
Glosario Inglés-Español (flange (pipe)-girder rail).....	354
Tabla de medidas usuales.....	360
Tamices americanos y británicos.....	361
Memorándum sobre la Memoria Anual del Dpto. de Caminos del año 1940.....	392
Modifica el Reglamento para Contratos de Obras Públicas.....	440
Balseadero motorizado sobre el río Imperial.....	442
Visita a los caminos durante las lluvias.....	446
Movimiento en la Oficina del Personal.....	447
Indice bibliográfico de temas camineros.....	448

	PÁGINA
Indice de revistas recibidas.....	449
Glosario Inglés-Español (girth joint-grate).....	451
Tablas de medidas usuales.....	453
Tamices americanos y británicos.....	454
Indice de temas camineros.....	549
Lista de revistas recibidas.....	551
Movimiento en la Oficina del Personal.....	552
Glosario Inglés-Español (grate bars-groove) ...	553
Tabla de medidas usuales.....	555
Tamices americanos y británicos.....	556
Resolución que clasifica el acero.....	647
Modificación del Reglamento sobre circulación de piños de animales en los caminos pavimentados.....	648
Movimiento en la Oficina del Personal.....	648
Indice bibliográfico de temas camineros.....	649
Glosario Inglés-Español (groove (sheave-hoisting speed)).	651
Tabla de medidas usuales.....	657
Tamices americanos y británicos.....	658

PRENSA TECNICA

Axiomas relativos a la mecánica de los suelos y tierras de fundación para caminos.....	43
Deformación del suelo bajo una carga que actúa en una área circular.....	92
Efectos de las propiedades químicas de los finos de sue- los en el comportamiento de mezclas de afirmados.	92
Equipo standard para avaluar las rugosidades de la superficie de un camino.....	93
Empleo del Thurament en la técnica del hormigón.....	94
Empleo de la sal común en la lucha contra el hielo o escarcha.....	95
El hormigón ciclópeo.....	96
Características de duración de superficies construídas en caminos rurales primitivos.....	164
Tabla de medidas usuales.....	177
Tamices americanos y británicos.....	178
El cambio de las fórmulas de Ingeniería del sistema inglés al sistema métrico	230
Tabla de medidas usuales.....	247
Tamices americanos y británicos.....	248

BIBLIOGRAFIA

	PÁGINA
Casas de Hormigón.....	51
Pavimentos de Hormigón.....	52
Tablas de medidas usuales.....	61
Tamices americanos y británicos.....	62
Tablas de medidas usuales.....	108
Tamices americanos y británicos.....	109

PRENSA TECNICA

Axiomas relativos a la mecánica de los suelos y tierras de fundación para caminos.....	43
Deformación del suelo bajo una carga que actúa en una área circular.....	92
Efectos de las propiedades químicas de los fines de los suelos en el comportamiento de mezclas de áridos.....	92
Equipo estándar para evaluar las rugosidades de la superficie de un camino.....	93
Ejemplos del Triángulo en la teoría del drenaje.....	94
Ejemplos de la aplicación de la teoría de la lucha contra el hielo o sacudida.....	95
El drenaje oloporo.....	96
Características de duración de superficies construidas en caminos rurales primitivos.....	101
Tabla de medidas usuales.....	107
Tamices americanos y británicos.....	108
El cambio de las fórmulas de la ingeniería del sistema inglés al sistema métrico.....	230
Tabla de medidas usuales.....	241
Tamices americanos y británicos.....	248

Revista de Camminos



SANTIAGO DE CHILE
ENERO DE 1941

Camino Serena
a Coquimbo

REVISTA DE CAMINOS

REVISTA NACIONAL DEDICADA
A LOS ESTUDIOS, CONSTRUCCION
Y CONSERVACION DE CAMINOS.

ORGANO OFICIAL DEL DEPARTAMENTO
DE CAMINOS DE LA DIRECCION
DE OBRAS PUBLICAS.

CASILLA 153 — TELEFONO 85231

SANTIAGO DE CHILE

OFICINA:

Morandé 45 — Edificio del Ministerio de Fomento.

PRECIOS DE SUSCRIPCION:

EN EL PAIS	\$ 30.00
EN EL EXTRANJERO	50.00
NUMERO SUELTO EN EL PAIS	4.00
NUMERO SUELTO EN EL EXTRANJERO	5.00

SANTIAGO

REVISTA DE CAMINOS

Revista Nacional dedicada a la Técnica
del Camino y a la Educación Vial

Año XV

ENERO DE 1941

N.º 1

SUMARIO

Portada. — Camino Serena a Coquimbo.

Página

EDITORIAL

El año que pasó y el que llega 1

TECNICA

Determinación de la resistencia al corte de los suelos y su
aplicación en obras de ingeniería 2

ACTUALIDADES

Decreto Supremo relativo a facultades del Director General
de Obras Públicas y de Directores de Departamentos
para resolver asuntos relacionados con sus respectivos
cargos 27

INFORMACIONES GENERALES

Nuestra portada 30

Movimiento Personal mes de Enero de 1941 30

Fondos destinados a la Construcción de Caminos y Puentes
durante el año 1941 30

Actividades viales en Uruguay 33

Actividades en el Camino Longitudinal de Nos a Concepción 35

Nómina de los Caminos en construcción en el mes de Enero
de 1941 37

Índice de temas camineros publicados en revistas recibidas.. 39

Propuesta aceptada 40

Recepción definitiva 41

Camino de Cartagena a Las Cruces 41

Plan del Circuito Caminero de las Provincias de Santiago,
Aconcagua y Valparaíso 42

PRENSA TECNICA

Axiomas relativos a la mecánica de los suelos y tierras de
fundación para caminos 43

BIBLIOGRAFIA

Casas de Hormigón 51

Pavimentos de Hormigón 52

Glosario Inglés-Español (continuación) (cellular/contour line) 53

Tablas de medidas usuales 61

Tamices americanos - británicos 62

REVISTA DE CAMINOS

ORGANO OFICIAL DEL DEPARTAMENTO DE CAMINOS

PUBLICACION MENSUAL

CONSEJO DIRECTIVO

CARLOS ALLIENDE A., OSCAR TENHAMM V., FRANCISCO ESCOBAR B.

DIRECTOR

ING. FRANCISCO ESCOBAR B.

CASILLA POSTAL 153 — SANTIAGO DE CHILE

Año XV

Santiago de Chile, Enero de 1941

N.º 1

EDITORIAL

El año que pasó y el que llega

Durante el año 1940 la Revista de Caminos tuvo que afrontar situaciones difíciles que pusieron en peligro su propia existencia.

La medida de carácter general que tomó el Supremo Gobierno de suprimir la publicación de todas las Revistas oficiales, afectó también a la nuestra, obteniéndose, después de largas tramitaciones, la autorización para continuar su publicación.

La circunstancia anterior nos obligó a publicar varios números bimensuales con el fin de no atrasar su distribución. Por este motivo debemos pedir excusas a nuestros suscriptores.

Subsanada esta dificultad, la Dirección de la Revista espera corresponder durante el presente año a la aceptación que tiene de parte de sus lectores, a pesar de las dificultades económicas y de colaboración a que se encuentra actualmente abocada.

La Revista hace un llamado a los Ingenieros del Departamento de Caminos, pidiendo la cooperación de cada uno de ellos con material de lectura sobre los trabajos que ejecutan, o el fruto de sus estudios y observaciones personales referentes a estudio, construcción, conservación, financiamiento, etc. de obras de caminos, puentes y vías fluviales.

Santiago, 29 de Enero de 1941.

C. C. F.

T E C N I C A

Determinación de la resistencia al corte de los suelos y su aplicación en obras de ingeniería

Los valores de C y Φ como determinantes de compactación
de la subrasante

Por el Ing. Guillermo N. BURGOA
de la Compañía General de Construcción, S. A.
("Caminos" Nov.-Dic. de 1940)

El estudio de la resistencia al corte de los suelos y de los medios para su determinación constituye un tema de indudable interés para el ingeniero que proyecta o construye, cualquiera que sea su especialidad. No es posible obtener estructura alguna que no esté vinculada a la masa general de la Tierra, y toda la prolijidad invertida en el proyecto y ejecución puede malograrse, teniendo ejemplos de ello a diario, por el desconocimiento del coeficiente de seguridad de las fundaciones. Nunca debemos perder de vista que cuando no podemos establecer la relación entre los esfuerzos probables que tenderán romper una estructura y la resistencia propia de ésta, no cumplimos la condición primordial que justifica las dimensiones que damos a nuestro proyecto, y que todo él tiene la seguridad de aquella parte que se halla en condiciones más desfavorables.

En los últimos cincuenta años ha progresado la Técnica a pasos agigantados en lo referente al perfeccionamiento de los materiales de construcción: tenemos aceros de altísima resistencia y seguridad absoluta de que podemos contar con ella, pudiendo elevarse así los coeficientes de trabajo; sabemos qué reglas debemos observar para obtener un hormigón de resistencia a la compresión pre-establecida; pero recién en los últimos quince años puede decirse que ha tomado impulso el estudio sistemático de los suelos desde el punto de vista que necesita el ingeniero, es decir, considerándolos como material de construcción ineludible.

Mucho se ha progresado desde el día en que el señor Karl von Terzaghi publicó su "Erdbaumechanik". En Europa y muy especialmente en los Estados Unidos de Norte América se multiplican los laboratorios y las investigaciones. Sin embargo, entre nosotros, si exceptuamos la técnica desarrollada con fines exclusivos para obras viales, aún es corriente seguir las viejas normas de clasificar los suelos según el criterio más o menos empírico del práctico, o desde un punto de vista puramente geológico, que en la mayoría de los casos nada dicen de lo que realmente interesa al ingeniero: comportamiento bajo la acción de las cargas.

Método de ensayo directo.—Desde mucho tiempo atrás diversos sistemas han sido propuestos y llevados a la práctica con el fin de obtener datos de carácter experimental sobre la resistencia de los suelos. La primera idea para ensayar un terreno de fundación ha sido presionar por intermedio de una placa de área conocida, midiendo las deformaciones. Cuando las presiones alcanzan un valor que sobrepasado provoca hundimientos rápidos, se dice que se ha llegado al límite de la capacidad portante del terreno.

Otro sistema, que evita aparatos complicados y economiza tiempo, es el de medir la penetación provocada por el impacto de un cuerpo de peso conocido cayendo de altura determinada. El trabajo realizado por el cuerpo en su caída es igual al de deformación del terreno, de donde se ha intentado calcular la resistencia o poder de reacción del mismo.

Lo que sigue explica el defecto fundamental de esta clase de pruebas: Supongamos una faja rectangular de terreno, de longitud indefinida en el sentido normal al plano del dibujo (Fig. 1), de ancho $2a$ y cargada uniformemente. Al ser presionado, el suelo va a fallar en su resistencia cuando se produzca el deslizamiento a lo largo de los planos AB y $A' B'$ de los prismas ABD y $A' B' D'$, los cuales a su vez deberán desplazar a los prismas CBD y $C' B' D'$. Es decir, que la carga necesaria para producir el deslizamiento es función del peso de los prismas laterales y del área ABC y $A' B' C'$ sobre la que se produce el corte. Como el ángulo α depende solamente de la naturaleza del suelo, el peso de los prismas aumenta proporcionalmente al cuadrado de α , y esto en el caso de máxima simplicidad representado en la fig. 1.

Podemos, pues, afirmar que en cualquier ensayo directo del poder portante de un suelo, los resultados de la prueba dependerán de la forma y dimensiones del área presionada.

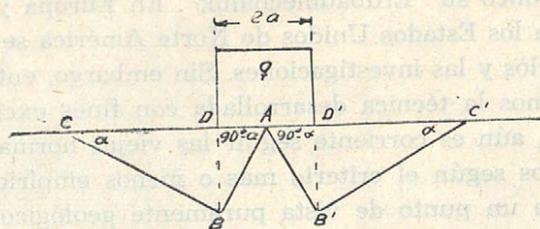


Fig. 1

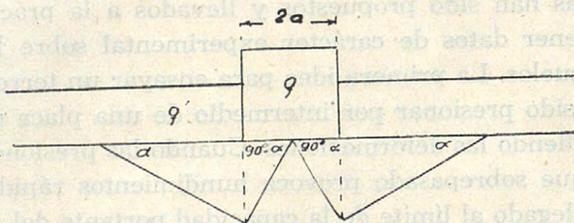


Fig. 2

El primero que dió una fórmula que permite calcular la resistencia portante de un suelo en función del área presionada y de sus características, fué el Sr. Krey, quien estableció que la carga unitaria q capaz de producir la falla del terreno presionado en una faja rectangular de longitud indefinida (Fig. 2) y cargada lateralmente con una carga unitaria q_1 , es:

$$q = \frac{2C}{\operatorname{tg} \alpha \operatorname{sen}^2 \alpha} + \frac{\gamma a}{2 \operatorname{tg} \alpha} \left(\frac{1}{\operatorname{tg}^4 \alpha} - 1 \right) + \frac{q_1}{\operatorname{tg}^4 \alpha} \quad [1]$$

en la que:

C = cohesión del suelo,

$\alpha = 45^\circ - \frac{\Phi}{2}$ siendo Φ el ángulo de fricción interna,

γ = densidad aparente del suelo,

a = la mitad del ancho de la carga.

La fórmula indica claramente que en los suelos cohesivos con valores bajos de Φ la estabilidad no es muy influenciada por α y por la carga lateral; en cambio para valores bajos de C y relativamente altos de la fricción interna, la influencia del ancho cargado y de q_1 es preponderante.

Cuadro N 1

Para carga lateral $q=0$

Caso	C	ϕ	Valor de q para 2a		
			10 cm	60 cm	600 cm
	Kg/cm ²	grados	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²
Arcilla blanda entre LP y LL	0.5	5°	2.40	2.41	2.54
Suelo limoso cerca del LP	1.0	24°	10.39	10.55	12.28
Arena	0	36°	0.06	0.36	3.60

Cuadro N 2

Para carga lateral $q=1\text{Kg/cm}^2$

Caso	C	ϕ	Valor de q para 2a		
			10 cm	60 cm	600 cm
	Kg/cm ²	grados	Kg/cm ²	Kg/cm ²	Kg/cm ²
Arcilla blanda entre LP y LL	0.5	5°	3.83	3.84	3.97
Suelo limoso cerca del LP	1.0	24°	16.04	16.20	17.93
Arena	0	36°	14.96	15.26	18.50

El cuadro N.º 1 se ha calculado aplicando la fórmula [1] como ejemplo, para los tres pares de valores de C y Φ que más corrientemente se suelen presentar. Se comparan el valor de la resistencia portante que se hubiera obtenido del ensayo, presionando con una placa de ancho $2a = 10$ cm. y la que ofrecería el suelo bajo una fundación de 60 cm. y otra de 6 m. de ancho. Suponemos para simplificar que en los tres casos:

$$q_1 = 0, \quad \gamma = 0,0081 \text{ kg/cm}^3$$

El cuadro N.º 2 repite las mismas condiciones del anterior, pero se considera la influencia de una carga lateral:

$$q_1 = 1,00 \text{ kg/cm}^2$$

En Public Roads, vol. 12, N.º 4, en un artículo firmado por C. A. Hogentogler, A. M. Wintermeyer y E. A. Willis, se comenta el resultado de la aplicación de la fórmula (1), comentario que ha sido reproducido en la Publicación Técnica N.º 3 de la Dirección Nacional de Vialidad.

Pero el inconveniente mayor del tipo de ensayo que comentamos no es la variación del valor de la resistencia portante en función del ancho cargado, que podría tenerse en cuenta si bien en condiciones desfavorables, sino el no poder realizar el ensayo en condiciones de exactitud para tener en cuenta los factores que veremos más adelante y que influyen sobre C y Φ en forma tal que el dejarlos de lado puede invalidar por completo una determinación.

Conceptos básicos para el estudio de la resistencia de los suelos.—La fórmula clásica de Coulomb para determinar la resistencia al corte

$$T = C + N \operatorname{tg} \Phi \quad [2]$$

en la que:

- T = resistencia unitaria al corte,
- N = presión normal,
- Φ = ángulo de fricción interna,
- C = cohesión,

presenta una simplicidad aparente que se disipa apenas se penetra en el significado de los términos “cohesión” y “fricción interna”. No repetiremos aquí más que en resumen lo ya explicado con todo detalle por Terzaghi (1) y sobre lo cual han insistido otros autores: la cohesión y la fricción interna son funciones de la cantidad de agua que contiene el suelo, la que actúa no sólo alterando esos valores sino también provocando presiones internas, ejerciendo una influencia preponderante.

Para tener en cuenta el factor humedad ha sido propuesta (2) una expresión muy ilustrativa de la ecuación de Coulomb:

$$T = f(C) + (N - W) \operatorname{tg} \Phi \quad [3]$$

donde:

$f(C)$ = función que expresa la cohesión dependiendo del contenido de humedad del suelo y la forma de cargar la probeta.

(Φ) = ángulo de fricción interna.

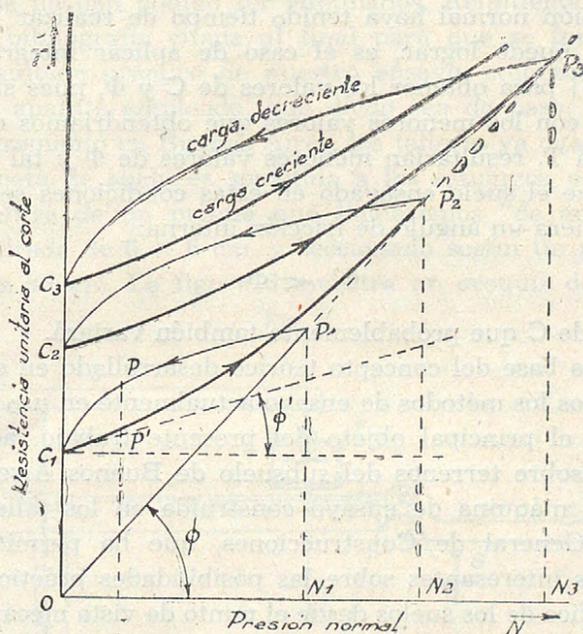
$(N - W)$ = las tensiones efectivas, siendo N la presión normal y W la originada por la compresión del agua contenida en los poros.

Burmister explica, a propósito de esta expresión, que “la cohesión no es una propiedad física constante de cada suelo, como se había supuesto en un principio, sino que sabemos ahora que depende del contenido inicial de humedad para el estado natural de consolidación y la forma de cargar la probeta”.

(1) Las cifras entre paréntesis () se refieren a la bibliografía que va al final.

La figura 3 muestra el resultado que se obtiene al ensayar al corte un suelo cohesivo partiendo del estado de humedad que corresponde al límite líquido y aumentado gradualmente la presión normal hasta un cierto valor N_1 y luego haciéndola decrecer hasta anularla. Los valores de la resistencia al corte, que en la primera fase se ubicaron sobre la recta OP_1 , se ubican esta segunda vez sobre una curva tal como la $P_1P_2C_1$, y si volvemos a aumentar la presión, las resistencias que obtendremos se encon-

Fig. 3



trarán sobre la curva $C_1P_2P_3$. La explicación es sencilla: suponemos la muestra ya consolidada bajo una cierta presión N_1 . Si ahora aumentamos la carga hasta un nuevo valor N_2 , obtendremos un nuevo estado de equilibrio con mayor densidad, pero si la descargamos hasta que nuevamente la presión descienda a N_1 , al lograrse el estado de equilibrio en la nueva consolidación la densidad del suelo no será ya la que anteriormente correspondía a N_1 , sino algo mayor. Numerosas experiencias realizadas por Terzaghi y sus colaboradores demuestran que el proceso se realiza en esta forma.

La repetición de aquellos ciclos tendrán por resultado obtener una serie de "rulos", aumentando C cada vez, aunque decre-

ciendo sus incrementos, porque, para presiones muy altas el aumento de densidad (de la cual depende C) es muy pequeño.

Para obtener los resultados expuestos es necesario permitir la libre afluencia o acceso del agua a la probeta ensayada, esperando el tiempo necesario para que ello pueda ocurrir. En este caso la ecuación (3) se simplifica:

$$T = f(C) + N \operatorname{tg} \Phi \quad [4]$$

aumentando los valores de T al anularse el término W.

Si no permitimos la libre circulación del agua, ya sea por encerrar la probeta en un recinto impermeable o por ensayarla sin que la presión normal haya tenido tiempo de realizar la consolidación que puede lograr, es el caso de aplicar íntegramente la ecuación [3] para obtener los valores de C y Φ , pues si aplicáramos la [4] con los menores valores que obtendríamos del ensayo directo para T, resultarían menores valores de Φ y tal vez de C; es decir, que el suelo ensayado en estas condiciones se comporta como si tuviera un ángulo de fricción interna:

$$\Phi' < \Phi$$

y un valor de C que probablemente también variará.

Sobre la base del concepto teórico desarrollado en esta forma describiremos los métodos de ensayo actualmente en uso y además, siendo éste el principal objeto del presente trabajo, adjuntamos un estudio sobre terrenos del subsuelo de Buenos Aires, realizado con una máquina de ensayo construída en los talleres de la Compañía General de Construcciones, que ha permitido sacar conclusiones interesantes sobre las posibilidades prácticas del estudio científico de los suelos desde el punto de vista mecánico.

Aparatos para el ensayo de la resistencia de los suelos.—

Se han ideado diversos tipos de aparatos para el ensayo al corte, que pertenecen a uno de los tres tipos siguientes:

- a) el de ensayo directo al corte;
- b) el que somete la probeta a un esfuerzo de torsión;
- c) el de compresión con presión lateral (Triaxial Shear Test), que permite encontrar, por cálculo, la resistencia al corte en función de la presión normal y la presión lateral.

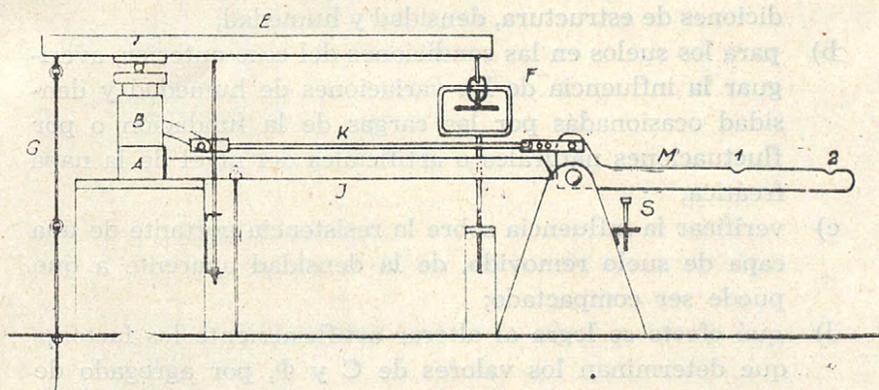
Cada sistema tiene sus ventajas e inconvenientes, siendo el más perfeccionado el tipo c). El método directo, que es el que adoptamos para nuestros ensayos, tiene el inconveniente de que al deformarse la probeta bajo la acción de las tensiones de corte, disminuye su sección; además no se conoce exactamente cómo se

repartirán las tensiones sobre el área cargada. El cambio de esto, presenta la ventaja de su gran simplicidad y facilidad de construcción y manejo.

No entraremos a enumerar las ventajas e inconvenientes de los sistemas b) y c) y la comparación entre los resultados que pueden obtenerse de ellos y del método de corte directo, porque además de existir abundante bibliografía al respecto (3) nuestro propósito es, como ya lo expresamos, describir ensayos realizados con el único tipo de máquina de que se podía disponer, con pleno conocimiento desde luego de los inconvenientes y causas de error que no han podido ser eliminados. Remitiendo, pues, al lector a la bibliografía citada al final para que se forme juicio sobre el resultado práctico de nuestro ensayo, empezaremos por describir el aparato empleado, que dicho sea de paso, han construído íntegramente en Buenos Aires, los talleres ya citados.

La probeta de suelo es sometida a los esfuerzos normales y de corte dentro de un prisma que llamaremos "de ensayo", de sección cuadrada de 6×6 cm. y seccionado según un plano perpendicular a su eje. La figura 5 muestra un croquis del aparato completo.

Fig. 5



Esquema del aparato para ensayos de corte ,

El prisma inferior es mantenido fijo por medio de la pieza J y el superior B recibe el esfuerzo de traslación por intermedio de la barra K, articulada con la palanca M. En esta palanca la canasta con las pesas se puede colocar en 1 o en 2, obteniéndose así una multiplicación de cinco u ocho respectivamente. La barra K es lo suficientemente larga como para que el ángulo que gira al describir su trayectoria circular la articulación sea despreciable.

El tope S, que limita el giro de la palanca M, se gradúa en al-

tura a rosca, sirviendo al mismo tiempo como referencia para medir, con una cuña, las deformaciones de la probeta.

La presión normal se logra mediante el juego de palanca E y F, normales entre sí. Dos objetivos han sido perseguidos para adoptar esta disposición: primeramente una sola palanca de perfil único hubiera tenido excesivo peso propio y un perfil de menor sección en el extremo de menores momentos significaba una complicación constructiva. La solución adoptada tiene además, en segundo término, la ventaja de impedir los desplazamientos transversales del extremo de la palanca E.

El anclaje G, con una doble articulación permite, conjuntamente con el enganche articulado del otro extremo, el libre movimiento de la probeta en el sentido horizontal.

Este anclaje y el apoyo H son graduables a rosca para permitir la adaptación para distintas alturas de probetas y para el ensayo de cubos a la compresión directa.

En materia de suelos, las posibilidades de estudio que permiten los ensayos de corte, son:

- a) determinar la resistencia al corte del terreno en su estado natural, sin alteración de ninguna especie en sus condiciones de estructura, densidad y humedad;
- b) para los suelos en las condiciones del caso anterior, averiguar la influencia de las variaciones de humedad y densidad ocasionadas por las cargas de la fundación o por fluctuaciones naturales o artificiales del nivel de la napa freática;
- c) verificar la influencia sobre la resistencia portante de una capa de suelo removido, de la densidad aparente a que puede ser compactado;
- d) qué efecto se logra al alterar artificialmente los factores que determinan los valores de C y Φ , por agregado de sustancias extrañas al suelo mismo.

Los ensayos que hemos realizado tuvieron un fin práctico inmediato solamente en lo referente a los casos a) y b), pues se trató de establecer la posibilidad de excavar un túnel de sección circular de 5,00 mts. de diámetro sin recurrir a métodos basados en el empleo de aire comprimido, dentro del estrato de loess, comprendido entre la arena muy fina de color negro que es característica del valle del Riachuelo y la arena "entrerriana" que constituye el subsuelo profundo de la ciudad de Buenos Aires. Debía averiguarse si con los espesores bastante escasos de que podía dis-

ponerse en correspondencia del intradós e invertido, era posible soportar no sólo la presión de la tapada sino también la de la napa semisurgente, especialmente esta última por el peligro de inundación súbita en caso de ruptura.

Determinación de la resistencia al corte en suelos en estado natural.—El suelo en su estado natural es el resultado de un proceso de consolidación transcurrido durante siglos por la presión a que está sometido por efecto de las capas superiores. Una de las variables que influyen sobre su resistencia queda fijada en este caso: la densidad, y en cuanto a la humedad deberá ser la que existe, debida a la presencia de la napa. A este respecto debe observarse con cuidado que el dato que nos interesa depende de las condiciones más desfavorables que puedan presentarse en el suelo en lo que respecta a humedad.

Existen dispositivos que permiten la extracción en un sondeo de muestras inalteradas, especialmente de forma cilíndrica, aptas para ser ensayadas por torsión. Careciendo de ese instrumental y dado que el perfil se estaba estudiando en pozos, para completar los resultados obtenidos mediante sondeos, se obtuvieron las muestras directamente extrayendo trozos de material de cada capa, los que colocados de inmediato en frascos de boca ancha y tapa esmerilada, eran remitidos de inmediato al laboratorio instalado al efecto en la obra.

Una vez allí se cortaban las probetas cuidando de realizar la operación con la mayor rapidez posible, y dándoles inmediatamente un baño de parafina, preservándolas así de la pérdida de humedad hasta que llegara la oportunidad de preparar la probeta definitiva y ensayarla. Una parte de la muestra era reservada para determinar el porcentaje de humedad y la densidad aparente, por el procedimiento de inmersión en kerosene, que es corriente para el control de compactación. El material desmenuzado que resultaba del corte de probetas y el exceso sobre el necesario, se dejaba secar al aire para realizar las determinaciones corrientes de granulometría y constantes físicas por los métodos "Standard".

Preparación de probetas.—Dos condiciones deben cumplir las probetas: adaptarse exactamente a las paredes interiores de los prismas de ensayo y tener el menor espesor posible. La primera condición no requiere mayor aclaración. En lo que respecta a la segunda, se ha observado en numerosas oportunidades, y el tema ha sido tratado por algunos investigadores, diferencias apreciables en los resultados cuyo origen estaba en la diferencia de espesor

de las probetas. La explicación es, excluida otra causa que veremos más adelante, que mientras más chata es la probeta, el par de fuerzas que actúa provoca tantos más esfuerzos que se aproximan al corte en condiciones perfectas. En cambio, a medida que aumenta la probeta su dimensión normal al plano de rotura aparecen tensiones originadas por flexión. Este es uno de los mayores defectos de los ensayos de corte directo y que hace resaltar por contraste las ventajas del ensayo triaxial.

Fig 8

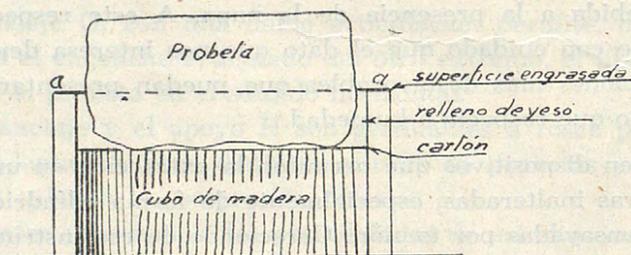
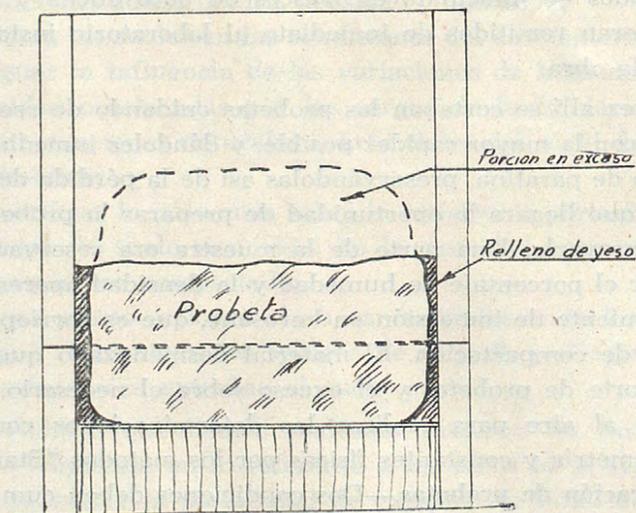


Fig 9



El procedimiento adoptado después de varias tentativas y ensayos de diversos sistemas ha sido colocar primeramente la probeta dentro del cubo inferior, cuyas paredes han sido previamente engrasadas, y rellenar con yeso todo el espacio vacío. La figura 8 muestra el detalle de esta parte de la operación.

Una vez fraguado el relleno, lo que ocurre más o menos en 15 minutos, se envaselina el plano a-a de corte. Para asegurar la separación del prisma superior y obtener libre de yeso dicho plano se coloca una hoja de papel engrasado. Colocado el prisma superior se rellena, como en el caso anterior, el espacio vacío, hasta un nivel conveniente. Sólo resta cortar el espesor en exceso de la probeta (Fig. 9) y raspar la parte inferior para quitar la película de parafina que impediría la salida del agua.

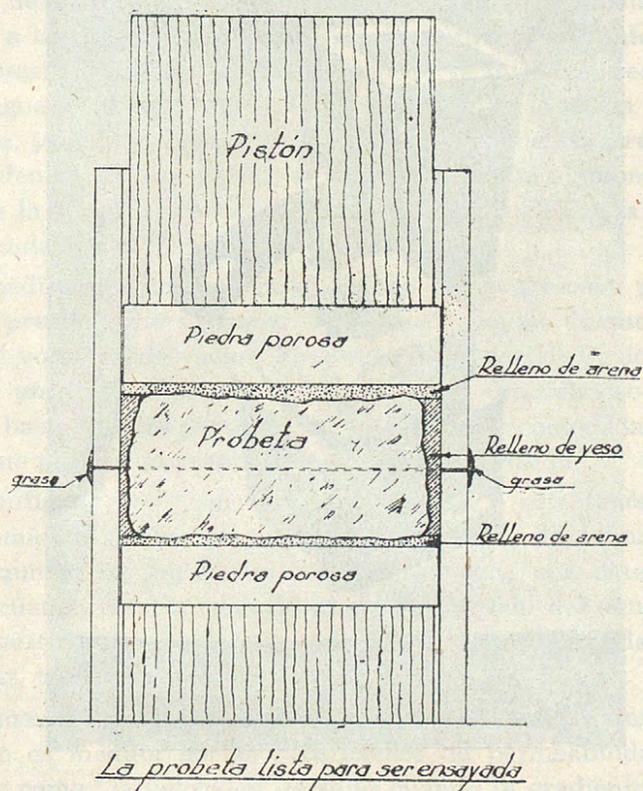


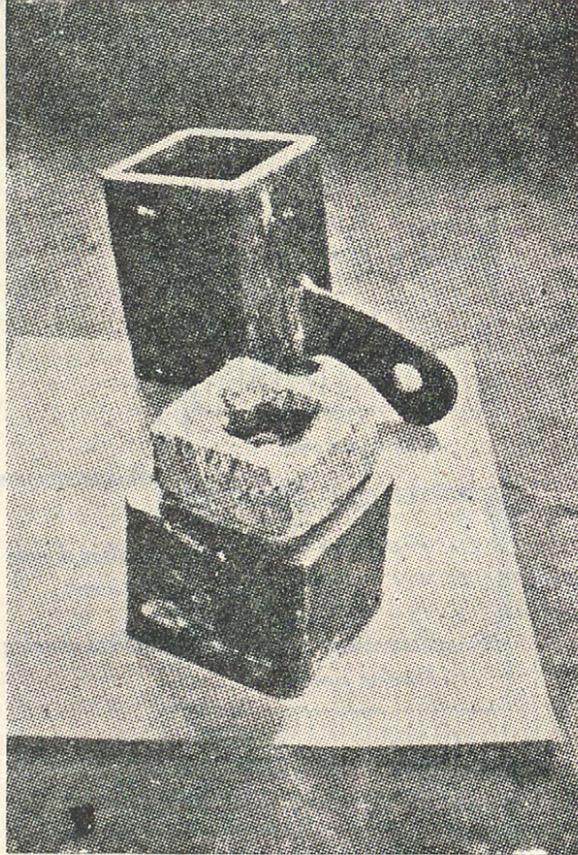
Fig. 10

La figura 10 demuestra mejor que cualquier descripción el corte del prisma listo para el ensayo.

Uno de los defectos del primitivo método ideado por Krey, era que la probeta no se cortaba en un plano sino según una superficie alabeada, falseando los resultados, inconveniente que se subsanó reemplazando las superficies lisas de las piedras porosas por surcos o dientes. No sabemos bien si porque la forma de preparar las probetas proporciona ya superficies rugosas y la are-

na intercalada actúa como dientes, pero el caso es que por el procedimiento adoptado se obtienen superficies de corte perfectamente planas, tanto en muestras de suelos en estructura natural como remoldeado.

Fig. 11.—La probeta preparada



El área de la superficie cortada se obtiene, cuando presenta su perímetro alguna irregularidad, calcándola en una hoja de papel transparente de peso conocido por unidad de superficie, y pesando el recorte. Debemos hacer notar a este respecto que lo que nosotros buscamos no son los valores aislados de la resistencia, sino determinar la línea que representa la ecuación [4] y como tanto las ordenadas como las abscisas de cada punto están divididas por el área de la sección de corte, el error admisible en la determinación de ésta es bastante grande.

Duración de la compresión.—La porción de suelo que constituye la probeta estaba sometida en su estado natural, a una cier-

ta presión bajo la cual llegó a un estado de equilibrio en su consolidación. Extraída la muestra, la presión se hace nula y al cargarla de nuevo debemos dejar transcurrir el tiempo necesario para que se llegue a establecer el nuevo "equilibrio de consolidación" correspondiente a la nueva presión. Aclaremos el significado de los términos "consolidación" y "equilibrio" ya empleados en varias oportunidades.

Supongamos (3) que dentro de un cilindro comprimimos una muestra de suelo saturado de agua en su estado inmediatamente anterior a la aplicación de la presión. Por interposición de dos capas porosas, una arriba y otra debajo de la muestra, permitimos que el agua expulsada del suelo por acción de la carga salga libremente, y con un dispositivo adecuado medimos la presión del líquido dentro de los vacíos de la probeta. En el momento de aplicarse la carga se encontrará que la presión del agua es igual a la aplicada por el pistón.

A medida que transcurre el tiempo el agua escapa por efecto de la presión, que se transfiere a las partículas de suelo reduciendo el volumen de vacíos. Pero esta reducción de vacíos se traduce en una nueva presión sobre el agua, repitiéndose el ciclo anterior hasta que las partículas se encuentren acomodadas en forma tal que puedan soportar la totalidad de la presión.

Se entiende por "consolidación" del suelo este fenómeno de acomodamiento de las partículas a los efectos de la presión, y se dice que se ha logrado el "equilibrio" para una determinada presión cuando cesa la consolidación y la presión del agua dentro de la muestra es cero, porque toda la carga es soportada por las partículas, transmitiéndosela unas a otras.

La mayor o menor facilidad con que el agua es expulsada del suelo es medida por el "coeficiente de permeabilidad", que se define como "la velocidad de flujo cuando la gradiente hidráulica es igual a la unidad". Para dar una idea del tiempo que puede requerirse para lograr la consolidación en suelos de distinta textura, acompañamos algunos valores del coeficiente de permeabilidad, que se acostumbra designar con la letra k:

arena que pasa tamiz 80 y retenida por 200

$$k = 0,0001 \text{ cm/seg.}$$

arcilla, según Terzaghi,

$$k = 0,000000046 \text{ cm/seg.}$$

Se nos presenta entonces el problema de determinar cuánto tiempo debemos mantener la probeta bajo presión, antes de rom-

perla por corte. El camino exacto sería determinar mediante el ensayo ya descrito, procedimiento ideado por Terzaghi y en uso por el Bureau of Public Roads, la curva de "consolidación en función del tiempo" y la de "permeabilidad en función del tiempo" que nos permiten calcular el "coeficiente de consolidación" de nuestro suelo. Este coeficiente, que llamaremos c , es función de la presión, el porcentaje de vacíos y la permeabilidad de la muestra, y está dado por la expresión:

$$c = \frac{P_2 - P_1}{e_1 - e_2} \cdot \frac{2k}{2 + e_1 + e_2} \quad [5]$$

donde:

e_1 = porcentaje de vacíos de equilibrio para la presión P_1 .—

e_2 = porcentaje de vacíos de equilibrio para la presión P_2 .—

El porcentaje de consolidación q_1 , con respecto a la total, que puede lograrse con la aplicación de la presión durante un tiempo limitado t es, para el caso de una muestra dentro de un cilindro y presionada entre dos capas porosas:

$$q_1 = 1 - \frac{8}{\pi^2} \left(e^{-N} + \frac{1}{9} e^{-9N} + \frac{1}{25} e^{-25N} + \dots \right) \quad [6]$$

donde:

$$e = 2,718282\dots$$

N = exponente, función del espesor de la muestra, el tiempo t y la velocidad de salida del agua. Tiene por expresión:

$$N = \frac{\pi^2 c t}{4 \left(\frac{d_0}{2} \right)^2} \quad [7]$$

ecuación en la que el único factor nuevo, l_0 , significa el espesor que tendría la muestra si su porcentaje de vacíos pudiera anularse.

Como en la expresión [6] para que $q_1 = 1$ debe verificarse que $t = \infty$, calcularíamos el tiempo necesario para lograr una consolidación del 90 % y ese sería el resultado que aplicaríamos.

No disponiendo de medios para medir las deformaciones de una muestra comprimida, se recurrió a calcular por el procedimiento expuesto el tiempo necesario para una muestra arcillosa, de coeficiente de permeabilidad muy bajo y menor que el de nuestro suelo ensayado, en casi todos los cuales predomina la fracción limo.

Nuestras probetas de suelo natural tenían un espesor medio de 3 cm., con una densidad aparente media de 1,65 gr./cm³ y un peso específico de 2,65. El porcentaje de vacíos era:

$$1 - \frac{1.65}{2.65} = 0.395$$

y en consecuencia:

$$d_1 = \frac{3 \text{ cm}}{1 + 0.395} = 2,15 \text{ cm}$$

Aplicando la ecuación [7] con valores medios para N y c sacados de "Carreteras", vol. 2, N.º 1, pág. 6, para $q_1 = 0.90$,

$$t = \frac{2,09 \times \left(\frac{2,15^2}{2} \right)}{2 \cdot 47 \times 0,015} = 65 \text{ minutos}$$

Dijimos al comenzar este capítulo que el suelo en su estado natural está sometido a una cierta presión bajo la cual ha llegado al estado de equilibrio en su consolidación. Pero al excavar un pozo suele suceder que se producen asentamientos que indicarían que no existe tal equilibrio.

Si el suelo comprimido por el peso de las capas superiores se encuentra en condiciones de expulsar el agua a medida que transcurre el tiempo necesario para que ello ocurra, llegará evidentemente a consolidarse en forma tal que la salida de agua de sus poros ocasionada por la apertura de una excavación no afecte más su densidad, excluido, claro está, el fenómeno de contracción cuando la humedad está por encima del Lc. Pero si por interposición de capas de arcilla impermeable, el líquido se encontrara impedido en su movimiento, ese suelo se mantendrá en un estado de aparente consolidación mientras no se alteren las condiciones de drenaje. Al excavar un pozo o zanja, si cortamos la capa impermeable, la presión expulsará el agua y el proceso de consolidación, interrumpido hasta entonces, tenderá a cumplirse íntegramente provocando así asentamientos y perturbaciones a veces de importancia.

Las condiciones reales del terreno desde este punto de vista deben ser muy tenidas en cuenta al ensayar su resistencia, pues los valores que obtengamos sólo serán aplicables una vez que el suelo llegue a consolidarse en sus nuevas condiciones, provocadas por la construcción misma de la obra. Lo referente al tiempo necesario para lograr el nuevo equilibrio y los asentamientos que ocurrirán constituyen temas de importancia por sí solos, que escapan al tema que tratamos, no obstante estar íntimamente relacionados.

Registro de los datos obtenidos.—El cuadro 3 reproduce una hoja de la libreta de anotaciones para las determinaciones de resistencia. Los resultados de todos los ensayos sobre cada muestra se agrupaban en la hoja que reproduce el cuadro 4. El cuadro 5 contiene los datos y determinaciones de un perfil estudiado por el método en cuestión.

Cuadro N.º 3

ANOTACIONES DEL ENSAYO

Muestra No	Ensayo No	F _v	COMPRESION						CORTE						e	t		
			Superf. cm ²	Fecha del ensayo mes h	Hora	P' Peso incl. canasto	m' Multipl. m' · P'	T ₁ m' · P' · J ₁ · J ₂ · P ₁ / F comp. total	N P' / F comp. esp.	Fecha del ensayo mes h	Hora	P'' Peso incl. canasto	m'' Multipl. m'' · P''	P ₂ m' · P ₂ · 4 · 3 · P ₂ / F cor. total			T esp. al cor. m' · P ₂ / F	
			Kg	No	Kg	Kg	Kg/cm ²			Kg	No	Kg	Kg	Kg/cm ²	cm	hs		
16	a	25.0	14/10	11 ^h	0	15	0	37.2	4.49	14/10	14 ^h	10.6	8	84.8	89.0	3.50	3.2	3 ^h
16	b	20.7	14/10	14 ³⁰	3.6	15	54.0	94.2	4.40	14/10	16 ^h	13.0	0	110.0	114.2	5.54	3.4	1 ³⁰
16	c	20.0	15/10	11 ^h	5.0	15	89.0	128.2	6.30	15/10	14 ^h	15.5	6	124.0	126.0	6.40	3.0	3 ^h
16	d	22.0	16/10	9 ^h	3.0	15	45.0	62.2	3.75	16/10	12 ^h	13.6	8	102.0	113.2	5.15	3.0	3 ^h

Podrá observarse que algunas capas de terreno no han acusado resistencia suficiente como para poder ser medida, o más bien dicho como para que valiera la pena determinarla para el fin perseguido.

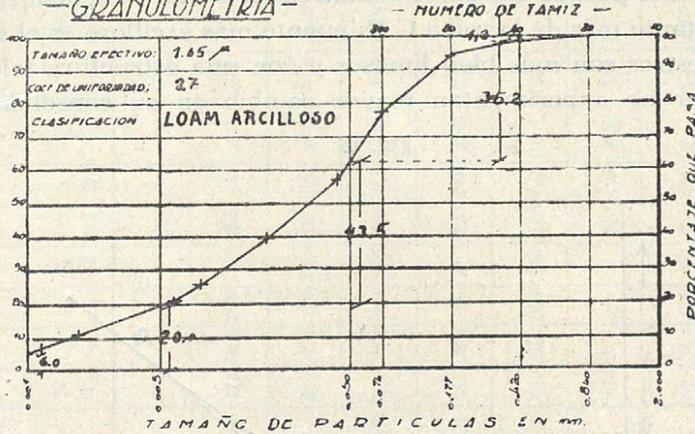
Interpretación de los valores de C y de Φ . — El suelo en su estado natural, sometido a la presión N₁, podrá estar representado en el diagrama de resistencia al corte (Fig. 16) por el punto P₁. Al ser extraída, la muestra experimentará una expansión al desaparecer la presión, de manera que la probeta que colocamos en la máquina, antes de ser presionada, estará representada por un punto como el C₁. Al ser cargada de nuevo su resistencia al corte variará en función de la presión normal según puntos de una curva tal como la C₁ P' P'₁. En esta zona el ensayo acusará valores de C y Φ que no serán los verdaderos del suelo en su estado natural, siendo por lo general la cohesión mayor y el ángulo de fricción interna menor que los verdaderos. Recién pasando el punto P'₁, que corresponde a la misma presión que en estado natural, la curva se aproxima a la recta C P₁, haciéndose tangente en un cierto punto P₂.

Cuadro N.º 4

POZO F0002 : 1128
 PROFUNDIDAD 1750-1950

MUESTRA N.º 18

— GRANULOMETRIA —



Arcilla Limo Arena fina Arena gruesa

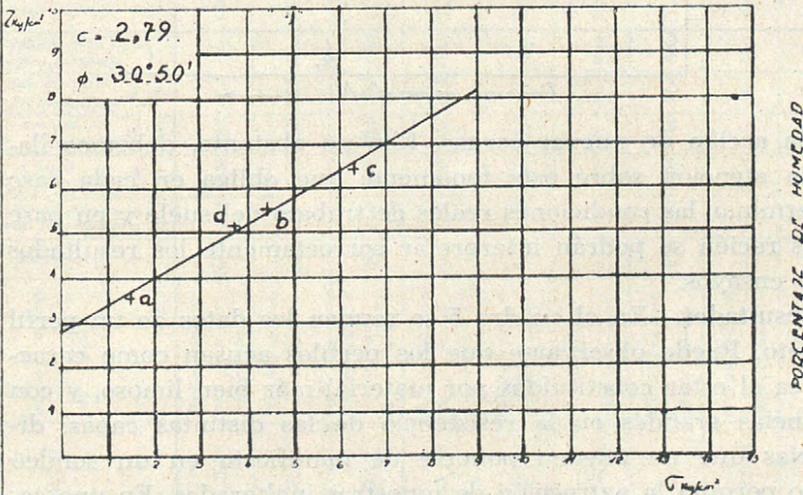
CONSTANTES FISICAS

H.E.C. : 31.4 L_c : 20.6
 L.L. : 31.6 R_c : 1.75
 L.P. : 20.2 P_c : 2.73
 I.P. : 11.4 Grupo : A4
 Color : Marrón

ESTADO NATURAL

Humedad : w : 16.1
 Densidad aparente d_a : 1.77
 Porosidad : p : 35.0
 Agua de saturación w_s : 19.7
 Reaccion al HCl : Pbs

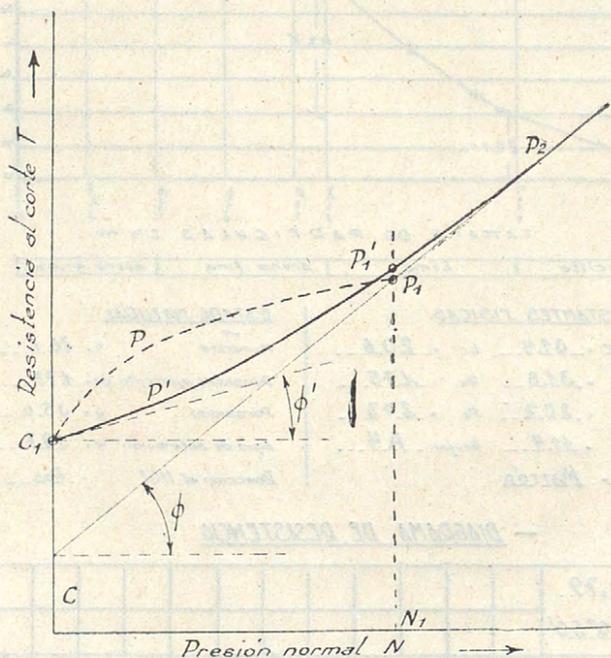
— DIAGRAMA DE RESISTENCIA



OBSERVACIONES:

Se observará sin embargo que en el diagrama del cuadro 4 se ha buscado simplemente la recta que hace mínima la suma de los cuadrados de las diferencias entre sus ordenadas y las de los puntos obtenidos en el ensayo. Esta manera de proceder tiene su razón de ser, porque las curvas como la $C_1 P' P_1$ se apartan realmente y tanto más de la recta $C P_1$ cuanto más arcilloso es el suelo y los nuestros son más bien limosos y con una estructura tal que al parecer no experimentan mayor cambio en su consolidación

Fig. 16



bajo la acción de nuevas cargas. Ello no obstante, debemos llamar la atención sobre este fenómeno, que obliga en cada caso a determinar las condiciones reales de trabajo del suelo y en base a ellas recién se podrán interpretar correctamente los resultados de los ensayos.

Resultados.—En el cuadro 5 se reúnen los datos de un perfil completo. Puede observarse que los perfiles acusan como característica el estar constituidos por material más bien limoso, y con diferencias grandes en la resistencia de las distintas capas, diferencias que no pueden ponerse de manifiesto en un sondeo que no permita la extracción de muestras inalteradas. En una serie de capas no fué posible obtener una muestra que representara al terreno en su estructura demostrando por su comportamiento, al ser excavado el pozo, que su resistencia era nula o muy re-

ducida, requiriendo la hinca previa de tablestacado de contención y el material extraído del fondo de la excavación se presentaba como una masa informe muy blanda, en estado próximo al de límite líquido.

Si comparamos entre sí las muestras que no acusan resistencia, por su aspecto, granulometría y constantes físicas, es decir, las únicas características que pueden proporcionar una clasificación resultante de un sondeo común, vemos que tanto hay suelos arcillosos como limosos, y que dos muestras como la 10 y la 12 que son de constitución casi idéntica y aspecto muy parecido, ofrecen un comportamiento distinto desde el punto de vista de su resistencia. Entre las muestras resistentes podemos ver casos como el de la 5, 7 y 11. La primera ha sido clasificada como un Loam, la segunda como Loam Arcilloso y la tercera como Loam Arenoso, y las tres como pertenecientes al grupo A4. Sin embargo, la mayor cohesión corresponde a la 11, que es un suelo sin plasticidad, y la menor a la 7, cuyo I.P. es de 13.5, a lo cual sólo puede encontrarse explicación determinando el contenido de humedad del suelo: la 11 tiene el 80% del L. L., la 5 está en el L. P. y la 7 está en el justo término medio entre L. P. y L. L.

Por no corresponder a la especialidad de esta Revista no entraremos al tema de cómo emplear los elementos de resistencia hallados en la verificación de la estabilidad de la excavación en túnel. Diremos de paso solamente que la excavación sin apuntalamiento o con enmaderados comunes sólo es posible cuando el suelo posee cohesión, y que conociendo los valores de C y Φ se hicieron algunos cálculos de verificación ideados por el Ing. Alberto Bachofen, cuya comprobación en casos límites de resistencia—que se han tenido oportunidad de observar en obra—ha sido muy buena.

Si consideramos el problema para el caso de fundaciones, no diremos que por este medio se podrá proyectar con la misma seguridad y simplicidad con que se proyectan otras partes de la estructura, pero sí que él proporciona datos para orientarse dentro de un criterio perfectamente racional y de utilidad indiscutible para estudios comparativos.

Los valores de C y Φ como determinantes del grado de compactación de la subrasante

Imaginemos un terraplén, de altura h , sobre cuya superficie de rodamiento presiona una rueda que transmite un peso P . Suponiendo que la presión de la rueda pueda distribuirse uniformemente sobre un círculo de radio a , la presión vertical máxima

a una profundidad z , que estará situada sobre la vertical que pasa por el centro del círculo, tendrá un valor:

$$qz = q (1 - \cos^2 \beta) = \frac{P}{na^2} (1 - \cos^2 \beta) \quad (8)$$

fórmula que resulta de la aplicación de las de Boussinesq, y que será válida siempre que la presión se mantenga dentro de los límites en que el terraplén pueda comportarse como un cuerpo elástico e isotrópico.

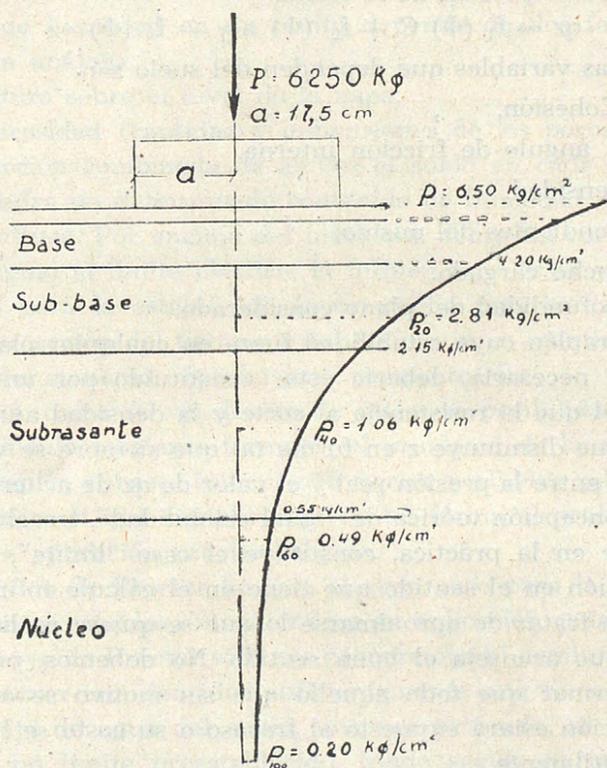


Fig. 17

En la figura 17 se ha representado esa curva dando valores numéricos a P y a .

La forma de esta curva fundamenta el criterio más sano para fijar alturas mínimas de terraplén y proyectar bases para firmes, que no es otro que el que conduce a tratar de obtener iguales coeficientes de seguridad en cualquiera parte de la estructura, basado en que la seguridad de toda ella es la de su parte más débil y que todo refuerzo que no tenga en cuenta esta circunstancia recarga inútilmente el costo.

La capacidad para resistir presiones del suelo que constituye el terraplén, depende de su resistencia al corte y de la forma cómo está cargado. Podemos asimilar cada plano al caso de la figura 2, estando la carga central constituida por la presión de las capas superiores más la sobrecarga exterior, distribuida sobre un cierto ancho que dependerá de la forma de transmitirse las presiones, y la carga lateral formada por el peso del espesor z de terraplén. La presión qz , límite de estabilidad en cada plano, está dada por una expresión de la forma:

$$qz = f_1 (\Phi) C + f_2 (\Phi) a \gamma + f_3 (\Phi) \gamma z \quad [9]$$

en la que las variables que dependen del suelo son:

C = Cohesión.

(Φ) = ángulo de fricción interna.

γ = densidad.

y las independientes del mismo:

a = ancho cargado.

z = profundidad del plano considerado.

Un terraplén cuya estabilidad fuera en cualquier plano la estrictamente necesaria, debería estar constituido por un suelo, o suelos, en el que la resistencia al corte y la densidad aumentarían a medida que disminuye z en forma tal que siempre se verificara la igualdad entre la presión real y el valor de qz de acuerdo a [9].

Esta concepción teórica de "igual estabilidad", irrealizable integralmente en la práctica, constituye el caso "límite", tomando esta expresión en el sentido que tiene en el cálculo infinitesimal, al que debe tratar de aproximarse lo que se quiere realizar, dentro de lo que aconseja el buen sentido. No debemos, pues, titubear en afirmar que todo aquello que sin motivo se aparte de esa orientación estará expuesto al fracaso o su costo se habrá recargado inútilmente.

Sin necesidad de medir la resistencia al corte, nuestros conocimientos actuales sobre suelos proporcionan ya normas precisas mediante la clasificación en grupos, de cómo emplearlos y de cuáles deben ser los que conviene colocar en las capas que soportarán mayores presiones. Pero aún queda un punto librado al criterio y experiencia personal del proyectista: la altura mínima del terraplén. Y desgraciadamente los resultados nos dicen que no siempre es fácil acertar al respecto. La resistencia al corte, o el poder portante, de las capas superiores del terraplén debe ser elevada para soportar las presiones grandes a las que estará sometido, y esa resistencia, que nos interesa mantener en toda

ocasión, debe ser aquella que es propia del suelo en las condiciones más desfavorables a que puede conducirle la acción de los agentes exteriores. En otras palabras: la resistencia al corte que debemos tener en cuenta es la mínima, determinada por las condiciones de humedad más desfavorables en que puede encontrarse nuestro suelo. Esa humedad puede tener dos orígenes: superficial, proveniente de la lluvia, o profundo, que es el agua proveniente de la napa freática, zanjas o cauces próximos.

Consideremos el efecto del agua de la napa freática (4). El contenido de humedad en un punto depende de dos factores de importancia análoga:

- a) altura sobre el nivel de la napa;
- b) porosidad (cantidad y dimensiones de los poros);

y por la acción combinada de ambos el suelo en cada plano horizontal tendrá un determinado contenido de humedad, decreciendo con la altura. Por encima del nivel que acusa un contenido de humedad igual al límite plástico, la influencia de ésta ya no será perjudicial para la estabilidad, favoreciendo más bien la consolidación por acción del tiempo y del tráfico, si se mantiene en las cercanías del contenido óptimo para compactación.

No está, como se ve, dentro de nuestras posibilidades el someter al cálculo mediante fórmulas el problema de la estabilidad de un terraplén o base. Intervienen varias variables relacionadas a su vez entre sí que complicarían en tal forma el problema que no tendrían aplicación práctica alguna.

El método de Proctor ha sido el gran paso para la obtención de subrasantes estables extendiéndose su aplicación cada vez más. Pero el ensayo de Proctor sólo nos proporciona el camino más sencillo de obtener una densidad suficientemente alta como para que el porcentaje de agua del suelo, una vez saturado, se mantenga dentro de un límite preestablecido, fijado según ciertas normas basadas en criterios que, por lo general, consideran el límite plástico como condición extrema de estabilidad. Pero no sabemos a ciencia cierta cuál es el límite de compactación que, asegurando la estabilidad, no recargue inútilmente el costo.

Fuera de toda duda, es un criterio sano especificar que debe lograrse una densificación que no permita al suelo, una vez saturado, pasar del estado definido por el límite plástico. Ello es posible de alcanzar sin mayor esfuerzo en suelos cuya textura es favorable para la compactación, pero se presentan en la práctica casos donde las dificultades pueden llegar a ser grandes. No pretendemos discutir sobre la estabilidad de un terraplén cuyo contenido de hu-

medad en la superficie portante esté por encima del L. P., pero sí creemos que puede concretarse mejor el punto mediante determinaciones del valor de la resistencia al corte.

Los ensayos con el penetrómetro y los de estabilidad del tipo Hubbard-Field permiten establecer la resistencia al corte y fijarla mediante un número, pero las cifras que proporcionan no tienen valor absoluto y sí sólo comparativo. En cambio, el conocimiento del valor de los elementos de resistencia al corte, si se lo relaciona con el comportamiento observado en la práctica en superficies portantes análogas, representa un criterio más seguro y más racional:

BIBLIOGRAFIA

- (1) Terzaghi, Karl von.—“The Mechanics of Shear Failures on Clay Slopes and the Creep of Retaining Walls”, Public Roads, vol. 10, N.º 10, diciembre 1929, págs. 179 a 181.
- (2) Burmister, D. M.—“Some Investigations of the Shearing Resistance of Cohesionless and Cohesive Materials”, Symposium on Shear Testing of Soils, de la 42.ª Reunión Anual de la American Society for Testing Materials (1939). En este informe cita el autor, a propósito del tema tratado, a
 - a) Terzaghi, “The Shearing Resistance of Saturated Soils and the Angle Between the Planes of Shear”, Paper D-7, pág. 54, vol. 1, Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Harvard University (1939).
 - b) Hvorslev, Juul, “The Shearing Resistance of Remolded Cohesive Soil”, Paper E. Proceedings, Soil and Foundation Conference, U. S. Engineer Dept., June 17-21, 1938 Boston, Mass.
- (3) Palmer, L. A. y Barber E. S.—“Teoría sobre la consolidación de suelos y ensayo de los suelos para fundaciones”, Carreteras, Vol. 2, N.º 1, 1937.
- (4) Kashirsky A.—“Formación de la napa de agua subterránea y su influencia sobre las obras básicas camineras”. CAMINOS, N.º 37.

ACTUALIDADES

Decreto Supremo relativo a facultades del Director General de Obras Públicas y de Directores de Departamentos para resolver asuntos relacionados con sus respectivos cargos

Se ha dado el curso últimamente al siguiente decreto del Ministerio de Fomento por el que se otorgan algunas facultades al Director General de Obras Públicas y Directores de Departamentos, dependientes de esa misma Dirección General, para resolver algunos asuntos relacionados con sus mismas funciones:

Santiago, 30 de Enero de 1941.

S. E. DECRETO HOY LO QUE SIGUE:

N.º 256.—Visto lo dispuesto en el decreto del Ministerio de Fomento N.º 1384, de 9 de Septiembre de 1931, y

CONSIDERANDO :

Que el decreto N.º 1384, citado, limitó la autorización concedida por el decreto N.º 3770, de 20 de Agosto de 1930, al Director General de Obras Públicas, para contratar estudios y resolver sobre presupuestos de trabajos;

Que hay manifiesta conveniencia en evitar trámites administrativos para la mayor celeridad en el estudio y ejecución de las obras públicas;

Que para este efecto, debe ampliarse dicha autorización al Director General de Obras Públicas y hacerla extensiva con ciertas limitaciones a los Directores de Departamentos, reduciendo así el recargo de labor administrativa que tiene la Dirección General,

DECRETO :

1.º—El Director General de Obras Públicas queda facultado para resolver los asuntos que se indican a continuación:

a) La contratación de anteproyectos y estudios definitivos de obras nuevas cuyo costo de confección no exceda de sesenta mil pesos — (\$ 60.000.—).

b) La aprobación de proyectos y presupuestos hasta por seiscientos mil pesos (\$ 600.000.—).

c) La aceptación de propuestas públicas para llevar a cabo trabajos cuyo presupuesto no exceda de seiscientos mil pesos (\$ 600.000.—).

d) Las modificaciones de los proyectos de obras en ejecución o la realización de obras complementarias de éstas cada vez que representen un valor que no exceda de 3 % del valor autorizado y en todo caso cuando esta modificación de obras nuevas represente un valor que no exceda de doscientos mil pesos (\$ 200.000.—).

2.º—Los Directores de Departamento de la Dirección de Obras Públicas quedan facultados para resolver los asuntos que se indican a continuación en sus respectivos Departamentos:

a) La contratación de anteproyectos y proyectos definitivos de obras del Departamento de Caminos cuyo costo de confección no exceda de Cincuenta mil pesos, y de Treinta mil pesos para estudios de obras de otros Departamentos;

b) La aprobación de proyectos y presupuestos hasta por Quinientos mil pesos (\$ 500.000.—) para el Departamento de Caminos, y de Trescientos mil pesos (\$ 300.000.—) para otros Departamentos.

c) La aceptación de propuestas públicas de obras del Departamento de Caminos para llevar a cabo trabajos cuyo presupuesto no exceda de Quinientos mil pesos (\$ 500.000.—), y de Trescientos mil pesos (300.000.—) para obras de otros Departamentos;

d) Las modificaciones de los proyectos de obras complementarias de éstas cada vez que representen un valor que no exceda del 5 % del valor autorizado y en todo caso cuando esta modificación de obras no exceda de cien mil pesos (\$ 100.000.—).

3.º—Una vez autorizado el estudio o la ejecución de una obra, los pagos parciales serán hechos directamente por el funcionario autorizado en giros contra la Tesorería, de acuerdo con las disposiciones reglamentarias vigentes.

4.º—Para los efectos de lo dispuesto en el N.º 3.º el Ministerio de Fomento pondrá a disposición de la Dirección de Obras Públicas o del Departamento respectivo los fondos necesarios para la realización de cada estudio u obra.

5.º—La Dirección de Obras Públicas dará cuenta mensual al Ministerio del estado de inversión de los fondos que sean puestos a su disposición o a la de los Directores de Departamentos, en conformidad a los N.os 3, 4 y 5.

6.º—El Ministerio de Fomento formará, con informe de la Dirección de Obras Públicas, el programa de ejecución de las Obras Públicas y el presupuesto anual para su realización.

Tómese razón, comuníquese y publíquese. — AGUIRRE CERDA. — O. Schnake V.

Suscríbese a la Revista Caminos

Conózcala y déla a conocer

Precio: \$ 30.00 anuales

Número suelto: \$ 4.00

INFORMACIONES GENERALES

Nuestra portada

El camino de Serena a Coquimbo ha sido pavimentado recientemente con hormigón. Termina así una situación perjudicial e incómoda para ambos pueblos.

Oficina del Personal, Enero 1941

Renuncias.

A contar desde el 1º de Enero, del Inspector de Obras Sr. Rómulo Fredez Correa.

A contar desde el 16 de Enero, del Secretario Sra. Irma Urzúa de Visconti.

Fondos destinados a la Construcción, Mejoramiento y Conservación de Caminos y Puentes durante el año 1941

A) Fondos especiales.	
1. Para proseguir las obras del camino de Santiago a Concepción (Sec. Nos a Talca)	\$ 9.775.000.—
2. Ley N.º 5439, Provincia de Chiloé (700.000).....	
a) Departamento de Llanquihue.....	350.000.—
b) Departamento de Ancud	175.000.—
c) Departamento de Castro	175.000.—
3. Para mejorar el balseadero sobre el Río Mataquito entre Villa Prat y la Pobl. de la Huerta y para establecer un andarivel en el mismo sitio.	225.000.—
4) Cuotas fiscales, correspondientes a las erogaciones de particulares y Municipios, para la ejecución de obras camineras	16.587.240.—
	<hr/>
SUMA.....	\$ 27.287.240.—

B) Fondos de la ley de Caminos.

(distribución general)

1. Suma cuya distribución deberán proponer las Juntas Departamentales al Supremo Gobierno. \$ 18.597.167.48	
2. 5 % para trabajos de carácter imprevistos y urgentes	1.162.322.97
3. Construcción de Puentes Mayores	7.552.430.82
4. Construcción de Puentes Menores	926.756.07
5. Reparación de Puentes	1.600.000.00
6. Mejoramiento y conservación de Balseaderos y Servicio de Pontoneros	710.000.00
7. Viáticos	1.000.000.00
8. Pasajes y Fletes	500.000.00
9. Gratificación de zonas	300.000.00
10. Gastos Generales del Servicio, publicaciones, impresiones, inspección, etc.	400.000.00
11. Arriendo y mantenimiento de locales	200.000.00
12. Transportes de maquinarias	50.000.00
13. Para atender a la movilización de los Sres. Intendentes y Gobernadores en sus visitas de supervigilancia a las obras camineras	250.000.00
14. Mantenimiento de automóviles, camiones y demás maquinaria existentes en los almacenes dependientes de la Oficina Central	200.000.00
15. Para pago de valores insolutos de expropiaciones de caminos y puentes, y honorario de Hombres Buenos	400.000.00
16. Señalización	100.000.00
17. Contratación de Personal	1.990.943.07
18. Conservación de caminos construidos con empréstitos	1.500.000.00
19. Otras obras y estudios	5.260.379.59
20. Suplemento contratación Personal	5.000.000.00
21. Expropiaciones y Honorarios de Hombres Buenos	300.000.00
22. Suplemento de Viáticos	300.000.00
23. Vías Fluviales	250.000.00
24. Reparación de maquinarias y otros elementos y adquisiciones correspondientes	500.000.00
25. Imprevistos	450.000.00
26. Corrección de trazados	560.000.00

TOTAL..... \$ 50.000.000.00

C) El resto (20.000.000) se distribuye en conformidad a la siguiente pauta:

1. Reparaciones y adquisiciones de maquinarias.. \$ 3.000.000.—
2. Estudios e inspecciones 1.800.000.—
3. Imprevistos 1.000.000.—
4. Gastos Generales y accesorios 400.000.—
5. Señalamiento 500.000.—
6. Fondos que se distribuirán en la siguiente forma:

Tarapacá	\$ 432,250.—	
Antofagasta	997,500.—	
Atacama	399,000.—	
Coquimbo	365,750.—	
Aconcagua	365,750.—	
Valparaíso	831,250.—	
Santiago	1,995,000.—	
O'Higgins	598,500.—	
Colchagua	465,500.—	
Curicó	365,750.—	
Talca	399,000.—	
Linares	399,000.—	
Maule	356,750.—	
Ñuble	485.500.—	
Concepción	498,750.—	
Arauco	332,500.—	
Bío - Bío	399,000.—	
Malleco	565,250.—	
Cautín	731,500.—	
Valdivia	532,000.—	
Osorno	332,500.—	
Llanquihue	399,000.—	
Chiloé	232,750.—	
Aysén	332,500.—	
Magallanes	498,750.—	\$ 13.300.000.—
	Suma de C.	\$ 20,000,000.—
	Suma de B.	\$ 50.000,000.—
	Total distribuído	\$ 70.000,000.—

Actividades viales en Uruguay

(De "EL DIA" de Montevideo, de 21 de Enero de 1941)

Resumen de los trabajos realizados durante el año 1940

Las obras de vialidad realizadas en el año 1940, por el Ministerio de Obras Públicas, pueden sintetizarse como sigue:

La Dirección Topográfica ha realizado la siguiente labor:

I.—Expropiaciones para obras de Vialidad.

Para la construcción de caminos y carreteras se han deslindado 121 propiedades y tramitado los expedientes respectivos, habiéndose escriturado 87 terrenos a favor del Estado, con un área de 166H, 1686m². 69, lo que exigió una erogación total de 24.615.49.

II.—Relevos de caminos.

Se efectuó por licitación el relevamiento del departamento de Río Negro, por 1800 kilómetros, y se contrataron directamente los relevos complementarios de caminos en San José y Lavalleja, con lo cual podrá disponer el Ministerio de O. Públicas de planos completos de los siguientes departamentos: Durazno, Cerro Largo, Treinta y Tres, Tacuarembó, Rivera, Florida, Colonia Flores, Rocha, Sorian, Río Negro, San José y Lavalleja.

A la Dirección Hidrográfica ha correspondido la siguiente labor:

Durante el año se han atendido con las partidas presupuestales, los servicios de dragado del litoral e interior del país, así como también la conservación y reparación de las embarcaciones afectadas a esos servicios. Además se atendieron los trabajos de conservación de los muelles y puertos del litoral, el servicio de Navegación Interior, de Mareógrafos y Escalas Hidrométricas y Estudios de diversa índole relacionados con esos servicios.

Y a la Dirección de Vialidad ha correspondido ejecutar los siguientes trabajos:

Durante el año 1940 se ha establecido en esta Dirección una nueva organización que prevé la implantación de 9 Regionales en Campaña, las que una vez debidamente organizadas redundarán en una mejor distribución del trabajo y, por lo tanto, en una mayor eficiencia para el contralor y dirección de las obras en construcción y para la conservación de las mismas.

El año 1940 ha sido un año de grandes actividades viales como consecuencia de los Planes de Obras Públicas de 22 de abril y 15 de setiembre de 1939 y 4 de setiembre de 1940, que destinaron en conjunto \$ 10.549.634.49 para obras de vialidad.

Las actividades de la Dirección de Vialidad durante el año que termina pueden sintetizarse en la siguiente forma:

Carreteras y caminos en construcción.....	41
Carreteras y caminos terminados.....	21
Firmes de macadam construídos.....	49 km. 092
Firmes de tosca construídos.....	306 km. 346
Firmes de grava construídos.....	3 km. 300
Firmes de tierra construídos.....	12 km. 218
Total de firmes construídos.....	370 km. 956
Pavimentos recargados y tratados.....	1118 km. 787
Pavimentos transformados.....	25 km. 618
Pavimentos conservados.....	3110 km. 521
Puentes en construcción.....	16
Puentes terminados.....	7
Proyectos estud. de carreteras y caminos.....	39
Longitud de caminos estudiados.....	207 km. 358
Puentes estudiados.....	13

Además se contrató el estudio de 571 km. 517 de caminos y carreteras.

Un aspecto nuevo e interesante que es conveniente destacar en las actividades viales de 1940, es el notable impulso que recibió la construcción de obras con contribución municipal o vecinal, como consecuencia de las Leyes de 22 de abril y 15 de setiembre de 1939 y 4 de setiembre de 1940, que destinaron en conjunto y para tal fin, \$ 670.000.00. Por este arbitrio se ha podido contribuir al mejoramiento y construcción de pequeños caminos que de otra manera hubieran permanecido largo tiempo sin realización. El Ministerio de Obras Públicas ha contribuido hasta la fecha con la suma de \$ 541.951.76, para la construcción de unos 230 kilómetros de caminos, cuyo costo total se ha previsto en \$ 1.039.127.40, siendo el saldo sobre aquella suma proveniente de las contribuciones aportadas por municipios y vecinos.

La Ley de 4 de setiembre de 1940 autorizó la inversión de un millón de pesos en máquinas de vialidad; hasta la fecha se han adquirido por licitación 52 tractores orugas, 15 niveladores, 12 tractores de llanta neumática, 3 aplanadoras, 45 camiones y 10 camionetas

por un importe de \$ 599.197.32. Este material contribuirá a dar un nuevo y vigoroso impulso a las obras de construcción y conservación de caminos, por lo cual la Dirección de Vialidad se encuentra abocada a una obra de grandes proporciones, íntimamente vinculada al progreso del país, ya que la mayor facilidad en las comunicaciones con los más apartados rincones de la República, redundará en su inmediato acercamiento a los núcleos importantes de población; debe tenerse en cuenta que en la actualidad las distancias ya no se miden en kilómetros, sino en horas y minutos.

Actividades en el camino Longitudinal de Nos a Concepción

a). Estudios.

Durante el año 1940 se ha efectuado el estudio de las siguientes secciones del camino longitudinal sur:

1. Nos-Buin	11,644 kms.
2. Buin-Hospital	14,265 "
3. Hospital-Puente Peuco	10,156 "
4. Puente Peuco-Graneros	14,088 "
5. Graneros-Puente Cachapoal	14,966 "
6. Puente Cachapoal-Paso Retiro	18,004 "
7. Paso Retiro-Rigolemo	16,839 "
8. Rigolemo-Puente Tinguiririca	17,655 "
9. Puente Tinguiririca-Teno	36,218 "
10. Teno-Curicó (Alameda)	13,784 "
11. Puente Lontué-Puente Claro	22,021 "
12. Puente Claro-Talca (El Palacio)	38,941 "
13. Talca-Puente Maule	16,000 "
14. Puente Putagán-Miraflores (Var. Linares)	15,200 "
15. San Carlos-Chillán (Vte. Menelhue)	3,920 "
16. Chillán-Bulnes (Vts. Maipon y Larqui)	12,923 "
17. Bulnes-Puente Itata	11,000 "
18. Puente Itata-Puente Queime	9,510 "

19. Concepción-Queime (km. 5 al 22, 567)..... 17,567 kms.

Durante el mes de **enero** ppdo. se ha estado trabajando en el terreno en los estudios de las siguientes secciones:

1. Curicó-Puente Lontué	3,500 kms.
2. Puente Maule-Puente Putagán	25,000 "
3. Copihue a Parral	10,000 "
4. Puente Cocharcas-Chillán	6,000 "

b). **Trabajos.**

Durante el año 1940 se efectuaron por administración, diversos trabajos en las secciones siguientes:

- a). Buin-Angostura en la longitud de 10 kms. a cargo del Ingeniero de la provincia de Santiago;
- b). Puente Peuco-Rancagua, 9 kms. a cargo del Ingeniero provincial O'Higgins.
- c). Rigolemo-Estación Chimbarongo, 12 kms. a cargo del Ingeniero Sr. Oscar Risopatrón.
- d). Estación Chimbarongo-Curicó, 6 kms. a cargo del Ingeniero de la provincia de Curicó.
- e). Puente Lircay-Talca, 4 kms. a cargo del Ingeniero de la provincia de Talca.

Trabajos por contratos: En el camino de Concepción a Bulnes se han efectuados trabajos de pavimentación de hormigón armado en las siguientes secciones:

- a). Secc. km. 0 al 5, contratado con la firma The Anglo Chilean Asphalte C.^o Ltd. en la suma de \$ 2.060.777,93.—
- b). Secc. km. 23 al 56 (Puente Queime) contratada con Guzman, Vial & Cía. Ltda. en la suma de \$ 13.698.448,58.—

Todos estos trabajos se prosiguen en el presente año.

Santiago, 11 de febrero de 1941.

Nómina de los Caminos en construcción en el mes de Enero de 1941

A) Con cargo a la Ley 5903 — Plan Extraordinario.

Camino	Valor con- tratado	Longitud contratada kms.	Observaciones
O'Higgins			
Codegua a Las Coloradas	\$ 587,939.70	9,188.1	Terminado
Maule			
San Javier-Cauquenes	446,996.80	4.—	
Concepción			
Concepción a Penco	700,249.10	7,325	
Yumbel-Salto del Laja	420,011.73	9,300	
Arauco			
Curanilahue-Los Alamos	1.076,686.20	15.—	
Cautín			
Lautaro-Rari Ruca	674,921.64	15,100	Terminado
Quiquílco-Montaña 7/11	410,035.70	4,220.83	"
Pucón al Límite	269,447.44	5,110	"
Pitrufquén-Toltén	736,622.68	14,146.60	"
Villarrica-Laureles	319,309.69	4,541.81	"
Valdivia			
Valdivia-Putabla	1.614,129.46	7,240	
Dollinco-Futrono	684,658.32	11,982	"
Folilco-Riñihue	158,765.90	3.—	"
Malihue-Panguipulli	337,855.80	8,210	"
Panguipulli-Calafquén	499,249.30	10,810	"
Chiloé			
Fresia al Totoral	284,590.35	18,750	"
Chonchi-Quellón 0/7	358,965.25	7.—	"
Id. Id. 2. ^a Sección	1.126,373.28	11.—	
Calbuco-Pto. Toledo	679,793.70	14.—	

Fresia-Ñapeco	306,228.04	7.919	Terminado
Futalelfu-Pacífico	792,943.50	50.—	

B) Con cargo a la Ley de Caminos (Cuenta Reserva y erogaciones).

Santiago

El Salto al Bosque	225,950.28	1.592	
Melipilla al Paico	2.592,985.28	6.697	Terminado
Cuesta Zapata (pav.)	929,820.96	5.200	
Sepultura-San Antonio	7.932,300.—	26.500	

Colchagua

Tinguiririca-V. Flaco	413,366.04	3.560	Terminándose
Id. Id. 2. ^a Sección	602,716.70	11.260	

Talca

Talca-San Clemente	2.852,537.29	18.274	Terminado
--------------------------	--------------	--------	-----------

Concepción

Yumbel-Estac. Yumbel	407,401.70	5.076.2	"
----------------------------	------------	---------	---

Llanquihue

Pto. Varas-Ensenada	346,526.78	8.600	"
Id. Id. 2. ^a Sección	2.853,772.—	20.200	

C) Con cargo a la Ley 5439 (Centenario Chiloé).

Depto. Llanquihue

Quemas a Los Muermos	185,047.85	3.313	"
---------------------------	------------	-------	---

Depto. Ancud

Huillinco-Linao	230,114.76	5.851	"
-----------------------	------------	-------	---

D) Con cargo a la Corporación de Reconstrucción y Auxilio.

Concepción

Concepción-Bulnes 0/5	2.060,777.93	5.—	
Id. Id. km. 23 al 56	13.698,848.58	33.—	

Índice de temas camineros publicados en revistas recibidas

Análisis gráfico de la estabilidad de los suelos.
(Public Roads - Oct. de 1940).

- a) Principios de la estabilización de suelos.
- b) Proyecto de sistema de transcontinental de carreteras pagados por peaje y plan principal de caminos libres en E. U. de N. A.
("Camino", Set. - Oct. y Nov. - Dic. de 1940).

- a) Aplicación de los principios de la "Mecánica de las Tierras" a la construcción de carreteras.
- b) Normas para el ensayo de hormigones.
(Boletín N.os 41-46, año IV de Obras Públicas y Comunicaciones - Quito).

Algunas experiencias con juntas de expansión en pavimentos de hormigón.
(Public Roads - Mayo de 1940).

El Pasado, el Presente y el Futuro del Sistema Panamericano de Carreteras
(Volumen N.º 30 de las Publicaciones Técnicas de la Dirección Nacional de Vialidad - Buenos Aires).

- a) El Rond Point en las grandes rutas a la luz del criterio de la velocidad directriz.
- b) Distancia de visibilidad en los caminos.
- c) Terminado superficial de los pavimentos vistos de hormigón.
- d) Las características y usos de los materiales asfálticos.
("Camino", Set. - Oct. y Nov. - Dic. de 1939 - Buenos Aires).

- a) Tendencias modernas en el diseño de los pavimentos de hormigón.

- b) El problema del acceso a las grandes capitales.
("Caminos", Set. - Oct. de 1939 - Buenos Aires).
-
- a) Determinación de la resistencia al corte de los suelos y su aplicación en obras de Ingeniería.
b) Un nuevo sistema para el control gráfico de las infracciones por exceso de velocidad en los vehículos automotores.
("Caminos", Nov. - Dic. de 1940).
-
- a) El dosage de los concretos utilizando un método gráfico.
b) Algunas consideraciones sobre puentes en arcos y bóvedas.
("Técnica", Dic. de 1940 - Lisboa).
-

Propuesta aceptada

Por decreto N.º 266 de 30 de Enero de 1941, se aceptó la propuesta de don Juan B. Charles, para la construcción del puente Huaqui, ubicado en el camino longitudinal entre Los Angeles y el Salto del Laja.

Se trata de un puente de hormigón armado formado por un tramo tipo Gerber de 14 m. de luz y dos consolas terminales de 3.20 m. de longitud cada una, de doble vía.

El plazo para la ejecución es de doce meses y su valor será de \$ 420,000.—

Recepción definitiva

El 31 de Enero de 1941 se procedió a la recepción definitiva de las obras construídas por don Desiderio Regeasse, en el camino de Pitrufrquén a Toltén, en la sección Comuy a Coipué, (15,146.60 mts.) por la suma de \$ 736.622,68.

Intervino en la recepción la comisión nombrada con este objeto y compuesta por los Sres.:

Gobernador del Depto. de Pitrufrquén,

Ingeniero Provincia de Cautín.

Ingeniero Provincia de Malleco.

Camino de Cartagena a Las Cruces

El camino que saliendo de Cartagena hacia el norte orillando la playa, conduce a Las Cruces, El Tabo, etc., toma cada día más importancia, debido al desarrollo de la región que el mismo camino ha estado provocando, y muy especialmente debido al gran interés que esas playas toman durante el verano.

Estas razones han influído para que el Departamento de Caminos haya estado siempre preocupado de su mejoramiento. En Noviembre pasado se inició en el sector Cartagena-Las Cruces, la construcción de varias variantes y el mejoramiento de la calzada con el sistema "mezcla en sitio" a base de asfalto, en una longitud de 7 kilómetros. Estos trabajos están ya próximos a terminarse.

Igual categoría de obras se están ejecutando en el camino de Cartagena a Agua Buena, en una longitud de 3,5 kilómetros.

Estos trabajos están a cargo del Ingeniero Provincial de Santiago.

Plan del Circuito Caminero de las Provincias de Santiago, Aconcagua y Valparaíso

(En ejecución)

Sector	Kms.	Tipo de pavimento
Santiago-Valparaíso (ensanche)..	60	mezclas en sitio y sello
Santiago-Valparaíso (ensanche)..	8	hormigón
Santiago-Valparaíso (termin.ón)..	15	hormigón
Los Andes-San Felipe	17	mezcla en sitio
Placilla-Viña del Mar.....	13.5	mezcla en sitio y sello
Santiago-Colina (reconstrucción)	16	hormigón
San Felipe-Calera		mezcla en sitio
Variante Achupallas	4.5	macadam bituminoso
Sepultura-Aguas Buenas (Bifur)	20	hormigón
Aguas Buenas-San Antonio.....	6	hormigón
Aguas Buenas-Cartagena	3.5	mezcla en sitio y sello
Melipilla-Sepultura (ensanche)...	17	hormigón
Algarrobo-Casa Blanca.....	31	mezcla en sitio
Los Andes-Colina	57	mezcla en sitio y sello
Colmo-Concón	9	mezcla en sitio
Lo Herrera-Mallico		mezcla en sitio
Cartagena-Las Cruces	8	mezcla en sitio y sello
Las Cruces-El Tabo	8	mezcla en sitio y sello
Puente Alto-San Bernardo	13	mezcla en sitio y sello
Puente Alto-San José de Maipo...	28	mezcla en sitio y sello
Los Andes-Río Colorado.....	20	mezcla en sitio y sello
Cruzadas-Colmo	16	mezcla en sitio y sello
El Tabo-El Quisco-Algarrobo.....	11.5	mezcla en sitio
Puente Alto-Puente San Ramón..	2.8	mezcla en sitio

P R E N S A T E C N I C A

Axiomas relativos a la mecánica de los suelos y tierras de fundación para caminos

Por H. C. Porter

(Annales des Travaux Publics de Belgique - Junio de 1940)

En el estudio y en la construcción juiciosos de los Caminos, el estudio detallado de la mecánica del suelo en todas sus fases, se ha hecho complejo debido a los numerosos puntos que es necesario incluir y tomar en consideración. Es preciso efectuar estudios en gran número de tierras y determinar de antemano sus características; es indispensable además que sean esas tierras utilizadas convenientemente en la calzada.

La mecánica de las tierras ocupadas en las calzadas varía con cada tipo de suelo; los métodos de concepción y de construcción de las diferentes partes de la calzada no son nunca iguales. Las condiciones topográficas y climatéricas en distintas localidades varían también y deben ser tomadas en consideración. No existe pues una panacea, y no pueden establecerse reglas generales absolutas.

Por otra parte, existen numerosos hechos resumidos bajo la forma de axiomas, cuya mayor parte se refiere a las modificaciones volumétricas provocadas en las tierras por las variaciones de su grado de humedad provocadas directamente por la alternativa de períodos de lluvia moderada y de sequedad.

El autor analiza trece de estos axiomas, cuyo enunciado se expresa a continuación:

1.º) La calidad de superestructura depende en gran parte de la naturaleza y del número de movimientos en la fundación natural y en la infraestructura.

2.º) Muchas tierras coherentes soportan cargas rodantes ordinarias sin moverse de manera apreciable cuando son relativamente secas y amontonadas en la fundación natural y la infraestructura.

3.º) El factor que provoca los cambios o movimientos de densidad y de volúmen en la fundación natural y la infraestructura es generalmente la variación del grado de humedad del suelo.

4.º) Las tierras de tipos diferentes se conducen de un modo distinto bajo la acción de las fluctuaciones del grado de humedad. Los materiales de grano grueso, con cambio volumétrico y plasticidad poco sensibles bajo la acción de tales fluctuaciones, como la arena, por ejemplo, no se mueven en forma apreciable mientras que las arcillas de grano fino, fuertemente expansivas y plásticas, se mueven en forma apreciable.

5.º) Una superficie lisa, en pendiente de un suelo arcilloso, compacto de grano fino, tiende a hacer que el agua de lluvia se deslice superficialmente; pero cuando el agua se mantiene en contacto con el suelo arcilloso, penetra lo suficiente para provocar su expansión haciéndola plástica.

6.º) Cuando el agua de lluvia cae sobre un suelo permeable, de grano grueso, tal como la arena, la línea de menor resistencia al movimiento del agua, se coloca en los huecos contenidos en la arena. Cuando la arena está sobre un suelo arcilloso en pendiente, el agua atraviesa la arena hasta llegar a la capa superior de la arcilla, escurriéndose a través de la arena y a lo largo de la superficie arcillosa.

7.º) Cuando el grado de humedad de un suelo arcilloso expansivo de grano fino, excede el límite de absorción del suelo, éste aumenta de volumen, provocando una fuerza considerable de levantamiento.

8.º) Cuando el tipo de suelo debajo de la superestructura es uniforme, con contenido de agua uniforme en el momento de armar la superestructura y cuando las fluctuaciones subsecuentes del grado de humedad en el suelo son uniformes en toda la longitud y ancho de la calzada, ésta se levantará y bajará uniformemente conservando intacta su superficie de rodado.

9.º) No se pueden señalar las condiciones indicadas en el 8.º) sino haciendo investigaciones preliminares apropiadas por un estudio, supervigilancia del trabajo y su conservación cuidadosa.

10.º) A causa de las estaciones demasiado secas o lluviosas, propias de gran parte del territorio de los Estados Unidos de N. A., no se han podido impedir prácticamente las variaciones del grado

de humedad en los suelos de fundación e infraestructura; pero sí es posible limitar esas fluctuaciones en forma que se pueden reducir o aún eliminar sus efectos en la superestructura o calzada.

11.º) Si se agrega agua a la arena amontonada hasta saturarla o sumergirla, el agua tiende a apretar la arena reduciéndola de volúmen; pero si se trabaja con arena húmeda ésta aumenta de volúmen.

12.º) La mecánica de las tierras debe ser considerada minuciosamente en la concepción y construcción del camino, tanto transversal como longitudinalmente.

13.º) Para construir calzadas con revestimientos que no estén sujetos a deformación de la superficie de rodado, es necesario incorporar en los planos de construcción los dos elementos principales que siguen:

a) El suelo natural de fundación y las tierras de la infraestructura, deben estar formados por materiales que no se muevan en forma sensible bajo la acción de las fluctuaciones de la humedad;

b) Las variaciones del grado de humedad en las tierras plásticas y expansivas deben estar limitadas, de manera que los movimientos resultantes no sean apreciables.

Aparato O. K. Norman para contar el número de vehículos.

Este aparato se compone de un reloj común, muy simple, de montaje impermeable al aire y al agua, fijo en un diagrama de caucho, unido éste a un tubo también de caucho tendido transversalmente a la calzada.

El reloj en cuestión tiene la particularidad de que se le saca el balancín y el resorte, reemplazándolos por un dispositivo que actúa en la aguja que corresponde a los segundos. Toda impulsión doble de aire en el diagrama correspondiente a la pasada de los dos ejes de un vehículo por sobre el tubo hace avanzar de un punto a la aguja.

Este sistema es independiente de toda otra fuente de energía que la del vehículo mismo; no está pues sujeto a los defectos que causa algunas veces la corriente eléctrica en otros aparatos; no cuesta casi nada ni su precio ni su conservación; es muy fácil su transporte, su instalación y retiro; en el curso de los ensayos controlados se ha notado un error de 4% entre las indicaciones del reloj y el conteo por el hombre.

(Wegen - 16 Abril de 1940).

El algodón como armadura de refuerzo en las calzadas de bitúmen.

De vez en cuando llegan de Estados Unidos de N. A. datos relativos al éxito obtenido por el empleo de tejidos de algodón como armadura de refuerzo en la construcción de calzadas de bitúmen. Pero en Inglaterra, la opinión formulada por los ingenieros y basada en ensayos hechos a este respecto, no es del todo favorable.

Este procedimiento no ha sido imaginado a raíz de defectos evidentes manifestados en los materiales bituminosos, y parece que la única razón aparente de su desenvolvimiento, es el deseo de crear un nuevo mercado para el algodón.

Los primeros ensayos fueron hechos en California hacen más de 15 años y el autor del artículo se ve aún hoy obligado a escribir que aún es muy temprano fijar resultados definitivos.

No se puede deducir de esto que el empleo del algodón sea inútil para el uso en cuestión: la irregularidad de los resultados obtenidos puede ser atribuída a imperfecciones en la fabricación o de la puesta en obra, o a falta de experiencias oficiales autorizadas.

El autor del artículo recomienda confiar en los ensayos hechos en Laboratorios de Estudios Camineros.

(Roads and Road Construction - 1.º Abril de 1940).

**Las soleras de una calzada deben constituir una barrera
facilmente franqueable.**

La experiencia de muchos años ha permitido establecer que para las grandes velocidades de nuestros automóviles, la solera de pared vertical es peligrosa para el tráfico en caminos rurales; en principio, la solera debe ser facilmente franqueable con la seguridad deseable: debe ser pues más baja en caminos que en calles; en este caso, la acera puede ser utilizada en caso de cruce o de pasar adelante, o para evitar una coalición.

El principio es admitido y aplicado en Estados Unidos y en Bélgica, donde se aplica a la pared vertical de muy poca altura de la solera algo que refleje la luz.

(The Surveyor - 12 de Abril de 1940).

**Prescripciones relativas a la colocación de capas de desgaste
sobre los revestimientos de concreto asfáltico.**

1.º) En todo caso, sin excepción, se coloca una capa de sello; en general se realiza esto inmediatamente después del cilindraje de la sección considerada, cuando el revestimiento está todavía caliente, y en tiempo seco, cuando el concreto asfáltico no presenta placas húmedas.

2.º) Sólo con autorización de la dirección, en cada caso específico se puede desentenderse de la obligación de colocar la capa de sello el mismo día que la capa de concreto asfáltico de recubrimiento. En ningún caso se puede aplicar la capa de desgaste después del 1.º de Noviembre y antes del 1.º de Marzo (invierno en Europa).

3.º) La capa de sello, se compone de un revestimiento de alquitrán de débil espesor que es esparramado inmediatamente después de su preparación, simultáneamente con una capa de gravilla ligeramente cilindrada.

4.º) El alquitrán N.º 1 para caminos se esparrama lo más regularmente posible sobre la superficie del concreto asfáltico, calentado a la temperatura comprendida entre 105 y 120 grados C. y a razón de 0.5 a 0,7 kg. por m²; en tiempo frío es necesario vigilar que el tubo y la regadera estén calientes.

5.º) Como gravilla se pueden usar el porfirio, el basalto, la escoria de altos hornos u otro material aceptado por la dirección.

Se aplica 8 a 11 Kgs. de gravilla fina por m.² calentada previamente a 50º; si la gravilla se coloca en depósito a lo largo del camino, debe cubrirse con telas impermeables.

La dirección puede exonerar, en verano, la obligación del calentamiento previo de la gravilla.

6.º) En calzadas frecuentadas por tránsito animal intenso o por vehículos pesados con llantas metálicas, se puede exigir una protección más robusta del concreto asfáltico.

Las disposiciones que preceden son también aplicables para la capa de desgaste de esta clase, con la condición de reemplazar el alquitrán N.º 1 por el N.º 2 para caminos, mientras que la cantidad de alquitrán se aumentará de 0,7 a 0,9 kg. por m.² y la gravilla de 10 a 14 kgs. Se puede emplear en este trabajo gravilla fina y mediana, con exclusión de escoria de altos hornos.

7.º) En recubrimientos de concreto asfáltico que constituye el recubrimiento de caminos de acceso a grandes ciudades o caminos con edificación importante e intensa, se puede sustituir la capa de sello de alquitrán y gravilla por una capa de desgaste de mortero de asfalto y caucho, a razón de 5 Kgs. por m.², que se esparrama uniformemente por medio de rastrillos calientes tan luego como el concreto asfáltico haya sido cilindrado en una sección de alrededor de 8 a 10 m. de longitud.

La mezcla asfalto y caucho debe tener la composición siguiente:

Materiales	Pasar por tamiz N 480 D	Retenidos en tamiz N 480 D	Porcentaje en peso	
			alrededor de	límites
Arena	2,4	0,075	90	88 - 92
Materiales de relleno	0,075	—	10	8 - 12
Suma			100	
ligante agregado			13	12 - 14

La materia ligante se compone de 95% en peso de bitúmen líquido N.º 3 y de 5% de polvo de caucho. El 99% por lo menos de este polvo de caucho debe pasar por el tamiz N.º 480-d-2 y el 85% a lo menos por el tamiz N.º 480-d-1,4.

9.º) La mezcla del mortero asfalto-caucho se hace como sigue:

Se mezcla alrededor de 1/4 o 1/3 de arena con el polvo de caucho durante 15 o 20 segundos; en seguida se agrega bitúmen líquido que se mezcla hasta que se pierda el color claro del caucho; después se agrega poco a poco el resto de la arena y el material de relleno. Es necesario calentar el bitúmen líquido y la arena a más 50° y a más de 120° respectivamente.

10.º) La puesta en obra del mortero asfalto y caucho, debe hacerse dentro de las 24 horas de preparación; los materiales cuya mezcla tenga más de 24 horas de preparación deben ser desechados. En caso de ser depositados al aire libre la mezcla debe ser cubierta con toldos. Si se usa un mortero de asfalto y caucho preparado en la víspera es necesario revolverla con pala calentada.

Las disposiciones descritas en los N.os 1) y 2), son aplicables al caso en que se ejecute una capa de rodado con mortero de asfalto y caucho.

(Wegen, 1.º de Enero de 1940 - Se encontrarán en este número comentarios referentes a este tópico).

Influencia de la sal sobre el concreto.

Accidentes localizados observados en viaductos de concreto, en Estocolmo, han dado origen a pensar que el depósito de sal sobre las calzadas de hormigón, colocado para evitar la formación de hielo, provocaba el deterioro del hormigón.

Ensayos efectuados en laboratorios con cloruros de sodio y de calcio de origen distinto, han demostrado que en cierta medida, el hormigón puede ser atacado por una solución de sodio y que este ataque es acelerado cuando el hormigón está espuesto a alternativas de hielo y de deshielo; mientras más poroso es el hormigón más rápido es el ataque.

Se le puede resguardar en cierta proporción, cubriendo con un producto impermeable las muestras sometidas a ensaye; una simple capa de aceite de lino o de aráquida da buenos resultados.

Las impurezas contenidas en la sal natural sin refinar, pueden agravar la acción final del ataque.

(Annales de la Voirie et des Travaux Publics - Marzo de 1940).

Pavement Scaling Successfully Checked (Supresión satisfactoria de la formación de escamas en los pavimentos de hormigón), por O. L. Moore-Engineering News Record, 10 de Octubre de 1940.

El uso de los cloruros para facilitar la extracción del hielo en los pavimentos produce la formación de escamas que perjudican su superficie, en mucha mayor proporción que el uso de diferentes cementos o el agregado de la cantidad de agua para la mezcla.

Ensayos diversos efectuados en E. U. de N. A. han demostrado que agregando pequeñas cantidades de resina o trementina al cemento, se puede llegar a impedir o a lo menos atenuar esta formación de escamas.

BIBLIOGRAFIA

CASAS DE HORMIGON.—Folleto de 32 páginas, publicado por el Instituto de Cemento Portland Argentino, ilustrado con numerosas fotografías y plantas de casas de hormigón. (San Martín 1137 — Buenos Aires).

El Instituto del Cemento Portland Argentino, publica con el título de "CASAS DE HORMIGON", la reproducción autorizada de un folleto análogo de la Portland Cement Association, con el propósito de hacer conocer en la República Argentina la difusión alcanzada en los Estados Unidos de América, en la construcción de esta clase de viviendas individuales y por considerarlo de especial aplicación en la solución económica del problema palpitante del hogar propio de numerosas familias argentinas.

Asimismo, este folleto se pone en manos de los profesionales, con la única finalidad de colaborar en la eficiente labor que desarrollan en la arquitectura y en la construcción, como fruto de su reconocida capacidad.

Las ventajas que ofrecen las casas de hormigón, son tan evidentes como indiscutibles, y de ahí la preferencia que han tenido ya en el extranjero.

En efecto, esa preferencia se aplica y justifica porque una casa de hormigón de cemento portland, satisface ampliamente los siguientes requisitos esenciales: belleza, atracción, confort y aseo; ambientes cálidos en invierno y frescos en verano; estructura sólida a prueba de fuego, agua, temporales, acción solar, roedores e insectos; decoración interna y externa adaptable a cualquier estilo; costo anual mínimo (costo inicial más el de conservación); máxima durabilidad; y prima mínima de seguro.

Esperamos que CASAS DE HORMIGON pueda ser de positiva utilidad y que los nuevos procedimientos requeridos para su ejecución se incorporen a la técnica constructiva tan adelantada de nuestro medio. Pronto se dará a publicidad un nuevo folleto sobre este mismo tema, pero integrado por proyectos y obras de ingenieros y arquitectos argentinos.

PAVIMENTOS DE HORMIGON.—Folleto publicado por el Instituto de Cemento Portland Argentino. (San Martín 1137 — Buenos Aires).

En este folleto se dan a conocer las características que distinguen a los pavimentos de hormigón de cemento portland con y sin armadura.

Se dan a conocer además las informaciones estadísticas representativas de la construcción de pavimentos de hormigón de cemento portland, en calles y carreteras argentinas hasta el 1.º de Enero de 1940.

Se insertan cuadros y gráficos que ilustran el folleto.

Glosario Inglés-Español

de términos técnicos referentes a puentes y caminos

Con autorización de U. S. Bureau of Public Roads, continuamos en este número de la Revista la publicación de un Glosario de términos técnicos que seguramente será útil para el personal técnico de Caminos.

(Continuación)

cellular core wall	muro de cortina celular; pantalla hueca; (A) mampara celular
cement gun	cañón de cemento; (U) torquetador; (M) lanza-mortero
cement mason	albañil; (U) (A) frentista
cement (quick setting)	cemento de fraguado rápido
cement shed	depósito de cemento
center: to	centrar
center of curvature	centro de curvatura
center of equalization	centro de compensación
center of gyration	centro de giro (de semejanza)
centering	cercha; cincha; galápago; (Col) formaleta
center line	línea media; línea de eje; línea central
center of gravity	centro de gravedad

center of pressure	centro de presión
center punch	punzón de marcar
centrifugal cast iron pipe	tubos de fundición centrifugada
centrifugal concrete pipe	tubos de hormigón centrifugado
centrifugal pump	bomba centrífuga
cesspool	pozo negro; rezumadero; zumi- dero; (M) céspol
chain (survey)	cadena de agrimensor
chain block	montacarga de cadena; garrucha de cadena; (Ch) teclé de cade- na; polea diferencial
chain drive	transmisión de cadena
chainman	cadenero; porta cadena
chain pump	bomba de rosario; bomba de ca- dena
chain tongs	llave de cadena; tenaza de cádena
chain traction (cable traction)	arrastre mecánico
chain wrench	llave de cadena
chair (reinf.)	silleta
Chairman	Presidente
chalk line	línea de marcar; cuerda de alinear
chamfer: a	bisel; chaflán
change of line (passing track)	variante
channel: to	encauzar; canalizar
channel span	tramo de caudal
The span located at the de- epest portion of a body of water	
channel iron	hierro de canal; hierro en U
channel (steel)	viga canal; viga U; (C) canal an- gular
charcoal iron	hierro de carbón vegetal
charging platform	plataforma de carga
chase	mortaja donde entran los pies de pilares; receso
A recess built into a structu- re surface for the reception of a part forming a joint or for the installation of a mem- ber of the structure	
chats	guijas
The gangue material found	

intimately mixed with the lead-zinc ores of Missouri and Oklahoma; closely akin to chert and is the by-product of metal mining	
chaeck (timber)	hendidura; grieta
check valve	válvula de retención; (Pa) válvula de retenida
checker	comprobador
checkered plate	plancha estriada; (U) chapa escamada
cheek plate	cachete; plancha protectora
chemical precipitation	precipitación química
chert	horsteno
chief of division	jefe de división
chief engineer	ingeniero en jefe
chief of party	jefe de partida
chip: to	decascarar; emparejar
chipping hammer	cincelador
chisel	escoplo; cincel; formón
chlorinate	clorinar
chlorinating plant	planta clorificadora
chlorination	cloración; clorinación
chlorine	cloro
chock: a	calzo; cuña
chord (truss)	cordón; cuerda
chromium steel	acero cromado; acero al cromo
churn drill	taladro de mano
chute	canal; canal distribuidor; saetín; (M) tobogán; conducto; (Ch) gamella
cinders	cenizas; (V) cisco
circuit	circuito
circuit breaker	interruptor automático; disyuntor; interruptor de circuito; corta-circuito
circular mil	milipulgada circular
clamp	grampa; grapa; mordaza; abrazadera; laña; barrilete, agarradera; (A) sargento

clamshell bucket	cucharón de almeja; cucharón de quijadas; cucharón de mordazas; cubeta autoprensor; (M) cucharón bivalvo
clapboard	tabla de chilla
clapboarding	tablas solapadas
clarifier	clarificador
classifier	clasificador
claw bar	barra sacaclavos; sacaclavos de horquilla; arrancaclavos; barra de uña; desclavador
claw hammer	martillo de orejas; martillo de carpintero
clay	arcilla; barro; greda
clay blanket	colchón de greda; colchón de barro
clayey	arcilloso
clay pit	gredal
clay puddle	barro amasado; (M) pasta arcillosa
clay spade	pala neumática; barrenadora de arcilla
clay tile (roof)	teja de barro
clear: to (land)	desmontar; despejar; limpiar
clearance	espacio libre
clearance (machy)	juego
clearance (overhead)	franqueo vertical
clearance height	altura de despejo
clearing	desmontes; desbroce; desbroque; limpia de maleza
clear span	tramo libre; luz; luz libre; claro
cleat	listón; travesero; tablilla
cleavage	fisura
A parallel arrangement of the minerals which induces the property of splitting more freely in a certain direction	
clerk	escribiente
clevis	horquilla; abrazadera

cliff	barranca; farallón; risco; (Col) cantil
climbers	escaladores; trepaderas
clinch	remachar; roblar
clinker	escoria de hulla
clinometer	clinómetro; eclímetro
clip (cable)	abrazadera; grapa; sujetador
closed bridge socket (cable)	encastre de puente cerrado
closed socket (cable)	grillete cerrado; enchufe cerrado; encastre cerrado
closure (dam)	cierre definitivo; taponamiento
closure openings	aberturas provisionales; vanos de derivación
clutch	embrague; garre
coagulant	coagulante
coagulator	coagulador
coal	carbón de piedra; hulla; carbón de mineral
coal bin	arcón carbonera; carbonera
coal gas	gas de hulla
coal tar	alquitrán de hulla
coal tar pitch	alquitrán de hulla; alquitrán
coarse aggregate	agregado grueso; árido grueso; (Ch) esqueleto; (A) pedregullo
coarse grained	de grano grueso
coarse laid (wire rope)	de colocación tosca
coarse mesh	mallá ancha
coarse sand	arena gruesa
coat (paint)	mano; (M) capa
coat (plaster)	capa
coating	revestimiento
cobbles	guijarros; cantos rodados; morri- llos; bolones; chinos
cock (bibb)	grifo; espita; canilla
coefficient: of cohesion	coeficiente de cohesión
of compressibility	coeficiente de compresibilidad
of consolidation	coeficiente de consolidación
of conversion	coeficiente de conversión
of correction	coeficiente de corrección
of discharge	coeficiente de descarga
of flow	coeficiente de flujo

of friction	coeficiente de fricción; de rozamiento
of hardness	coeficiente de durabilidad
of permeability	coeficiente de permeabilidad
of roughness	coeficiente rugosidad
of static resistance	coeficiente de resistencia pasiva o estática
of thermal expansion	coeficiente de dilatación
of uniformity	coeficiente de uniformidad
of viscosity	coeficiente de viscosidad
cofferdam	ataguía; dique provisorio; (A) atajo; (Ch) tranque provisional; encajonado
cofferdamming	ataguiamiento; encajonamiento
cogwheel (gear)	rueda dentada
cohesiveness	cohesión
The capacity of particles of a material for cleaving or sticking to each other	
coil: a (cable)	aduja; adujada; rollo
coil: a (elec)	bobina
coil: a (pipe)	serpentín
coil: to	enrollar; adujar
coke	coque; cok
cod chisel	cortafrío
cold drawn	estirado en frío
cold rolled	laminado en frío
cold short	agriar un metal en frío
Brittle or having low ductility when cold	
cold tar application	alquitranado en frío
cold twisted	torcido en frío; retorcido en frío
collapse: to	aplastarse
collapsible	desarmable; desmontable
collar (mech.)	cuello; collar
collecting gallery	galería de colección; galería de captación
collector bar	barra colector
colloidal	coloidal
column drill	perforadora de columna; taladro de columna

committeeman	comitente
compact: to	apisonar; consolidar; comprimir; aplastar; afirmar
compacted in layers	apisonado en hiladas; pisonado en capas
compaction	compacidad
The closeness of contact of the grains of a mass of loose ma- terial	
compass (survey)	brújula
compass (dwg)	compás
compass needle	aguja de brújula
compass saw	serrucho de calar
component	componente
compound curve	curva compuesta
compound steam engine	máquina doble de vapor
compressed air	aire comprimido; aire a presión
compressed sheet asphalt	lámina de asfalto comprimida
compression	esfuerzo de compresión; compre- sión
compression: in	trabajando a la compresión; a compresión
compression member	pieza comprimida; puntal; pieza de compresión
compression test	prueba a la compresión
compressive strength	resistencia a la compresión
compressive stress	esfuerzo de compresión; fatiga de compresión; compresión
compressor	compresor; compresora
computation of stress	cálculo del esfuerzo
concentrated load	carga concentrada
concrete block	sillarejo de concreto
concrete breaker	rompedor de concreto
concrete lining	revestimiento de concreto enca- chado
concrete mixer	mezclador; mezcladora; hormigo- nera; (Ch) betonera; (M) re- volvedora
concreting	hormigonado; concretadura
condemn (land)	expropiar
condensation	condensación
condenser	condensador

conductor (elec)	conductor
conduit	conducto; cañería; cañón; tubería (Pe) atarjea; alcantarilla
conduit (elec)	conducto; (M) tubo conduit
confluence	confluencia
conglomerate	conglomerado
connecting rod	biela; barra de conexión
consistency	consistencia
Mobility; workability	
consistency test	ensayo de consistencia
A test for softening point of a substance under specific conditions	
consolidation	apisonado
Tamping; ramming	
constant angle arch	arco de ángulo constante
constant radius arch	arco de radio constante
construction joint	jointa de construcción; jointa de trabajo; jointa de colado
construction plant	maquinaria de construcción; equipos; planta; (A) planteles
contact bed	lecho de contacto
contingencies	imprevistos; contingencias; even- tualidades
continuous beam	viga continúa
continuous span	tramo continuo
A superstructure designed to extend continuously over intermediate supports	
continuous truss	armadura continúa
A truss having its chord and web members arranged to continue uninterruptedly over intermediate supports	
continuous weld	soldadura continúa
A weld extending through- out the entire length of a joint	
contour interval	equidistancia (entre las curvas de nivel)
contour line	curva de nivel

(Continuará)

TABLA DE MEDIDAS USUALES

TEMPERATURA

F, número de grados Farenheit; C, número de grados centígrados Celsius; R, número de grados Réaumur

$$F = \frac{9}{5} C + 32 \qquad C = \frac{5}{9} (F - 32) \qquad R = \frac{4}{9} (F - 32)$$

$$F = \frac{9}{4} R + 32 \qquad C = \frac{5}{4} R \qquad R = \frac{4}{5} C$$

MEDIDAS DE LONGITUD

<p>1 pulgada (inch-pouce) = 2,54 cms. 1 pie (foot-pied) = 12 pulgadas = 30,48 cms. 1 yards (yard) = 3 pies = 91.44 cms. 1 milla (mille-mille) = 1,609 mts.</p>	<p>1 cm. = 2/5 pulgada (aproximadamente). 1 m. = 3 pies + 3,5 pulgadas. 1 Km. = 1093.633 yardas.</p>
---	--

MEDIDAS DE SUPERFICIE

<p>1 pulg. cuadr. = 6,4516 cm. cuadr. 1 pie cuadr. = 929 " " 1 yarda cuadr. = 0,8361 mts. " 1 acre = 4047 " "</p>	<p>1 m. cuadr. = $\left\{ \begin{array}{l} 1.550 \text{ pulg. cuadr.} \\ 10,764 \text{ pies } " \\ 1.196 \text{ yardas } " \end{array} \right.$ 1 hectárea = 10,000 m. cuadr. = 2,47 acres.</p>
--	---

MEDIDAS DE CAPACIDAD

<p>1 pinta = 0,5679 litros. 1 cuarto (2 pintas) = 1,1359 litros. 1 galón (4 cuartos) = 4,5434 litros. 1 bushel (8 galon.) = 36,348 litros. 1 galón americ. = 3,785 litros. 1 pulg. cúbica = 16,387 cmt. cúb. 1 pie cúbico = 0,0283 m. cúb.</p>	<p>1 litro = $\left\{ \begin{array}{l} 0,220 \text{ galones ingleses.} \\ 0,264 \text{ galones americ.} \end{array} \right.$ 1 litro = 61 pulg. cúbicas. 1 m. cúb. = 35,3148 pies cúb.</p>
--	---

MEDIDAS DE PESO

<p>1 onza = 28,35 gramos. 1 libra = 16 onzas = 453,5 gramos. 1 cuarto = 28 libras = 12,7 Kgr. 1 tonelada = 1016,046 Kgr. 1 tonelada americana = 2 mil libras = 907 Kgs.</p>	<p>1 Kgr. = 2,204 libras. 1 quintal métrico = 100 Kgr. = 220 libras. , 1 tonelada métrica = 1, 1 tonelada métrica = 1,000 Kgrs.</p>
---	--

TAMICES AMERICANOS Y BRITANICOS

TABLA DE CONCORDANCIA DE LAS DIMENSIONES EXPRESADA EN
PULGADAS Y SUS EQUIVALENTES EN MILIMETROS

ESTADOS UNIDOS

N.º de mallas por pulgada líneal	Ancho interior de la malla 1		Diámetro del hilo d		N.º de mallas $\left(\frac{\text{p. cm. lin. } 10.000}{1 + d} \right)$
	pulgada	m/m.	pulgada	m/m.	
N.º 10	0,0787	2,000	0,0299	0,760	3,6
20	0,0331	0,840	0,0165	0,420	7,9
30	0,0232	0,590	0,0130	0,330	10,9
40	0,0165	0,420	0,0098	0,250	15,0
50	0,0117	0,297	0,0074	0,188	20,5
60	0,0980	0,250	0,0064	0,162	24,5
70	0,0083	0,210	0,0055	0,140	28,5
80	0,0070	0,177	0,0047	0,119	34,0
100	0,0059	0,149	0,0040	0,102	40,0
120	0,0049	0,125	0,0034	0,086	47,5
140	0,0041	0,105	0,0029	0,074	56,0
170	0,0035	0,088	0,0025	0,063	66,0
200	0,0020	0,074	0,0021	0,053	79,0
230	0,0024	0,062	0,0018	0,046	92,5
270	0,0021	0,053	0,0016	0,041	106,0
325	0,0017	0,044	0,0014	0,036	125,0

GRAN BRETAÑA (Malla inglesa standard)

N.º de mallas por pulgada líneal	Ancho interior de la malla 1		Diámetro del hilo d		N.º de mallas $\left(\frac{\text{p. cm. lin. } 10.000}{1 + d} \right)$
	pulgada	m/m.	pulgada	m/m.	
N.º 10	0,0660	1,676	0,0340	0,864	3,95
22	0,0275	0,699	0,0180	0,457	8,7
30	0,0197	0,500	0,0136	0,345	11,8
40	0,0139	0,353	0,0088	0,224	17,5
60	0,0099	0,251	0,0068	0,173	23,5
72	0,0083	0,211	0,0056	0,142	28,0
85	0,0070	0,178	0,0048	0,122	33,5
100	0,0060	0,152	0,0040	0,102	39,5
120	0,0049	0,124	0,0034	0,086	47,5
150	0,0041	0,104	0,0026	0,066	59,0
170	0,0035	0,089	0,0024	0,061	67,0
200	0,0030	0,076	0,0020	0,051	79,0
240	0,0026	0,066	0,0016	0,041	93,0
300	0,0021	0,053	0,0012	0,030	120,0

La Internacional Standard Association (I. S. A.) tiene en estudio la unificación internacional de los tamices.