

82

ABRIL/MAYO/JUNIO 1982

VIALIDAD

**10 DE JUNIO
DIA DE LA
SEGURIDAD
EN EL
TRANSITO**

República Argentina
La Plata
Prov. de Buenos Aires

M. O. P.
Dirección de Vialidad



ISSN 0042-5028



VIALIDAD

REVISTA DE LA DIRECCION DE VIALIDAD

MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS

PROVINCIA DE BUENOS AIRES - ARGENTINA

Año XXIV

Abril/Mayo/Junio de 1982

Nº 82

Fundada por Resolución
Nº 1610, de
17 - IX - 1957

Publicación trimestral
Técnico - informativa



DIRECCION DE VIALIDAD
DE LA PROVINCIA
DE BUENOS AIRES

Calle 7 Nº 1175 - La Plata
Buenos Aires - Argentina

SUMARIO

NOTICIAS INSTITUCIONALES

	Pág.
Nuestra portada	2
Diversas obras viales ha emprendido el Ministerio de Obras Públicas de la provincia.	3
Reunión de Consejos Zonales	8
Sobre la Autarquía de la Dirección de Vialidad: La "Primera Autarquía"	9
Obras por la Dirección de Vialidad, con fondos provenientes de economías en el orden provincial	12

ARTICULOS TECNICOS.

Deflexión de la superficie en un medio elástico de dos capas soportado por una base rígida áspera. Por: J. Uzan, I. Ishai y M.S. Hoffman	13
Transferencia de carga en las juntas transversales de contracción y diseño de los pavimentos de hormigón. Por: Traducción Lic. Rosa Elena Saggio y la Ing. Nancy Edid Villabona de Suarez	21
Nuevos puntos de vista sobre el ataque de sulfatos y cloruros alcalinos al hormigón. Por: Dr. J.E. Veronelli y Prof. Dr. J. Calleja	29
Cañones de aire comprimido para suprimir obstrucciones en silos y tolvas de materiales a granel. Por: Ing. Albert Rappen	35
Licuefacción de suelos. Por: Dr. Ing. Rafael Blazquez Martinez.	45
Publicaciones de la Dirección de Vialidad de la Pcia. de Bs As.	96

Los artículos pueden reproducirse citando la fuente.

Registro de la propiedad intelectual Nº 586.585.

La responsabilidad de lo expuesto en los artículos firmados corresponde exclusivamente a los autores.

**REPUBLICA ARGENTINA
PROVINCIA DE BUENOS AIRES
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS**

GOBERNADOR DE LA PROVINCIA Sr. Jorge Ruben Aguado

MINISTRO DE OBRAS PUBLICAS Ing. Carlos María Benaglia

DIRECCION DE VIALIDAD

ADMINISTRADOR GENERAL Ingeniero Gonzálo Amaranto Perera

SUB ADMINISTRADOR Ingeniero Horacio César Albina

INGENIERO JEFE Ingeniero Julio César Astuti

DIRECTORES

Construcciones	Ingeniero José María Mundiña
Conservación	Ingeniero Mario Augusto Ripa
Estudios y Proyectos	Ingeniero Matías Yuffe
Vialidad Urbana	Ingeniero Enrique Silvio Benaglia

SUBDIRECTORES

Construcciones	Ingeniero Carlos Salomón López
Estudios y Proyectos	Agrimensor Jorge Chiabrando
Administración	Señor Omar Guillermo Cacace
Zona I	Agrimensor Mario Domingo García
Zona II	Agrimensor José María Scasso
Zona III	Ingeniero Oscar Guillermo Scally
Zona IV	Agrimensor Eberto J. Pérez
Zona V	Ingeniero Alberto Oscar Rossi
Zona VI	Agrimensor Orlando René Ponte
Zona VII	Agrimensor Juan Carlos Cordisco
Zona VIII	Ingeniero Víctor Rodolfo Fernández

COMISION PERMANENTE DE PUBLICACIONES

Ingeniero	Julio César Astuti
Ingeniero	Nancy Villabona
Ingeniero	Daniel Lugones
Señor	Omar G. Cacace

Nuestra Portada

10 DE JUNIO DIA DE LA SEGURIDAD VIAL

El hombre sea en papel de conductor o de peatón, es responsable importante de los accidentes y es por ello que las campañas de educación vial han centrado su objetivo en promover un profundo conocimiento de las circunstancias que lo tienen como protagonista principal, tratando de adecuar sus hábitos de conducta, sus impulsos, sus limitaciones, sus defectos y sus virtudes, para compenetrarlo de la responsabilidad que le compete contribuyendo a reducir las consecuencias.

Fotografía
Néstor O. Aguirre

Diseño
Willy Ocampo



Coordinación y Supervisión :
Prof. Roberto Angel Urriza.

Impreso en KINGRAF S. R. L.

Diversas obras viales ha emprendido el Ministerio de Obras Públicas de la provincia.

En la gestión de la actual conducción del Gobierno de la Provincia de Buenos Aires, en lo referente a obras viales, el Ministerio de Obras Públicas, ha continuado normalmente con las obras de prosecución, las cuales, nueve en total, concluirán en el corriente año con una inversión total a valores actuales de \$ 674.974.699.158. Desde enero último a la fecha ha contratado y dado comienzo a diez nuevas obras por una inversión prevista a valores actuales de pesos 212.036.000.000.-

La inversión total en obras de prosecución y nuevas asciende a \$ 887.011.699.158.-

El detalle de las obras en ejecución ya sean de prosecución o nuevas, es el siguiente:

I - OBRAS DE PROSECUCION

1) R.P. 60 Azul - Rauch - Tramo III y Acceso a Rauch

Con esta obra se completa el tramo de la R.P. 60, entre Azul y Rauch, que además de vincular ambas cabeceras, canalizará el tránsito que desde el centro oeste de la Provincia se dirige a la zona de Ayacucho - General Madariaga y Costa Atlántica.

El tramo de ruta en sí tiene 17 Km, a los que agregados los 5 Km. del acceso a Rauch y la interconexión por Rauch con la R.P. 50 de 8,5 Km. hace un total de 30,5 Km.

Las obras contemplan apertura de traza, obras básicas, pavimento flexible y el levantamiento del puente sobre el arroyo Chapaleofú.

La obra se desarrolla en el partido de Rauch.

Monto de obra: \$ 57.192.845.000

Terminación: 18 de setiembre de 1982.

nado "Camino de Cintura". Se trata de la construcción de una variante que integrará un circuito formado por las avenidas Marquez, Fondo de la Legua y Dardo Rocha, que además de circundar al Hipódromo de San Isidro, permitirá una fluída comunicación con el acceso norte a la Capital Federal, la R.N. 195 y la zona del puerto de San Isidro.

El desarrollo de esta obra es de aproximadamente 9,5 km.

Las avenidas Marquez y Fondo de la Legua, se ensanchan sus respectivos pavimentos de hormigón y asfalto, y en el caso de la Dardo Rocha se le construye un nuevo pavimento asfáltico.

Esta obra se desarrolla en el partido de San Isidro.

Monto de obra: \$ 34.317.861.000

Terminación: 30 de agosto de 1982.

3) R.P.4 (Camino de Cintura) Tramo Lavallol - La Tablada Viaducto s/vías F.C.G. Belgrano (Líneas "G" y "M").

Esta obra de arte es la más importante dentro de las que se están ejecutando para remodelar y ampliar la R.P.4. Tiene por finalidad salvar a distinto nivel las vías del F.C.G. Belgrano, líneas "G" y "M", que a la altura de su cruce con la R.P.4 presentan un intenso tránsito de trenes.

A tal efecto se están ejecutando dos viaductos de hormigón armado, uno para cada sentido del tránsito, con una longitud aproximada de 1.250 m. y un ancho de calzada de 8,30 m. cada uno, con sus correspondientes rampas de acceso, como así mismo las calles colectoras que permitan un tránsito fluído desde y hacia el viaducto.

Con fecha 28 de abril, se habilitó uno de los viaductos (condición de contrato) para tránsito en ambas direcciones, el cuál funcionará así has-

ta tanto se concluya la obra total, a partir de ese momento cada viaducto tendrá un único sentido de circulación.

Esta obra se desarrolla en el partido de La Matanza.

Monto de obra: \$ 62.718.850.000

Terminación: 5 de octubre de 1982.

4) Remodelación de la Avenida Gaona - I etapa.

Esta obra está destinada a remodelar una importante vía de acceso desde el oeste de la Provincia hacia la Capital Federal como lo es la Avenida Gaona, entre su intersección con Lambaré hasta la conexión en la Avenida General Paz con la Autopista Perito Moreno.

Esta primera etapa abarca una longitud aproximada de 5200 m. y consiste en el ensanche y refuerzo con pavimento asfáltico de los primeros 4.100 m., que incluyen las Avenidas Gaona, Guemes y Maipú, y la pavimentación de las Avenidas Maldonado y J. B. Justo en hormigón de 17 m. de ancho de calzada.

Estos trabajos significan poder encarar una variante para el tránsito, al utilizar con sentido único, las Avenidas Guemes, Maipú y Maldonado, utilizando para el otro sentido la actual Avenida Gaona.

Esta obra se desarrolla en los partidos de Tres de Febrero, Morón y La Matanza.

Monto de obra: \$ 45.393.500.000

Terminación: 30 de setiembre de 1982.

5) Acceso a Monte Hermoso.

Esta obra contempla la continuación del pavimento de la R.P. 78, que sirve de acceso a Monte Hermoso, y que finalizaba en el presente sobre el A° Sauce Grande.

En consecuencia significa, encarar apertura de traza, obras básicas y pavimento consistente en un tratamiento asfáltico tipo doble en 7,30 m. de ancho y una longitud 6.700 m. conectando así el pavimento existente con la Avenida Trafal del Balneario Monte Hermoso.

Esta obra se desarrolla en el Municipio Urbano de Monte Hermoso.

Monto de obra: \$ 8.978.628.000

Terminación: 30 de agosto de 1982.

6) R.P. 47. Luján - Navarro - I Tramo.

Esta ruta integra parte de la red de aporte y evacuación del tránsito hacia y desde el Complejo Zárate Brazo Largo. Servirá a una extensa

área agrícola-ganadera, que se particulariza además por albergar un alto porcentaje de granjas. Este tramo incluye el acceso a la localidad de La Chozza y a la Escuela Naval n° 3 de General Rodríguez.

Los trabajos de este primer tramo, abarcan una extensión de 26,65 km. y en él se ejecutan obras básicas, obras de arte, pavimento flexible de 7,30 m. de ancho y obras complementarias debiéndose agregar a éstos los 6,25 km. consecuencia de los accesos comentados.

La obra se desarrolla en los partidos de Luján, General Rodríguez y Mercedes.

Monto de obra: \$ 81.439.600.000

Terminación: 26 de octubre de 1982.

7) R.P. 36 - La Plata - R.P. 11 - Tramo La Plata - Vieytes - Sección I.

Ruta que conecta la R.N. 2 y la R.P. 11, atravesando importantes áreas de producción agrícola-ganadera. Facilita en sumo grado el desplazamiento del intenso tránsito que se dirige desde la Capital Federal, Gran Buenos Aires y La Plata hacia los balnearios que se asientan desde San Clemente del Tuyú hasta Mar del Plata.

Los trabajos comprenden el ensanche y repavimentación de la calzada existente, iniciándose la sección I, en las proximidades de la calle 90 de La Plata con finalización en la progresión km 16,00.

Se ejecutó el ensanche de 1,90 m. y sobre la calzada existente previo a su bacheo, se restituyó el galibo, con base granular asfáltica de 0,10 se espesor y como capa de rodamiento se construyó una carpeta asfáltica de 0,06 m. de espesor y en 7,50 m. de ancho. Se previó el movimiento de suelo necesario para reconfigurar banquetas y terraplenes, y el reacondicionamiento de préstamos y desagües.

Esta obra se desarrolla en los partidos de La Plata y Magdalena.

Monto de obra: \$ 16.804.537.502.

Terminación: obra con recepción provisoria.

8) Puesta en servicio de dos puentes de hormigón prefabricados sobre vías férreas y sus correspondientes viaductos.

A) En la Avenida Cañada de Ruíz y conexión de las Avenidas H.Yrigoyen y Vergara s/vías del F.C.G. Sarmiento en Morón.

B) En la Avenida Díaz Velez - Ciudadela s/vías del F.C.G. Sarmiento y Avenida Rivadavia (R. N. 7) en Tres de Febrero.

Con estas obras se soluciona el problema que representa para la circulación del tránsito carretero por las Avenidas mencionadas, las vías del Ferrocarril General Sarmiento con su intenso tráfico de trenes.

A tal fin se montaron sendos puentes de hormigón prefabricados de 664 m. y 604 m. cada uno, longitud que incluyen las respectivas rampas de acceso.

Monto de obra: \$ 29.200.000.000

Terminación: obras con recepción provisoria

Estas obras están siendo habilitadas al uso del tránsito, teniendo previsto para su total terminación la ejecución de calles colectoras e iluminación.

9) R.N. 215 - Remodelación tramo Avenida 131 de La Plata - R.P. 6

Los trabajos encarados tienden a transformar la vieja R.N. 215 en un moderno acceso desde la R.P. 6 e intercambiador Ministro Etcheverry sobre la R.N. 2 hacia la Capital de la Provincia.

La remodelación consta en dotar a la ruta de dos calzadas de hormigón armado, con un separador central para delimitar ambos sentidos de circulación.

De la Avenida 131 hasta la Avenida 155, las calzadas tienen 10 m. de ancho y desde ésta hasta la calle 203 el ancho se reduce a 7,50 m. para cada una de las calzadas.

Este tramo, Avenida 131 calle 203, se desarrolla con un diseño totalmente urbano y desde la última calle mencionada hasta el fin del proyecto, R.P. 6 con diseño de características rurales, pavimento de hormigón armado de 7,50 m. de ancho sin cordones para ambas calzadas bordeadas con banquetas de 2,00 m. de ancho pavimentadas con una carpeta asfáltica.

Se han previsto las canalizaciones para la futura iluminación y semaforización de la ruta, las cuales están próximamente a licitarse.

Esta obra se desarrolla en el partido de La Plata.

Monto de obra: \$ 129.715.603.000

Terminación: 29 de julio de 1982.

II - OBRAS CONTRATADAS Y COMENZADAS ENTRE MARZO Y ABRIL DEL CORRIENTE AÑO.

a) Pavimentación de rutas y accesos

10) R. P. 30, Tramo Rauch - Las Flores, Sec. II y III.

Esta Ruta facilita el acceso del tránsito de la

R. N. 3, que tiene como destino Tandil, Ayacucho y Mar del Plata.

Los trabajos contemplan la repavimentación y ensanche de la actual calzada de 6,70 a 7,30m con material asfáltico, en una extensión aproximada de 48 km. que comprenden las Secciones II y III.

Esta obra se desarrolla en los partidos de Rauch y Las Flores.

Monto de obra: \$ 46.805.758.000.

Terminación: 4 de setiembre de 1983.

11) R.P. 50 - Tramo Ayacucho - Rauch, Sección A° Langueyú - Rotonda R.P. 30

Esta Ruta que además de vincular dos cabeceras de partido con Ayacucho y Rauch, atraviesa una rica zona agrícola-ganadera facilitando y acortando distancias hacia la R.N. 2.

Los trabajos contratados tienen una longitud de 8,3 km. y consisten en la repavimentación de la actual calzada de 7,30 m. de ancho con una carpeta asfáltica de 0,05 m. de espesor.

Esta obra se desarrolla en el partido de Rauch.

Monto de obra: \$9.447.540.000.

Terminación: 12 de octubre de 1982.

12) R.P. 4 (Camino de Cintura) Tramo R.P. 14 - Burzaco.

Constituye el primer tramo del denominado Camino de Cintura, a la Capital Federal, extendiéndose desde Florencio Varela hasta San Isidro, pasando además por los partidos de Almirante Brown, Lomas de Zamora, San Justo, Morón, Caseros y San Martín.

Este tramo que se extiende desde el cruce con la R.P. 14 en el partido de Florencio Varela, hasta Burzaco en el partido de Almirante Brown, abarca 11,8 km. de los cuales los primeros 7,35 km. se repavimentarán ensanchando la actual calzada con material asfáltico de forma de obtener dos calzadas de doble trocha cada una para ambos sentidos de circulación.

En cambio para los 4,5 km. restantes se prevé el ensanche con material asfáltico de doble trocha para un solo sentido de circulación, utilizándose para la otra corriente de tránsito una variante que aporta la pavimentación con calzadas de hormigón por las calles Lacroze y Londres, paralelas a la R. P. 4.

Esta obra se desarrolla en los partidos de Florencio Varela y Almirante Brown.

Monto de obra: \$ 56.180.370.000

Terminación: 1° de marzo de 1984

13) Acceso de Henderson a Sub-estación de Rebaje de Hidronor.

Esta obra está destacada a prestar una comunicación permanente y segura, entre la localidad de Henderson, población más cercana, y la Estación de Rebaje instalada por D. E. B. A. e Hidronor para la transformación de energía de la línea de Alta Tensión El Chocón - Buenos Aires.

Los trabajos incluyen obras básicas y pavimento asfáltico de 0,05 m. de espesor y 7,30m. de ancho en una longitud de 7,15 km.

Esta obra se desarrolla en el partido de Hipólito Yrigoyen.

Monto de obra: \$ 8.779.230.000.

Terminación: 1° de abril de 1983.

14) R.P. 36, La Plata - R.P. 11, Tramo La Plata - Vieytes - Secc. II y III.

Esta Ruta facilita el acceso, desde la R.N. 2 y a través de la R. P. 11, a los balnearios de la Atlántida Argentina hasta Mar del Plata.

Los trabajos contratados consisten en la repavimentación y ensanche del actual pavimento completamente deteriorado, adecuándolo al diseño de la primera sección recientemente terminada.

Las secciones en construcción tienen su origen en el Km. 16, a contar desde La Plata, finalizando en el Km. 40,510, con una extensión de 24,5 Km.

Esta obra se desarrolla en el partido de Magdalena.

Monto de obra: \$ 36.152.505.000

Terminación: 26 de junio de 1983.

15) Acceso Sur a Bahía Blanca - Ing White - Acceso Puerto Galván.

Se trata de la reconstrucción parcial de la obra básica y la construcción de un nuevo pavimento de hormigón armado en el camino que vincula al Puerto de Ingeniero White con el Acceso Sur o Acceso al Puerto de la ciudad de Bahía Blanca, incluyendo el Acceso en Puerto Galván. La longitud aproximada de la obra es de 6.900 m., incluyendo los 1,100 m. del Acceso a Puerto Galván.

Se construirá un pavimento de hormigón con criterio urbano de 10,50 m. de ancho y 640 m. de longitud en la calle Cárraga de Ing. White, el resto de la obra responde a un diseño

rural con calzada de 7,30 m. de ancho, características que se aplican al acceso a Puerto Galván.

Esta obra se desarrolla en el partido de Bahía Blanca.

Monto de obra: \$ 16.619.118.701.

Terminación: 15 de octubre de 1983.

b) OBRAS COMPLEMENTARIAS

16) Pavimentación y repavimentación de arterias complementarias de la R. P. 4 - Cañada de Ruiz - I Etapa

Se trata de la repavimentación y la pavimentación de las calles B. de Irigoyen, Guido y Cañada de Ruíz de Morón, para servir a un mejor canalizador del tránsito eminentemente pesado, que en gran medida se origina en la zona industrial del gran Buenos Aires y que atravesando las vías del F. C. D. F. Sarmiento, por el cruce en alto nivel recientemente construído, acceden ó provienen de la R. P. 4 (Camino de Cintura).

Esta obra una vez puesta en servicio evitará la circulación de dicho tránsito, por zonas relativamente céntricas o muy urbanizadas.

Esta obra se desarrolla en el partido de Morón.

Monto de obra: \$ 17.600.600.000.

Terminación: 30 de julio de 1982.

17) Construcción de barandas de defensa en la R. P. 36 - Tramo: Alpargatas - Florencio Varela.

Dado el estado actual de las defensas separadoras del tránsito en este tramo de la R. P. 36 y atendiendo a lo intenso del tránsito en el mismo, se proyectó reemplazar la actual defensa por un sistema que signifique dotar a la ruta de un grado de seguridad compatible con su importancia.

Se construirá un separador de hormigón tipo "New Jersey", complementado con barandas metálicas "Flax Bean" en una longitud aproximada de 9 km.

Esta obra se desarrolla en los partidos de Florencio Varela y Berazategui.

Monto de obra: \$ 4.095.000.000.

Terminación: 19 de octubre de 1982.

18) Iluminación y semaforización en la R. P. 36 Tramo: Alpargatas - Florencio Varela.

Como complemento de la construcción del nuevo tipo de barandas de defensa, se proveerá de un sistema de iluminación y semaforización, tendiente a lograr un mayor grado de seguridad,

en especial durante las horas de la noche.

Se colocarán columnas de iluminación de 12 m. de altura libre con artefactos lumínicos dotados de lámparas a vapor de sodio de 400 W.

En cada una de las intersecciones de tránsito previstas, se colocarán semáforos con giros a la izquierda y cruces peatonales e indicación de paso titilante. El sistema dispondrá de un control central que regule el funcionamiento de las distintas intersecciones según las exigencias del tránsito sobre la R. P. 36.

Esta obra se desarrolla en los partidos de Florencia Varela y Berazategui.

Monto de obra: \$ 10.540.000.000.

Terminación: 6 de enero de 1983.

19) Construcción de dos puentes sobre el Canal A en proximidades de Bolívar

Se trata de la construcción de dos obras de arte, consecuencia de los trabajos de rectificado y perfilado del Canal A llevados a cabo por la Dirección de Hidráulica y que afectan a rutas provinciales que acceden a la localidad de

Bolívar.

A tal fin se ha contratado la construcción de un puente de hormigón armado de dos tramos de 10 m. de luz cada uno, un ancho de calzada de 8,30 m. y veredas peatonales de 1,30 m.

Esta obra de arte va emplazada en el cruce del Canal A con la R. P. 65, tramo Bolívar - 9 de Julio.

El otro puente contratado, también de hormigón armado, consta igualmente de dos tramos de 8,00 m. de luz cada uno, un ancho de calzada de 8,30 m. y veredas peatonales de 1,00 m.

Para ambos puentes se han previsto las obras complementarias, como movimiento de suelos para reconfiguración de los terraplenes de accesor, losas de aproximación de hormigón armado y limpieza del cruce del canal en la zona del puente.

Esta obra se desarrolla en el partido de Bolívar.

Monto obra: \$ 1.970.000.000

Terminación: 7 de noviembre de 1982.

Vialidad Provincial

Se reunieron los Consejos Zonales

En cumplimiento de lo establecido en la ley 8071, se reunieron los Consejos Zonales correspondientes a las ocho Zonas Camineras de la Dirección de Vialidad. Estos Consejos integrados por los Municipios de cada Zona, bajo la presidencia del Jefe de la Zona Vial y la asistencia del Secretario del Consejo Vial Intermunicipal Ing. Daniel Lugones, contaron además con la presencia alternada del Señor Administrador General Ing. GONZALO A. PERERA; el señor Subadministrador General Ing. HORACIO C. ALBINA y el Señor Ingeniero Jefe Ing. JULIO C. ASTUTI; trataron en sus reuniones temas vinculados con las necesidades de cada Partido, la acción a seguir en materia vial, inquietudes de los Señores Intendentes y la coordinación a seguir, todo de acuerdo con lo establecido por las Leyes 8071 y 15274 de Coparticipación Vial Municipal; tanto en lo referente a obras como lo concerniente al equipamiento vial de los Municipios, temas sobre los que las autoridades de Vialidad se encuentran realizando estudios para dar la solución adecuada.

Las reuniones de los Consejos Zonales se efectuaron por primera vez en 1982, entre el 25 de Marzo y el 15 de Abril según el siguiente detalle:

25 de Marzo:	Consejo Vial Zona VII	(Bahía Blanca):	Sede:	Bahía Blanca
25 de Marzo:	Consejo Vial Zona VI	(Mar del Plata):	Sede:	Dolores
1° de Abril:	Consejo Vial Zona II	(Morón):	Sede:	Merlo
5 de Abril:	Consejo Vial Zona I	(Junín):	Sede:	Junín
5 de Abril:	Consejo Vial Zona IV	(Pehuajó):	Sede:	Pehuajó
6 de Abril:	Consejo Vial Zona III	(La Plata):	Sede:	Cnel. Brandsen
14 de Abril:	Consejo Vial Zona V	(Azul):	Sede:	Azul
15 de Abril:	Consejo Vial Zona VIII	(Necochea):	Sede:	San Cayetano

En las mismas sesiones se procedió a la elección de los Intendentes Delegados y Suplentes al Consejo Vial Intermunicipal, que deberá reunirse en la ciudad de La Plata en el próximo mes de Junio, el cual es presidido por el Señor Administrador General. El Consejo Vial Intermunicipal tratará en esa oportunidad un amplio temario e instrumentará los medios para su realización de acuerdo a las condiciones presupuestarias de la Repartición. La nómina de Intendentes que fueron elegidos como Delegados es la siguiente:

ZONA I:	TITULAR: Señor ALBERTO A. BUTTI	(Aberti)
	SUPLENTE: Señor ERALDO A. DI PIERRO	(Chacabuco)
ZONA II:	TITULAR: Señor AGUSTIN PETRUCELLI	(Exaltación de la Cruz)
	SUPLENTE: Esc. CARLOS QUAGLIARIELLO	(San Andrés de Giles)
ZONA III:	TITULAR: Agr. LUIS A. BECONI	(Brandsen)
	SUPLENTE: Cdor. ALBERTO GROPPI	(Esteban Echeverría)
ZONA IV:	TITULAR: Señor DIEGO MARIA IBARBIA	(Pehuajó)
	SUPLENTE: Señor ARMANDO DAVIS	(Trenque Lauquen)
ZONA V:	TITULAR: Dr. JORGE MARIA URGARTE	(Rauch)
	SUPLENTE: Cnel. (R.) FORTUNATO C. GOMEZ ROMERO	(Azul)
ZONA VI:	TITULAR: Dr. GUSTAVO A. SCHECHI	(Balcarce)
	SUPLENTE: Señor NORBERTO A. HGOBURU	(Mar Chiquita)
ZONA VII:	TITULAR: Señor ROGELIO E. CAFASSO	(Tornquist)
	SUPLENTE: Señor MIGUEL A. CIFARELLI	(Cnel. Dorrego)
ZONA VIII:	TITULAR: Ing. LUIS J. MAGNANINI	(Juárez)
	SUPLENTE: Ing. MARIO DIAZ	(Laprida)

Sobre la autarquía de la Dirección de Vialidad: La "Primera Autarquía"

Con referencia a la autarquía de la Dirección de Vialidad de la Provincia, hemos recibido una colaboración del Ing. Hid. y Civil Dn. AQUILES F. ORTALE, profesional de reconocido prestigio en el ámbito de la ingeniería por su larga y destacada actuación en diversas instituciones de nuestra Provincia y en la de Córdoba y, especialmente, como Presidente del Consejo de Vialidad entre los años 1945/1946.

Desde siempre, en trabajos publicados, charlas, conferencias, artículos periodísticos, hemos puesto de resalto, con **reiterativa insistencia**, sobre esta Primera y muy querida Autarquía de Vialidad establecida por el Decreto 3036, cuyos considerandos y parte dispositiva tuvo el alto honor de redactar con la colaboración de un miembro del H. Consejo de Vialidad el Ing. D. Vicente AÑON SUAREZ, por supuesto luego de crear, en el tiempo, el clima necesario y conveniente a dicha sanción. El Decreto, repetimos, venía a dar cumplimiento a los requerimientos de las leyes 11658 y de la Ley modificatoria nº 12.625, que otorgaba un plazo de 2 años para el correcto acogimiento. A los efectos pertinentes, nos remitimos al ACTA DEL H. CONSEJO DE VIALIDAD Nº 600 del 25 de agosto de 1943.

La Autarquía -aclaremos, la Primera Autarquía- funcionó en plenitud desde Agosto de 1943 hasta el año 1947 en que, por Ley 5838 es abrogada y disuelto el H. Consejo de Vialidad que, desde la sanción de la primer ley de Acogimiento provincial a la Ley Nacional -la nº 4117 en cuya redacción colaborara- venía supervisando o dirigiendo los destinos de la Vialidad bonaerense. Más adelante veremos cómo se origina este inconsulto acto administrativo -legal-.

Con no menos **reiterativa insistencia** o pertinencia en el error, a esta primera autarquía se la ignora, hasta que en el año 1956, en fecha 18 de Mayo, se la restablece. Esta segunda autarquía fué la festejada con Bodas de Plata el de Octubre, por supuesto que muy justificadamente. Pero lo notable es que ni el articulado

del Decreto Ley 7823 de restablecimiento, ni en sus considerandos ni en su dispositiva se hace mención alguna a la primera autarquía. Acotamos aquí que por fas o nefas, estas discontinuidades se traducen en graves perjuicios ya sea para la administración como para cualquier proceso evolutivo, así lo hemos experimentado en los diversos cargos que, hemos desempeñado, siendo los más graves los ocurridos en el campo de la enseñanza y cuyas omisiones tienen, evidentemente, connotaciones que hacen a la ética.

Este trabajo de esclarecimiento se ha originado en la visita que mantuvieramos con el Señor Administrador hará de esto unos meses. En dicha visita se le mostró al señor Administrador una profusión de documentos como Decretos, Actas, Notas, etc., probatorias de **funcionamientos real de dicho** Regimen autárquico. En dicha visita estuve acompañado por el **1er Contador Delegado**, Dn. Antonio P. NICOLETTI.

APROBACION DEL DECRETO DE ACOGIMIENTO: La Administración General de Vialidad Nacional dicta, a su vez, la Resolución Nº 889 del 11 de setiembre de 1943, declarando acogida **provisoriamente** a la Provincia de Buenos Aires al régimen de la Ley Nacional. **Provisoriamente** porque de conformidad con el artículo 10º del Decreto 3036, este acto debería, en el futuro, ser aprobado por las autoridades constitucionales (ley de la legislatura, etc.)

A los efectos de no alargar desmedidamente este trabajo y de su acabado esclarecimiento, nada mejor ni más económico que remitirnos,

“in totum” a los Decretos y Resoluciones citados que constan en: Publicación oficial de la Biblioteca Técnica de esta casa, terminada de imprimir en Diciembre de 1945 en el Taller de Impresiones Oficiales de la Provincia.

COMO FUNCIONO EL REGIMEN DE LA PRIMERA AUTARQUIA: Antes de entrar al detalle de los hitos y sucesos más importantes ocurridos bajo la égida del Decreto 3036, debemos formular dos observaciones fundamentales (como así lo hemos puesto de relieve en varias publicaciones):

a) El Decreto fué redactado teniendo en cuenta las determinaciones, y requerimientos y exigencias de la Constitución Provincial. A tales efectos, se buscó una solución plausible cual fué el nexo con el P.E. de la Provincia: el H. Consejo de Vialidad administrador del organismo (art. 2° del Decreto) sería presidido por el Subsecretario de Obras Públicas (luego circunstancialmente lo fué por el Ministerio de Obras Públicas).

b) El régimen autárquico del Decreto Ley 7823 -dictado en épocas más tranquilas- mejoró en algunos aspectos las limitaciones de la 1ra. autarquía, fué más perfecto. Como surge de su articulado, sobre todo del art. 6°, la implantación en los hechos -que son los que cuentan- bajo nuestra Dirección fueron corroborantes de que los altos objetivos que se pretendía alcanzar, se fueron cumpliendo en un período difícil de transición, revolucionario. Para ello hubo de lucharse hasta con denuedo, como así lo ponen de relieve algunos de los puntos que se mencionan a continuación:

1) Según exigencia del art. 2°, los recursos creados o a crearse se invirtieron exclusivamente en obras viales;

2) Por primera vez en el historial de Vialidad y gracias a nuestro esfuerzo personal los fondos viales se acrecieron con fondos de Rentas Generales (Véase Decreto de reintegro de \$ 4.500.000 de Títulos emitidos para el camino de Luján a Mercedes Ley 4051;

3) Se estableció, de hecho, la **estabilidad del personal administrativo, técnico y de mastranza**. Además, los regímenes de Concurso. Sobre estos delicados y vapuleados asuntos véanse:

a) Acta del H.C. de Vialidad: N° 608, pág. 14 del 21 de noviembre de 1945;

b) Acta del H.C. de Vialidad: N° 617, asunto 47;

c) Cesantía de dos empleados por Decreto N° 1220, sin el sumario correspondiente. La dirección de Vialidad cuestionó al Gobierno por ello, pidiendo su anulación.

Esta petición, por su índole, originó un principio de crisis de gabinete, amenazando renunciar el Ministro de Gobierno Dr. Corona. Un mes después, se aclaró el asunto gracias a la actitud enérgica de Vialidad, y el Decreto no fué cumplido.

4) Firma del **CONVENIO- CONSORCIO** entre las Vialidades Provincial y Nacional para la pavimentación de ciertas Rutas (22 de Setiembre de 1943) Decreto Provincial 5856 y Resolución n° 1069 de V. Nacional.

5) **PLAN GENERAL DE VIALIDAD**, para el **QUINQUENIO 1945-1949**, Decreto Provincial n° 12.737.

6) Se encara la **SOLUCION “INMEDIATA”** para el Viaducto Sarandí, con levantamiento de 2,3 kms de vías del F.C.G.S., (a estos efectos se trajo a la Provincia, por iniciativa del Director, al Ex-Administrador de Vialidad Nacional Ing. Don ABEL F. CORNEJO).

7) Adquisición de un avión CESSNA para la inspección de las obras;

8) Preparación de un grupo distinguido de ingenieros de la casa para enviarlos por un semestre a EE.UU. de N.A.: eran los Ings. César J. Luisoni, Jaime Larrauri, Horacio J. Piuma y Guillermo Machado;

9) Substentación económica del LEMIT;

10) Nuevos y Modernos Talleres de Tolosa, mediante convenio con el F.C.S.;

11) Oficialización de la Escuela de Aprendices Fray L. Beltrán;

12) Plan de Conservación de los Caminos y dotación de 21 motoniveladoras que semi amortizadas, irían progresivamente, a las Comunas de la Provincia;

13) Caminos Económicos Rurales (Proyecto del Suscripto del año 1941, Decreto 6290);

14) Acceso a las Playas de Punta Lara (prolongación Diag. 74, con franja legal de 200 ms de ancho (Luego, por diversas razones, se hizo de 150 ms);

15) Convenio firmando con el A.C.A. para la confección del Mapa Vial de la Provincia de Buenos Aires;

16) Creación y real funcionamiento del Consejo Técnico, integrado por los Jefes de Depar-

tamentos, Asesores y Director del LEMIT;

17) Fomento de los Consorcios Viales Camineros (El Decreto propiciaba la creación de fondos permanentes de los municipios a tales efectos);

18) Sobre el régimen de gastos de la Dirección de Vialidad;

SOBRE EL H. CONSEJO DE VIALIDAD:

Como vimos, por el art. 2° era el H. Consejo de Vialidad el responsable de la conducción administrativa de la Dirección de Vialidad. El H. Consejo estaba integrado por las siguientes representaciones:

2 Miembros de la Dirección de Vialidad (Director e Ing. Jefe)

1 Por las Asociaciones Rurales de Bs. As. y La Pampa

1 Por la Sociedad Rural Argentina

1 Por la Federación Agraria Argentina

1 Por las entidades del A.C.A. y T.C.A.

1 Por el Director de Hidráulica; 1 por la Dirección de Tránsito

1 Por la Dirección de Pavimentación; 1 por el Director de Agricultura de la Pcia.; 1 por el señor Administrador del F.C.P. de B.A. -En total: 11 miembros.

CONCLUSIONES: En síntesis y en relación a los que hemos venido exponiendo en forma lo más objetiva posible, aclarando que algunas imprecisiones en que pudiese haber incurrido se debe a que no se ha contado con todos los elementos a la vista, pero que no hacen al fondo del asunto, queda en claro:

1°) El organismo vial bonaerense vivió un primer régimen de autarquía administrativa y financiera mediante el Decreto n° 3036 en el período 1943-1947;

2°) Tal autarquía fué abrogada y disuelto el organismo responsable y conductor el H. Consejo de Vialidad, por Ley n° 5238 dictada en 1947, ley originada en funcionarios bisoños, desconocedores de la trascendencia de la vialidad bonaerense. A este acto no trepido en denominarlo inconsulto y fué muy perjudicial para los intereses del pueblo bonaerense (Lamentablemente, para estos y similares casos, no existen todavía, "juicios de responsabilidad").

3°) La recuperación de la autarquía obtenida en el año 1956 según Decreto 7823, constituyó, sin duda alguna, un levantado acto gubernativo. Esta nueva y segunda autarquía, realizada en épocas más tranquilas, introdujo factores y co-

rrecciones que superaron las limitaciones de la primera.

4°) Como el autor de estas líneas, parafraseando el inmortal epifonema de Don Miguel de Unamuno cuando dijera: "Me duele España. . .", expresa "Me duele Vialidad", como colofón de las mismas, reiterando uno de los tantos trabajos producidos sobre la materia, formula el siguiente anhelo:

DEBIERA RESTABLECERSE EN NUESTRA PROVINCIA LA AUTARQUIA VIAL Y RECREARSE EL ORGANISMO ADMINISTRATIVO: LLAMESE CONSEJO DE VIALIDAD, O DIRECTORIO VIAL O CONSEJO VIAL PROVINCIAL CON REPRESENTANTES OFICIALES DE LA UNIVERSIDAD, DE LAS ENTIDADES AUTOMOVILISTICAS, DE LAS ENTIDADES RURALES, DE LOS TRANSPORTISTAS, DE LA CAMARA ARGENTINA DE LA CONSTRUCCION (DELEGACION PROVINCIA DE BS. AS.) DEL CENTRO DE INGENIEROS PROVINCIA DE BUENOS AIRES, ETC,

EN ESA FORMA, la gravitación del organismo será muy beneficiosa para los intereses viales del primer Estado Argentino.

Ing. Hidr. y Civil
AQUILES F. ORTALE

Vicepresidente de la Academia
de Ingeniería de la Provincia
de Buenos Aires, en ejercicio
de la Presidencia

OBRAS POR LA DIRECCION DE VIALIDAD, CON FONDOS PROVENIENTES DE ECONOMIAS EN EL ORDEN PROVINCIAL

Como consecuencia de la materialización de las recientes medidas de contención del gasto público, dispuesto por el Gobierno de la Provincia de Buenos Aires, se han obtenido montos considerables, provenientes de economías respecto de iguales períodos del año próximo pasado.

La asignación de los fondos emergentes de esa circunstancia, correspondientes a los meses de Abril y Mayo, ha permitido a nuestra repartición, incluir las obras siguientes en el Cronograma de Licitaciones.

DIRECCION: VIALIDAD

A: OBRAS QUE FIGURAN EN EL PRESUPUESTO 1981 - PRORROGADO - PERIODO: ABRIL/MAYO

En millones de pesos

Final.	Func.	Progr.	DENOMINACION	PARTIDO	MONTO TOTAL	1982	1983	1984
6	07	03	Iluminación R. P. 215 - Tr. Avda. 31 - R. P. 6	La Plata	17.200	14.000	3.200	
6	07	03	Pavimentación Avda. 19 e/ 514 y 532	La Plata	13.750	5.000	8.750	
6	07	03	Repavimentación R. P. 14 entre Salta y Lacarra	Lanús - Avellaneda	15.400	2.500	12.900	
6	07	03	Repavimentación R. P. 21 - tramo R. N. 3 - R.P. 4 y vinculación con Autopista Ricchieri	La Matanza	76.473	4.000	48.000	24.473
6	07	03	Intersección R. P. 50 - R. N. 7	L. N. Alem	4.000	4.000		
6	07	03	Convenio pavimentación Avda. Buzón (50 %)	Tandil	3.050	1.500	1.550	
6	07	03	Convenio pavimentación acceso a Bahía Blanca por Avda. Fortaleza Protectora Argentina (50 %)	Bahía Blanca	3.000	1.500	1.500	
6	07	03	Convenio acceso a escuelas y Barrios S. Eduardo y V. Aurora (50 %)	Florencio Varela	3.000	1.500	1.500	
6	07	03	Convenio Acceso a Tres Algarrobos desde R. N. 226	Carlos Tejedor	1.950	1.000	950	
6	07	03	Convenio Acceso a Pringles desde R. P. 51	Pringles	780	500	280	
6	07	03	Convenio Avenida Santamarina desde Breyer a Saavedra	Esteban Echeverría	3.000	1.000	2.000	
6	07	03	Convenio Acceso a Tortuguitas desde Acceso Norte - Ramal Pilar	Pilar - Gral. Sarmiento	2.800	1.000	1.800	
6	07	03	Puente s/vías del F. C. G. Roca en Lanús	Lanús	16.500	1.100	6.000	9.400
6	07	03	Pavimentación R. P. 13 e/A° El Gato y Calle 143	La Plata	30.800	5.000	10.800	15.000
6	07	03	Repavimentación Avenida Avellaneda	San Fernando	27.500	1.800	20.000	5.700
6	07	03	Pavimentación Avda. Mosconi - Tramo I (licitación Quilmes)	Quilmes	42.300	2.000	25.300	15.000
6	07	03	Remodelación Avda. de los Constituyentes - Tramo I	V. López - San Fernando	32.000	2.000	20.000	10.000
6	07	03	Repavimentación Avda. Savio	San Nicolás	47.500	2.000	22.500	23.000
6	07	03	Calles internas Facultad Veterinaria	La Plata	150	150	—	—
6	07	03	Convenio pavimentación Acceso a Roque Perez	Roque Perez	3.000	1.500	1.500	—
6	07	03	Puente s/vías del F. C. G. Roca en Lanús	Lanús	16.500	1.100	6.000	9.400

Deflexión de la superficie en un medio elástico de dos capas soportado por una base rígida áspera.

Por J. UZAN, I. ISHAI y M. S. HOFFMAN

Traducido en la División Biblioteca y Publicaciones por Mariana Donadío.

Introducción

El cálculo de la deflexión y esfuerzo de la superficie en capas es a menudo, requerido en la práctica de la ingeniería, especialmente en el diseño o evaluación vial, y en diseño de fundaciones. Se han publicado muchos artículos que tratan el caso Boussinesq (Burmister, 1956; Poulos, 1967) o un sistema de dos capas en el cual la segunda es infinita (Burmister, 1943; 1945; Gerrard, 1969, entre otros). El caso de un medio de dos capas soportado por una base rígida no está tratado literariamente, a pesar, de que es encontrado a menudo en la práctica de la ingeniería, por ejemplo, una fundación sobre un terraplén construido sobre suelo natural soportado por lecho de roca o un pavimento construido sobre una sub-rasante natural soportada por un lecho de roca. Este artículo presenta los diagramas de influencia y los factores para calcular la deflexión de la superficie a cualquier distancia excepto la distancia finita desde las áreas de carga. Se ilustra el uso de estos diagramas. Se debe notar que a pesar de que se disponen de programas de computadoras para este propósito, la información provista por los diagramas es útil para los ingenieros en oficinas donde no se dispone de grandes computadoras. Los datos presentados constituyen una extensión de los trabajos de Burmister (1956) y Poulos (1967).

El Modelo elástico de dos capas de refuerzo

El Modelo tratado es el de una capa elástica de espesor finito apoyada sobre una subrasante áspera con superficie de contacto que puede ser de espesor infinito o soportada por una base rígida áspera. Los materiales de ambas capas se caracterizan por sus parámetros elásticos como se muestra en la Fig. 1. Para la ya conocida subrasante infinita se presentaron

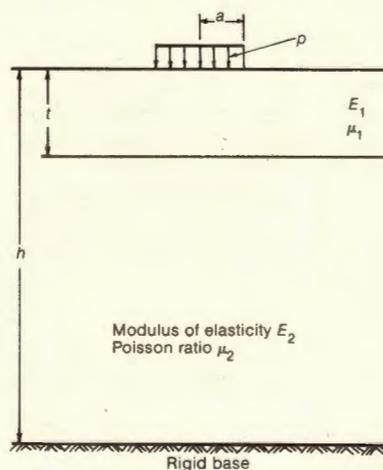


Fig. 1 - Sistema elástico bi-capas soportado por una base rígida.

las ecuaciones básicas de deflexión por Burmister (1943, 1945); agregándose además soluciones numéricas para diferentes combinaciones de parámetros y cargas por Gerrard (1969), Poulos y Davis (1974) y otros.

Para el caso de capas de refuerzo, el factor de influencia para deflexión para carga circular uniforme puede ser expresado por la siguiente dependencia funcional básica:

$$\Delta E_2 / pa = f(E_1/E_2, t/a, h/a, r/a, \mu_1, \mu_2) \quad (1)$$

donde Δ es la deflexión de la superficie a una distancia r desde el eje de carga (Los otros parámetros se definen en la Fig. 1).

La ecuación (1) se resolvió para diferentes combinaciones de cargas y parámetros con la ayuda del programa de computadora CRANLAY (Harrison y otros, 1972); sin embargo, esta solución se limita a la carga circular uniforme. Su

Tabla 2 - Valores de $N(=N^* \times 1000)$ en función de E_1/E_2 , t/a y h/a para un medio bi-capa soportado por una base rígida. Valores de h/a de 20,30 y 40.

h/a	t/a	a/t	E_1/E_2			
			2	3	5	10
20	0.3	3.333	5047	4900	4733	4487
	0.4	2.5	3671	3508	3318	3044
	0.5	2	2850	2666	2466	2194
	1.0	1	1216	1053	889	711
	2.0	0.5	511	402.5	304.5	214.5
	3.0	0.333	314.7	235.3	167	108.3
	4.0	0.25	225.8	163.8	111.5	68
	5.0	0.20	175.6	124.8	82.4	48.2
	7.0	0.143	121.4	84.3	53.7	29.7
	10.0	0.10	83	56.5	35	18.5
30	0.3	3.333	5118	4974	4808	4566
	0.4	2.5	3726	3565	3378	3106
	0.5	2	2886	2714	2516	2245
	1.0	1	1239	1078	913	734
	2.0	0.5	522	413	315	225
	3.0	0.335	322	242.5	174	115.2
	4.0	0.25	231	169	116.5	73
	5.0	0.20	180	129	86.5	51.9
	7.0	0.143	124.4	87	56.2	31.9
	10.0	0.10	85	58.3	36.6	19.7
20.0	0.05	41.3	27.7	16.8	8.6	
40	0.3	3.333	5197	5074	4947	4736
	0.5	2	2955	2803	2624	2366
	1.0	1	1272	1113	948	763
	2.0	0.5	529	420.3	322	231.5
	3.0	0.333	325.4	246	177.6	118.6
	4.0	0.25	234	171.7	119.2	75.5
	5.0	0.20	182	131	88.5	53.8
	7.0	0.143	125.8	88.5	57.6	33.1
	10.0	0.10	86	59.3	37.5	20.5
	20.0	0.05	41.8	28.1	17.2	8.8
30.0	0.0333	27.6	18.5	11.1	5.6	

Tabla 1 - Valores de $N(=N^* \times 1000)$ en función de E_1/E_2 , t/a y h/a para un medio bi-capa soportado por una base rígida. Valores de h/a de 1,2,5 y 10.

h/a	t/a	a/t	E_1/E_2			
			2	3	5	10
1	0.2	5	2977	2886	2806	2722
	0.225	4.444	2614	2520	2424	2330
	0.25	4	2322	2224	2129	2010
	0.3	3.333	1878	1771	1662	1520
	0.4	2.5	1312	1190	1068	914.5
	0.5	2	969	841	716	579.6
	0.6	1.666	743	616.7	498.2	381.5
	0.7	1.43	587.6	465	356	257.3
	0.8	1.25	475.6	358.8	259	174.8
	0.9	1.111	391.7	280.3	188.8	115.9
2	0.3	3.333	3310	3189	3046	2820
	0.4	2.5	2370	2223	2048	1797
	0.5	2	1798	1637	1453	1214
	0.8	1.666	958.7	800.6	643.1	477.4
	1.0	1	701.9	557.8	423.4	295
	1.2	0.833	543.8	414.1	299	196.8
	1.4	0.714	439.4	322.5	222.6	138.8
	1.8	0.555	312.4	215.7	136.9	76
5	0.3	3.333	4470	4345	4195	3949
	0.4	2.5	3238	3085	2898	2619
	0.5	2	2489	2320	2120	1844
	1.0	1	1030	869	707	535
	2.0	0.5	420	314	221	140
	3.0	0.333	256	181	118	67
10	0.4	0.25	184	126	78	42
	0.3	3.333	4890	4767	4613	4363
	0.4	2.5	3552	3400	3211	2928
	0.5	2	2738	2570	2368	2090
	1.0	1	1154	992	828	650
	2.0	0.5	479.5	371	274	185.5
	3.0	0.333	294	215.3	148	91
	4.0	0.25	210.8	149.5	98.2	56.8
	5.0	0.20	164	114	72.8	40.2
	7.0	0.143	113.5	77.1	47.6	25

modificación para cualquier configuración de carga uniforme es posible mediante el uso de los diagramas de influencia. Un diagrama de influencia para deflexión describe, a una escala dada, la variación en la deflexión de la superficie en un punto dado debido a una carga unitaria que se está aplicando a cualquier distancia desde el punto. La realización del diagrama de influencia se basa en el principio de superposición, como se describe más abajo.

La expresión para una deflexión en un punto particular bajo una carga dada (p_i) es:

$$\Delta = \sum A_i p_i \quad (2)$$

donde A es el factor de influencia para deflexión. La ecuación 2 se puede escribir de la siguiente forma:

$$\Delta = (L/E_2) \sum n_i p_i \quad (3)$$

donde n_i es un número que expresa el factor de deflexión de influencia (El factor no dimensional). En el caso de la ecuación (3) con p constante puede escribirse como sigue:

$$\Delta = (pL/E_2) \sum n_i = pLN^*/E_2 \quad (4)$$

donde N^* es el número de unidades (bloques) en la escala dada (L) (unidades de longitud). Es necesario, ahora, encontrar la relación entre L , N^* y los parámetros del modelo.

En el caso del modelo de dos capas de refuerzo,

la deflexión central de la superficie ($a = 0$) se puede expresar como sigue:

$$\Delta_0 = (pa/E_2) f(t/a, h/a, E_1/E_2, \mu_1, \mu_2) \quad (5)$$

Los valores de la función f (multiplicada por mil) se dan en las tablas 1 y 2 para μ_1 y $\mu_2 = 0,4$ y para diferentes valores de t/a , h/a y E_1/E_2 . En una representación bidimensional de la variable dependiente Δ_0 , el número de variables independientes se debe reducir a uno.

Esto se realiza manteniendo constante las otras variables. En la ecuación (6), el espesor de la capa superior t es elegido como variable independiente. En consecuencia, la ecuación (5) se puede escribir así:

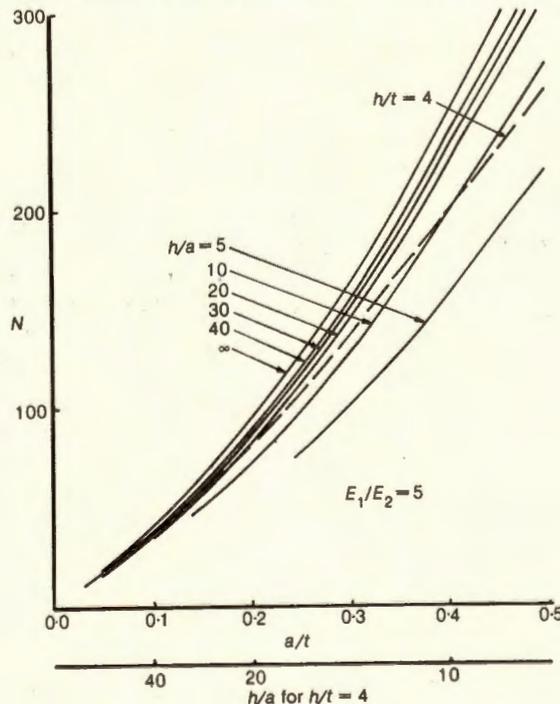
$$\Delta_0 = (pt/E_2) (a/t) f(t/a, h/t, E_1/E_2, \mu_1, \mu_2) = (pt/E_2) [(a/t) \phi(t/a)] \quad (6)$$

donde h/t , E_1/E_2 , μ_1 , μ_2 son constantes.

La ecuación (6) expresa la deflexión central de una carga uniforme circular. El factor de influencia de la deflexión central, que es la deflexión central causada por un anillo con carga uniforme, se puede obtener de la ecuación (6) por superposición, es decir:

$$\Delta_0 = (pt/E_2) [(a_2/t) \phi(t/a_2) - (a_1/t) \phi(t/a_1)] \quad (7)$$

Fig 2 - N vs. a/t para diferentes valores de h/a , $E_1/E_2 = 5$, para la construcción de cartas de influencia.



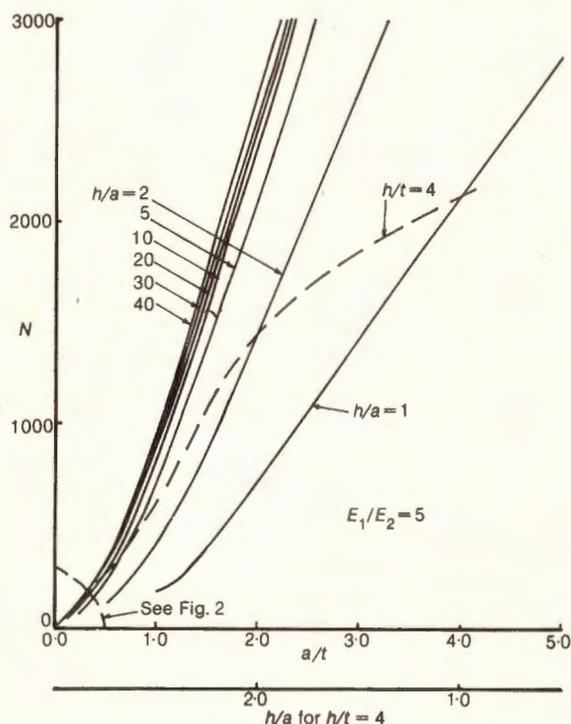


Fig 3 - N vs. a/t para diferentes valores de h/a , $E_1/E_2 = 5$, para la construcción de cartas de influencia.

donde a_2 y a_1 son respectivamente los radios externos e internos del anillo. La expresión entre corchetes es el factor de influencia del anillo. Si se divide el anillo en partes iguales, el factor de influencia de cada bloque del anillo se da así:

$$n = (1/\alpha) [(a_2/t) \phi(t/a_2) - (a_1/t) \phi(t/a_1)] \quad (8)$$

Para realizar un diagrama de influencia es deseable determinar el radio a_2 que da un valor elegido de como se verá en la siguiente sección. Como en las tablas 1 y 2 se presentan valores de $f(t/a, h/a, E_1/E_2, \mu_1 = \mu_2 = 0,4)$ se necesita una alteración de las variables. Para tener h/t constante, se debe elegir la combinación apropiada de h/a y t/a de manera que:

$$h/a = (h/t) (t/a) = C_1 (t/a) \quad (9)$$

El uso de las tablas 1 y 2 para componer un diagrama de influencia para los valores constantes de h/t , E_1/E_2 , μ_1 y μ_2 se ilustran en la siguiente sección.

Ejemplo para Componer un Diagrama de Influencia para Deflexión

Basándose en las tablas 1 y 2, se pueden dibujar las figuras 2 y 3, representando los factores de influencia para deflexión de un círculo uniformemente cargado y de $E_1/E_2 = 5$, $\mu_1 = \mu_2 = 0,4$. Nótese que la Fig. 2 presenta la función N (igual N^* multiplicada por 1.000) para valores menores de a/t ($a/t < 0,5$) y que la figura 3 da los valores de N para a/t mayor que 0,5. Para $h/t = 4$, la curva pertinente puede ser dibujada a partir de diferentes curvas h/a de acuerdo a $h/a = 4t/a$. Por ejemplo, a $t/a = 0,4$ el correspondiente punto de la nueva curva está situado sobre la curva de $h/a = 4 \times 1/0,4 = 10$; para $t/a = 1,0$ está a $h/a = 4,0$, etc. En las Figs. 2 y 3 la línea de puntos corresponde, en este caso a $h/t = 4$.

Usando N (multiplicado por mil) contra la curva a/t es posible componer un diagrama de deflexión para el caso de $h/t = 4$ (Ver Fig. 4) en los siguientes pasos:

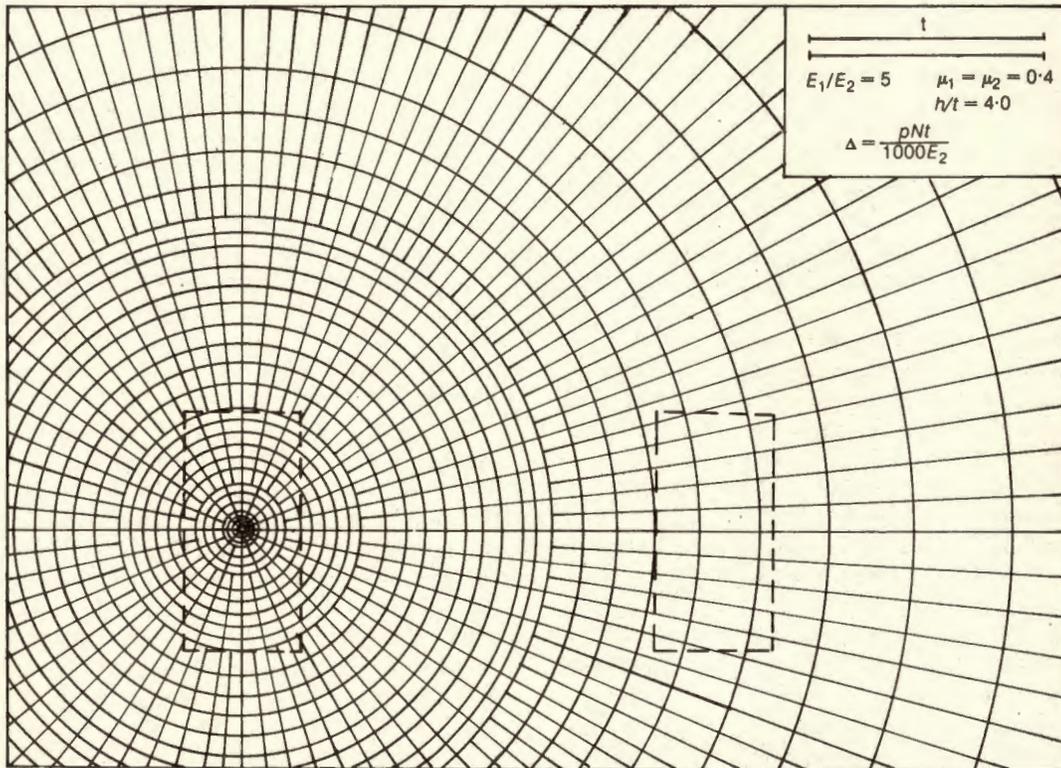


Fig. 4 - Carta de influencia de la deflexión para el caso de $h/t = 4$ y $E_1/E_2 = 5$

- Determine una escala para t (estándar). Nótese que la Fig. 4 es reducida del original sobre el cual se determina que t sea igual a 10 cm.
- Determine el a_1/t correspondiente a N_1 como múltiplo de 4. Se debe notar que el radio del círculo debe ser conveniente para ser dibujado. En este caso, para $N_1 = 36$, se obtiene $a = 0,94$ cm.; para $N_1 = 72$, $a = 1,80$ cm.
- Para un número adicional de bloques de ΔN_1 , incluidos entre a_1 y a_2 (ΔN es un múltiplo de 4 u 8 que tiende a un bloque tan rectangular como sea posible). El radio a_2 adecuado se determina de la curva punteada usando $N_1 + \Delta N_1 = N_2$. Cuando menor sea ΔN_1 , mayor la exactitud del diagrama.
- Continúe con el paso (c) para cualquier intervalo adicional de ΔN_i ; de esta forma, la deflexión obtenida bajo cualquier área de carga dada a cualquier distancia desde el centro del diagrama de influencia, está expresada por el número de bloques cubiertos siempre que la geometría del área y la distancia r estén marcadas en la escala dada en el diagrama.

ma. El diagrama de influencia para deflexión completo para el caso de $h/t = 4$ se presenta como ejemplo en la Fig. 4.

Finalmente, la deflexión a cualquier distancia r desde el centro de una configuración de carga dada se calcula usando la ecuación (10) que se basa en la ecuación (4).

$$\Delta = ptN/1000 E_2 \quad (10)$$

donde p = presión de contacto uniforme
 t y E_2 = parámetros descriptos en la Fig. 1
 N = número de bloques incluidos en el área de contacto.

Aplicaciones

El efecto de una base rígida debajo de una capa elástica está bien documentado en trabajos literarios (Ver, por ejemplo, Terzaghi, 1963, capítulo XVIII) La base rígida causa una concentración de esfuerzo vertical debajo de la carga de la superficie, es decir, se encontraron esfuerzos mayores que los de la capa semi-infinita de Boussinesq. La existencia de esta base rígida re-

duce el valor de deflexión de la superficie y altera su forma. En el caso de un sistema de dos capas soportado por una base rígida, el efecto de esa base es, cualitativamente el mismo que para una sola capa. Cuantitativamente, la influencia de una base rígida es más pronunciada sobre la deflexión de la superficie que sobre la distribución del esfuerzo.

En el siguiente ejemplo, las deflexiones para los sistemas de refuerzo de una y dos capas se calculan con las deflexiones teóricas de Boussinesq y Burmister para una capa semi-infinita, respectivamente. Para simplificar, la comparación se hace para una presión uniforme aplicada a la superficie sobre un área circular y un radio de Poisson de 0,4. Los factores de influencia ($\Delta_0 E_2/pa$) para la deflexión de la superficie en el centro del área de carga son: 1,68 para la capa semi-infinita de Boussinesq y 1,533 para la de una capa soportada por una base rígida aspera a $h/a = 10$. La reducción en la deflexión de la superficie es de 7,6%. A medida que disminuye el espesor de la base, hay una mayor disminución en la deflexión de la superficie.

En el caso de un sistema de dos capas con una relación modular de $E_1/E_2 = 10$ y $t/a = 4$, los factores de influencia para las deflexiones en el centro del área de carga son: 0,492 para el caso semi-infinito de dos capas -el clásico modelo Burmister- y 0,371 para el sistema de dos capas soportado por una base rígida aspera a $h/a = 5$. La reducción en la deflexión de la superficie, en este caso, es mayor que la de un sistema de una capa (aproximadamente 25%). Hay que mencionar que la reducción en la deflexión es mayor a medida que aumenta la relación modular E_1/E_2 y disminuye el espesor de la base rígida (Ver tabla 1).

Este efecto más pronunciado puede explicarse como sigue. La concentración de esfuerzo en el caso de las dos capas es más leve que en el caso de una capa. Además, el espesor de la subrasante que contribuye a la deflexión es mayor en las dos capas que en una sola. Así, la existencia de una base rígida "corta" más de la subrasante que contribuye a la deflexión en el sistema de dos capas que en el de una capa. Este es bien conocido por los que usan elementos finitos; Duncan y otros (1968) y Uzan (1975) advirtieron que la discrepancia entre los resultados de las deflexiones calculadas y las teóricas, usando el método del elemento finito es mayor para el sistema de capas que para la capa elástica semi-infinita. Esto se debe al hecho que en el método del elemento finito, la capa inferior

siempre está soportada por una base rígida.

Ueshita y Meyerhof (1968) presentaron los factores de influencia para deflexión para el sistema de una capa soportada por una base rígida usando una solución rigurosa (Ver Poulos (1974) donde se encontraran un conjunto de soluciones) El caso de un sistema de dos capas soportado por una base rígida podría ser tratado como un caso especial del sistema de tres capas con una relación modular muy pequeña de las segundas y terceras capas pero los factores de influencia dados en la teoría no son aplicables aca, porque son dados para una relación modular mayor de 1.

Donde no existen las soluciones rigurosas, se pueden usar métodos aproximados para calcular la deflexión de la superficie. Estos métodos, como el de Steimbrenner, se basan en la suposición que la distribución del esfuerzo dentro del sistema de capas es idéntica a la distribución de esfuerzos de Boussinesq para un medio semi-infinito homogéneo. Se espera entonces, que estos métodos aproximados se aparten más de la solución rigurosa cuando la distribución de esfuerzo está más alejada de la de Boussinesq. De esta forma, se espera que el método Steimbrenner, por ejemplo, sea menos exacto en el sistema de dos capas que en el de una capa, mientras que la exactitud disminuirá a medida que aumente la relación modular E_1/E_2 (para las mismas condiciones geométricas) En el siguiente ejemplo de cálculo de deflexiones para fundaciones los valores Steimbrenner serán comparados con los valores rigurosos para ilustrar el error que implica el uso de métodos aproximados.

Caso I - Fundación sobre un Sistema de dos Capas Soportado por una Base Rígida Aspera .

Se construyen dos fundaciones rectangulares sobre un terraplén sobre suelo natural. El tamaño de las fundaciones es de 1,0 x 2,0 m, separadas a 4,0 m de centro a centro. El terraplén es de $t = 2$ m de alto y el espesor del lecho de roca es $h = 8$ m desde la parte superior del terraplén. Así $h/t = 4$. Se supone que la relación modular del material del terraplén al material del suelo es $E_1/E_2 = 5$. El problema consiste en calcular el asentamiento del centro de la fundación y luego comparar los resultados con aquéllos obtenidos cuando se supone que el suelo natural se extiende hasta infinito.

Usando el diagrama de influencia presentado en la Fig. 4 y dibujando las dos fundaciones

en la escala dada para t para el caso del sistema con refuerzo, se obtiene $N=212$, $\Delta_0=42,4p/E_2$. El mismo cálculo puede hacerse también con el diagrama de influencia para suelo natural semi-infinito (Uzan y otros, 1977); los resultados son $N=307,5$, $\Delta_0=61,5 p/E_2$. El error de utilizar el caso que no corresponde es apreciable (en el orden del 50%) y puede llevar a la predicción inexacta del asentamiento. Consecuentemente, si se supone el caso Boussinesq con o sin base rígida, los asentamientos calculados son $\Delta_0=114,7 p/E_2$ y $141,6 p/E_2$ respectivamente. Puede verse que esta suposición es inapropiada, siendo el error del orden del 200 % y más. Usando el método aproximado de Steimbrenner se encontraron los siguientes resultados: $\Delta_0=53,3 p/E_2$ cm para el sistema con refuerzo en capas y $\Delta_0=119,9 p/E_2$ cm para el sistema con refuerzo de una capa. Se ve que el método de Steimbrenner es más exacto para el caso de una capa que para el de dos capas, siendo la razón como se explicó previamente la hipótesis de la distribución de esfuerzo. Se debe advertir que la diferencia de los valores rigurosos aumentará a medida que aumente la relación modular E_1/E_2 y disminuya el espesor h/a .

Caso II - Campana de Deflexión bajo una Carga sobre dos Ruedas.

El problema consiste en calcular la campana de deflexión de un pavimento de 50 cm de espesor construido sobre una subrasante que está apoyada a 200 cm debajo del pavimento sobre una base rígida ($h/t = 200/50 = 4$). Se supone $E_1/E_2 = 5$. (siendo E_1 el módulo de elasticidad del pavimento y E_2 el de la subrasante y dos ruedas, cada una con $p=5k/cm^2$ separadas a 35 cm de centro a centro, y una forma elíp-

tica para el área de contacto. Es necesario, calcular la deflexión central (entre las dos ruedas) y una perpendicular de 50 cm. Los resultados obtenidos usando los diagramas de influencia se resumen en la tabla 3. Nuevamente se ve que el efecto de la base rígida es apreciable, especialmente para la deflexión central y el uso de otros casos puede conducir a interpretaciones erróneas de la campana de deflexión.

Resumen y Conclusiones

Los factores para calcular las deflexiones de la superficie bajo un área de carga de cualquier forma sobre un sistema elástico de dos capas de refuerzo han sido presentados en forma tabular. Estos factores pueden ser usados para componer diagramas de influencia para cualquier caso de espesor de la primera capa, de espesor de la base rígida y de relación modular (de 1 a 10). Dos casos prácticos de cálculo, el del asentamiento de una fundación sobre un terraplén y el de la campana de deflexión de un pavimento, ambos incluyendo una base rígida, ilustran el uso de los datos y el efecto de ignorar la existencia tanto de la base rígida como del sistema de dos capas. La principal conclusión es que ninguna de las dos condiciones puede ser ignorada y que se puede esperar mejores resultados cuando se tienen en cuenta las condiciones prácticas.

Agradecimientos

El trabajo descrito en este artículo fue realizado en la Faculty of Civil Engineering y el Technion - Israel Institute of Technology y está basado en parte del trabajo de investigación del señor Hoffman para su doctorado.

Tabla 3.- Valores de AE_2/p : CM

Razón modular	Posición*	Base rígida al infinito	Base rígida a 200 cm. de prof.
$E_1/E_2 = 5$	A	6.00	4.40
	B	3.57	2.15
$E_1/E_2 = 1$ (Boussinesq)	A	12.20	4.92
	B	4.08	2.22

*Punto A ubicado entre reudas en la intersección de líneas de simetría.
Punto B a 50 cm de A, a lo largo de la línea longitudinal de simetría.

SUS HIJOS MANEJAN ?

**RECUERDELES SIEMPRE
LAS NORMAS
DE CONDUCCION**



**DIRECCION DE VIALIDAD DE LA
PROVINCIA DE BUENOS AIRES**

AUTOMOVIL CLUB ARGENTINO

Transferencia de carga en las juntas transversales de contracción y Diseño de los pavimentos de hormigón

Traducido del Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées (setiembre de 1979).

Por la Licenciada Rosa Elena Saggio y la Ingeniera Nancy Edid Villabona de Suárez.

Departamento de Estudios Técnicos. - Dirección de Estudios y Proyectos.

SEGUNDA PARTE

Se expone a continuación la segunda parte del trabajo mencionado, que contiene los Anexos considerados como de mayor relevancia para nuestro medio. Dada la extensión del material restante, correspondiente a los Anexos 7 a 17 inclusive, y su carácter particularmente específico, es de destacar que se encuentra disponible en su totalidad, para eventuales consultas en la Biblioteca de nuestra Repartición.

ANEXO 3

LOS DIFERENTES ASPECTOS DE LAS TRANSFERENCIAS DE CARGAS Y SUS DEFINICIONES

Cuando observamos el registro final de las deformaciones de las juntas de las losas al pasaje de una carga (ver ejemplo de la figura 2 del informe), estamos obligados a considerar la cuestión como un problema físico complejo, pero las medidas corrientes, en la práctica, deben traducir los conceptos en forma simple y ser directamente accesibles.

En la literatura, tenemos numerosas definiciones de transferencia de carga; es interesante citarlas y comparar sus significados. Parece muy importante volver a las diferentes utilidades posibles de esta noción de transferencia de carga de las juntas, porque de ello debe depender la elección del tipo de definición a tener en cuenta.

Llamaremos Z a las deflexiones de las juntas de las losas al pasaje de carga; el índice 1 caracterizará la losa alta; el índice 2 la losa baja; el exponente "prima" el caso de la carga aplicada en la extremidad de la losa alta.

La definición simple, citada en el informe (II. 1. a - fig. 1) fue la primera utilizada.

$$T_a = \frac{Z_2}{Z_1} = \frac{\text{deflexión baja}}{\text{deflexión alta}}$$

La losa alta está cargada

No es aplicable en ciertos casos: (23)

La definición actualmente más empleada es de Teller y Sutherland:

$$T_b = \frac{2 Z_2}{Z_1 + Z_2} = \frac{2 \times \text{deflexión baja}}{\text{deflexión alta} + \text{deflexión baja}}$$

T_a y T_b son habitualmente expresadas en %

Las definiciones de T_a y T_b dependen del mismo principio, de T_b , que apunta a caracterizar mejor la semi-carga que es efectivamente transferida, conduce simplemente a coeficientes de transferencia de carga superiores a los dados por T_a , por ejemplo:

$$\text{para } Z_2 = \frac{Z_1}{2} \quad T_a = 50 \% \text{ y } T_b = 67 \%$$

Es necesario señalar que la definición de T_b dió lugar a un desarrollo interesante, el índice de resistencia estática de una junta (20). Este índice "EI" está expresado en por ciento y se obtiene dividiendo el área debajo de la curva que vincula las variaciones de transferencia de carga en función del número de ciclos de cargas, por el área que habría sido obtenida si la transferencia fuera permanentemente igual a 100% después de un millón de pasadas. Este índice "EI" aparenta ser hoy en día el mejor elemento cuantitativo que haya sido utilizado para caracterizar la durabilidad de transferencia de carga de una junta ensayada en las condiciones precisas de laboratorio.

Si los tres coeficientes que acaban de ser de-

finidos permiten comparaciones fructíferas entre los comportamientos de diferentes tipos de juntas, no pueden tener significación física en relación estricta con el fenómeno de transferencia de carga de una losa a la otra, si las hipótesis siguientes no se satisfacen (41):

- Losas reposando sobre un soporte elástico
- Proporcionalidad de las deformaciones verticales a las cargas,
- La carga transferida de un borde de junta a la otra es proporcional a la deformación vertical del borde de la losa no cargada.
- La suma de las deformaciones de los bordes cargados y no cargados de juntas es igual a la que sería observada en las mismas condiciones si el borde cargado no tocara la losa adyacente (losa libre).

En la práctica nos separamos más sensiblemente de esta hipótesis, por ejemplo, debido a la geometría particular de las superficies en contacto: Algunas veces, al principio del descenso de la losa cargada es libre y no es sino a partir de una cierta deflexión que la transferencia interviene.

$$\Delta \text{ (en mm)} = Z_1 - Z_2 =$$

$$= (\text{deflexión alta} - \text{deflexión baja})$$

la losa alta está cargada.

En un estudio destinado a caracterizar el efecto de diferentes dispositivos de transferencia de cargas (41), M. Leyder introdujo el término denominado "efecto de borde".

Esta expresión, bajo formas de diferencias y no de cociente, no permite fácilmente las comparaciones entre dos carreteras de estructuras muy diferentes (en efecto, la diferencia puede ser importante, sea en el caso de una débil transferencia, sea en el caso de fuertes deflexiones); presenta en cambio la ventaja, de computar directamente el desplazamiento diferencial y hacer por consiguiente posible la introducción de la noción de volumen de agua expulsable, cuando existe una cavidad bajo la junta. En la ausencia de una cierta cavidad, para una carga constante dada, el efecto de borde permite comparar la eficacia de diferentes dispositivos de transferencia de carga.

Si nos abocamos a describir de una manera precisa la realidad del fenómeno de transferencia de carga, es necesario determinar el criterio seguido para la utilización de los elementos que sirvieron a esta descripción; existen tres principales familias de degradación de los caminos de hormigón que pueden ser causadas por un efecto de transferencia de carga en las juntas trans-

versales de retracción-reflexión:

- La rotura de las losas dada la fatiga ocasionada por el exceso de tensión cuando la carga reposa sobre uno de los bordes de la junta.
- El asentamiento de la fundación debajo de la losa baja debido al efecto de choque mientras esa losa es cargada, bruscamente.
- La succión y la formación de los peldaños demuestra notablemente la existencia de presión de agua debajo de la losa baja.

Estos tres fenómenos pueden ser observados sean separadamente, sea en combinación.

a) el primero, que concierne sobre todo el cálculo de las fuerzas fue muy estudiado en el pasado, las expresiones de T_a y sobre todo T_b pueden ser utilizadas, pero las cuatro hipótesis necesarias citadas precedentemente permiten hacerse una idea de las aproximaciones practicadas. Teniendo en cuenta los dimensionamientos actuales corrientes de las losas, este fenómeno aislado ya no es el único crítico aún cuando las disposiciones adecuadas, garantizan la ausencia de formación de peldaños, el objetivo de "limitaciones de las fuerzas" pueden ser determinante.

b) el riesgo de asentamiento de la fundación es actualmente menos grave que en el pasado, debido por una parte a la generalización progresiva de las bases tratadas, particularmente con cemento, y por otra parte al empleo de capas inferiores poco sensibles al agua. Para los casos donde este fenómeno aún se verifique, el empleo de las expresiones $\Delta = Z_1 - Z_2$ o $\Delta' = Z_1' - Z_2'$ podría ser prudente.

c) en el estado actual de las técnicas en el mundo (47) y encuesta la formación de los peldaños es el fenómeno que preocupa más a la técnica de las losas sin pasadores y la succión, queda como motivo de degradación de las carreteras con pasadores; así, la caracterización de transferencia de carga, deberá ser igualmente orientada hacia el análisis de esos mecanismos. Si las medidas adoptadas tienden a limitar por una parte la erosionabilidad de las fundaciones y de las banquetas, el tiempo durante el cual el agua está presente en el contacto losa-fundación es extremadamente importante, y aún cuando ellos se pudieran evitar, la calidad de transferencia de carga jugaría igualmente un rol, notorio en la cinética de los fenómenos.

En este espíritu, la expresión que parece permitir una aproximación cualitativa adoptada sería:

$$D = D_2 + D_1 \text{ donde}$$

D_2 = (deflexión baja) losa baja cargada - (deflexión baja) losa alta cargada caracteriza el efecto de expulsión de agua de la losa baja y D_1 = (deflexión alta) losa cargada - (deflexión alta) losa baja cargada caracteriza el efecto de succión que se produce cuando la losa alta sube así, $D = (Z_2' - Z_2) + (Z_1 - Z_1')$ esta expresada en milímetros, la mención "prima" designa las deflexiones cuando es el borde bajo el que esta cargado. Como: $(Z_2' - Z_2) + (Z_1 - Z_1') = (Z_1 - Z_2) + (Z_2' - Z_1')$, vemos que D es a la vez la suma de los movimientos de las losas altas y bajas al momento mismo del pasaje de la carga bajo las juntas e igualmente la suma aritmética de los efectos de borde, antes y después del pasaje.

Bien que sistemáticamente, esta forma de caracterizar las consecuencias de una transferencia de carga dada presenta las tres ventajas siguientes:

- Ella puede ser directamente referida al fenómeno físico concerniente a la velocidad de expulsión del agua bajo la losa, y su utilización no depende de la validez de la hipótesis necesaria para la expresión T_b .

- Ella constituye una prolongación de la expresión D citada precedentemente, que posibilita interpretar los fenómenos que las expresiones T_a y T_b no permiten analizar.

- Ella puede ser adoptada a las mediciones de gran rendimiento, utilizando los acelerómetros, dado que D es la suma de los desplazamientos rápidos de los dos bordes.

Finalmente, así como la expresión Δ , la expresión D hace difíciles las comparaciones entre los caminos de estructura muy diferentes, ella es particularmente adaptable al problema de auscultación de secciones para las cuales los riesgos de aparición de defectos son más fuertes en efecto; se toma en cuenta la intensidad de las deflexiones combinada con la asimetría del fenómeno.

CONCLUSION

En la práctica, deben destacarse cinco puntos:

- El modo de caracterización de transferencia de carga debe ser tomado en función del tipo de problema a resolver; por cada uno de los tres principales modos de degradación de los caminos en hormigón, que presentan un defecto de transferencia de carga, existe una expresión que describe esta transferencia de forma adaptada:

- La expresión $T_a = \frac{Z_2}{Z_1}$ tiene la ventaja (y al

mismo tiempo el inconveniente) de ser de una gran simplicidad

- La expresión $T_b = \frac{2 Z_2}{Z_1 + Z_2}$ es teóricamente utilizable para el cálculo de las tensiones en las losas, más no puede ser empleada validamente sino mediante ciertas hipótesis para las cuales debe precisarse en cada caso el grado de validez.

- La expresión $D = (Z_2' - Z_2) + (Z_1 - Z_1')$ se propone para caracterizar las consecuencias de una transferencia de carga dada sobre la intensidad posible de erosión por el agua, su empleo esta indicado cuando los fenómenos principales que tomamos en cuenta son la succión y la formación de los peldaños.

- La comparación de las transferencias de carga efectivamente aseguradas por diferentes dispositivos es muy compleja. Ella no puede ser intentada más que sobre las estructuras de características más próximas. Aún en este caso, los cuidados aportados a las condiciones de ensayo son esenciales (ver anexo 4).

ANEXO 4

HACIA UNA MEDIDA NORMALIZADA DE TRANSFERENCIA DE CARGA

La medida de transferencia de carga constituye un objetivo muy importante, pero es hoy en día muy difícil de realizar bien; el informe puso en evidencia el planteo correspondiente, este tiende a presentar las dificultades de esta medida a fin de contribuir a evitar los errores en el futuro y proporcionar las bases de una eventual normalización, etapa indispensable si tratamos de coordinar las comparaciones respecto de diferentes secciones de caminos con la misma estructura y a nivel internacional. Por consiguiente, la caracterización de la calidad media de transferencia de carga de las juntas de una estructura no puede hacerse valederamente más que bajo ciertas condiciones térmicas. Es necesario seguir un modo operativo preciso y detonar ciertas circunstancias importantes de la medida, además el carácter representativo necesita de un número de determinaciones apropiadas.

Como todas las fórmulas que dan un valor que caracteriza un aspecto de la transferencia de carga, expresada en función de las deflexiones altas y bajas, esas deflexiones se habrán de medir con precisión, repetición y sobre todo reproducibilidad.

I - CONDICIONES EXTERIORES INDISPENSABLES

a) Temperatura media de las losas:

Casi toda estructura posee una temperatura para la cual la transferencia de carga es perfecta debido a la trabazón de las juntas por dilatación térmica, esta temperatura se sitúa entre 20 y 50° C, ella varía según el tipo de juntas y esencialmente según la temperatura de puesta en obra del hormigón en la etapa constructiva.

También es fundamental efectuar la medida de transferencia de carga a una temperatura suficientemente baja como para que el valor que surja caracterice efectivamente el funcionamiento del pavimento durante los períodos donde la fragilidad eventual de transferencia de carga pueda tener consecuencias nefastas.

A título de magnitud, se puede llegar por ejemplo a que la transferencia de carga según la expresión

$$T_b = \frac{2 Z_2}{Z_1 + Z_2} \text{ (ver anexo 3)}$$

pasa de 90 a 40% con motivo de la sola disminución (del orden de 30° C) de la temperatura media de las losas.

Es por consiguiente esencial:

— No medir la transferencia de carga mientras la temperatura media de las losas sea inferior a 15° C.

— Mientras ellos es posible, de efectuar las medidas deberán servir sólo de referencia mientras esta temperatura esté comprendida entre 5 y 10° C. En los casos de losas sin pasadores es necesario saber que por debajo de esa temperatura una diferencia de 5° C puede alterar los resultados de las deflexiones pudiendo llegar a 20% y conducir a una variación media de transferencia de carga próxima a 5%, por ejemplo.

— Siempre se debe anotar la temperatura media de las losas para las medidas de gran precisión al menos la temperatura exterior para las medidas corrientes.

Ciertos laboratorios informan los resultados de las medidas sucesivas concernientes a las mismas juntas sobre un gráfico donde la abcisa es la temperatura para efectuar las correcciones necesarias y reducir eventualmente los valores de deflexión en borde de losas, o de transferencia de carga, a una temperatura de referencia, por ejemplo 10° C.

b) Gradientes térmicos e hidráulicos de las losas:

Las curvaturas de las losas, sean ellas de origen térmico o hidráulico (ver informe II.2.a-1 y

2) pueden por sí solas modificar considerablemente las deflexiones en el borde y por lo tanto la transferencia de carga; si bien la medida precisa de estas variaciones "in situ" es valiosa como enseñanza, la medida corriente de las deflexiones y de transferencia de carga debe liberarse absolutamente de esta causa importante de no reproducibilidad.

En efecto, las curvaturas (notablemente "hacia arriba") pueden hacer variar las deflexiones en esquina de losas en razón de 1 a 5, influyendo notablemente sobre las hipótesis hechas para calcular la transferencia de carga (T_a y T_b , ver anexo 3) a partir de las solas deflexiones; es más los gradientes positivos y negativos hacen variar el cuadro de la fisura de la junta en función de la altura y pueden por consiguiente modificar la trabazón.

Es por tanto esencial :

— Evitar medir la transferencia de carga con fuerte exposición del sol después de una noche fría, asimismo y sobre todo si la temperatura exterior cae bruscamente (lluvia o vientos fríos después de un tiempo caluroso)

— Cuando sea posible, de efectuar las medidas, deberán servir de referencia cuando el gradiente térmico sea inferior a 0,1° C por centímetro. En los casos sin pasadores es necesario saber que una variación de gradiente de 0,1° C/cm puede alterar los resultados de medidas de las deflexiones, pudiendo llegar a 40% , por ejemplo, lo que es enorme; estas variaciones dependen notablemente del cuadrado y de la longitud libre de la extremidad de la losa (parte no adherida a la fundación), del coeficiente de dilatación del hormigón utilizado y, evidentemente, de la abertura media de la fisura de la junta así como de la existencia eventual de una cavidad bajo la losa. (este valor constituye una primera aproximación del límite superior, a partir de las investigaciones más profundas se deberá precisar).

— Anotar siempre las temperaturas superiores (a 20 mm bajo la superficie), a media altura e inferior de una losa cuando sea objeto de medidas finas, y en su defecto, para las medidas corrientes, registrar las temperaturas en las 24 Hs. que preceden.

Los investigadores deberán profundizar en ese dominio para precisar notablemente los efectos medios y extremos de los gradientes hidráulicos, así como el valor cuantitativo de los térmicos. En Francia las investigaciones recientes permiten informar los resultados de medidas

sucesivas concernientes a las mismas juntas sobre un gráfico donde la abscisa es el gradiente de temperatura.

Será así posible efectuar las correcciones necesarias para reducir los valores de las deflexiones a un caso donde el gradiente será nulo. Estos desarrollos pueden permitir, en el futuro, determinar por extrapolación las deflexiones en los casos de gradientes térmicos negativos habitualmente detectados y que son el origen de la iniciación de los fenómenos de erosión.

Método operativo

Un estudio rápido del conjunto de los métodos operativos utilizados actualmente en el mundo muestra que la extrema diversidad vuelve las comparaciones difíciles y a veces peligrosas, si bien es todavía prematuro definir un método operativo unificado y completo al nivel internacional, parece hoy en día posible señalar las principales causas de variación de los resultados de medida y proponer ciertos valores de referencia para el ensayo.

a) Características concernientes a la carga y su modo de aplicación;

— La carga está habitualmente constituida por un eje único, donde el peso es igual a la carga legal de país considerado (ver anexo 9 y 10)

— El paso entre el eje de la circulación y el entre-eje de las ruedas debe ser registrado particularmente cuando la junta está sesgada.

— Cuando la medida se efectúa en forma dinámica, la velocidad del vehículo debe ser registrada, (ella influye sobre la intensidad de las deflexiones y la reproducibilidad de las medidas). Una velocidad de 5 Km/h podría ser tomada como referencia para las medidas del registrador de desplazamiento y una velocidad de 50 Km/h para las medidas utilizando los acelerómetros.

— La dimensión longitudinal del área de contacto de los neumáticos, y en consecuencia la presión de inflado, tienen una cierta importancia ya que la carga debe ser emplazada sobre el extremo de la losa alta y sin contacto con la losa baja para las medidas de Z_1 y Z_2 (cálculo de la T_a ; T_b y Δ . Ver anexo 3).

— Se ha observado que la presencia de otras cargas (eje de la rueda delantera del camión cargado donde el eje trasero constituye la carga) situadas en la extremidad opuesta de la losa baja, podrían falsear la medida notablemente en casos de débil gradiente térmico positivo; se debe prestar especial atención a fin que solo la carga

deseable intervenga en la medida.

— En los casos de juntas sesgadas, la medida dinámica con registro de las deflexiones se prefiere a las medidas estáticas.

b) Características de los puntos de medida y de los puntos de referencia.

— La variedad de los emplazamientos tomados para los puntos de medida sobre las losas es igualmente un factor que hace difíciles las comparaciones, es por consiguiente un propósito establecido que estos puntos de medida sean situados a ambos lados de la junta transversales a 20 cm de ella en sentido paralelo al eje de circulación y a 20 cm del borde interior de la señalización horizontal que marca el extremo lateral del camino.

— Cuando las medidas de las deflexiones se efectúan por comparación con los puntos fijos de referencia, el método que demuestra la mayor rigurosidad para obtener puntos de referencia a la vez próximos y que no corran el riesgo de moverse durante la medida es el anclaje de barras a más de tres metros de profundidad bajo el camino; la gran complejidad de esta realización conduce a reservar este método a las medidas más precisas del registro para las juntas testigos.

Los otros puntos de referencia posibles (sobre la banquina a más de un metro de la losa o bien sobre el centro de una de las losas en cuestión) no pueden ser aceptados a menos que una verificación permitiera determinar la precisión con la cual ellos pueden ser considerados como móviles al momento del pasaje de la carga.

Estudios profundos recientemente han demostrado que cuando las medidas de las deflexiones pudieran ser afectadas por la elección de puntos de referencia tales que los pasajes de las cargas han hecho ligeramente desplazar, el mecanismo de estos desplazamientos puede ser a veces muy complejo (rol de los débiles gradientes en las losas, de la fundación y del engranaje parcial en los contactos).

— Cuando la medida de las deflexiones se efectúa con la ayuda de aparatos que registran las aceleraciones o las velocidades de desplazamientos, sin puntos de referencia, los resultados de medidas deben ser acompañados, por una parte, de la velocidad de pasaje de la carga y, por otra parte de la precisión que garantiza el medio de la medida utilizado para la velocidad de deflexión concerniente.

La marcación "in situ" de los puntos de referencia debe ser hecha muy minuciosamente.

III VALIDEZ DE LAS MEDIDAS Y PRESENTACION DE LOS RESULTADOS

a) Repetición, reproducibilidad y representatividad:

— Para que las medidas efectuadas tengan sentido, es necesario hacer un test de reproducibilidad para cada grupo de medida; por ejemplo, después de la medida operacional de las deflexiones sobre 500 juntas es aconsejable determinar de nuevo las correspondientes a las 10 primeras juntas medidas.

— Los ensayos de reproducibilidad deben ser hechos regularmente aportando una atención particular a las condiciones de la temperatura.

— Para que las medidas efectuadas tengan sentido y para evitar tener en cuenta sólo los valores extremos, dado por ejemplo el caso de una junta mucho más abierta que las otras, es aconsejable efectuar "in situ" las medidas sobre 10 juntas consecutivas como mínimo. Para los ensayos efectuados en laboratorio, el registro de las deflexiones dinámicas permitirá una mejor comprensión de las diferentes fases de la trabazón de la junta.

b) Presentación de los resultados

A fin de que las medidas tengan otro valor que el simplemente comparativo y pueden ser utilizadas fuera del marco para el cual se realizaron inicialmente, parece necesario consignar sobre el número total de ensayos, además de los informes habituales (referencia de la sección, de la ruta, de la junta, etc.)

— La temperatura media de las losas en el momento de la medida, o en su defecto, la temperatura exterior.

— El gradiente de temperatura de las losas, o en su defecto, las condiciones térmicas extremas de las 24 hs. precedentes a la medida.

— Las características de carga (geometría de la carga, peso, velocidad del pasaje).

— Si la junta es sesgada o recta,

— El emplazamiento de los puntos de medida si difiere de la que fuera presentada en los párrafos precedentes.

— El modo de medida de las deflexiones (captadores o acelerómetros) y su justeza (valor de la aproximación de la inmovilidad de los puntos de referencia o precisión de los acelerómetros)

— El resultado del test de repetición.

— Los valores individuales de las deflexiones medidas.

— La forma de cálculo de las transferencias de carga,

— Finalmente, evidentemente, las características de la carretera que pueda ser de primera importancia (señalamiento, o no, espesor de la losa, naturaleza de la fundación, presencia o no de un sobre-espesor de hormigón.)

ANEXO 5

RIESGOS DE LA FORMACION DE LOS PELDAÑOS EN FUNCION DEL ORIGEN DE LOS FINOS

Cuando los factores relativos a la calidad de la transferencia de carga y a la presencia de agua en el camino favorecen la succión, los finos proveniente de diversos orígenes pueden ubicarse bajo la losa alta o simultáneamente, a veces, bajo las losas altas y bajas. La evaluación de las cantidades de finos que pueden participar en este fenómeno es difícil porque las circunstancias son extremadamente variables según cada pavimento en particular. La tentativa de clasificación y de cuantificación que constituye la tabla siguiente fue efectuada después del análisis de informes y de las respuestas al cuestionario, de la observación de numerosos caminos de hormigón en el mundo, acompañada en ciertos casos de estudios específicos de producción de esos finos y de determinación de sus orígenes.

Para cada camino que presente una formación de peldaños anormal, el diagnóstico concerniente al principal origen de los finos reviste una importancia particular, porque condiciona la cinética del fenómeno, así como los medios para remediarlo, tanto para el mantenimiento del camino considerado como para el proyecto de caminos nuevos a construir.

El aspecto de los finos extraídos por succión así como la localización de esta succión (en borde longitudinal, en una forma continua o solamente en proximidades de la junta, el largo de las juntas transversales de la vía del tránsito pesado, etc.) constituyen informaciones importantes; en ciertos casos la ejecución de un sondeo en la proximidad de una junta transversal de hormigón es necesaria, cuando eso es posible y el cierre, y el elevamiento de la punta de las lo-

TABLA DE RIESGOS DE FORMACION DE PELDAÑOS EN FUNCION DEL ORIGEN DE LOS FINOS

(orden de tamaños calculados u observados para el equivalente de un tránsito diario de 300 a 2000 ejes pesados, después de 20 años).

Procedencia de los finos	Consecuencias evaluadas de las formaciones de peldaños probables			OBSERVACIONES
	MAXIMO PROBABLE (1)		valores habituales (aditivos) (mm)	
	Hipótesis de evaluación aproximada	valores (mm)		
desgaste de los bordes de la fisura de hormigón (caso de agregados blandos LA 40) (2).	0,2mm de desgaste medio sobre la superficie de la junta (7,5 x 0,25m) dado 0,5 lt por junta, repartido sobre 1m ² para un desplazamiento aprox. 0,5mm.	0,5	0,05 a 0,1	efecto despreciable
aporte de finos exteriores por las juntas no cerradas (caso de ruta con acumulación de basura. Caso de desgaste del revestimiento).	El desgaste del revestimiento de los neumáticos y las basuras de toda clase son del orden de 100 a 200 lt de material/m de ruta; sea 500 a 1000 lt por junta. Podemos estimar que 0,1 a 0,2% de esta cantidad entra en las juntas, y forma cerca de mm de desplazamiento.	2	0,5	Despreciable si las juntas son relativamente herméticas; puede ser superior a los valores indicados en los casos extremos.
Borde de la banquina (caso de un material tratado mal compactado)	0,25m en borde de losas, sin cohesión dada cerca (5 x 0,25 x 0,20) 220lt de grava tratada conteniendo 5 a 10 % de finos, o sea hacia 20 lt de material que repartido en 1m ² aportan hasta 20mm de desplazamiento	20	0 a 5 (3)	Variaciones relativamente proporcionales a las cantidades de finos libres disponibles.
Superficie de la base: (caso de una grava tratada de calidad mediocre). Por desgaste en seco. Por erosión bajo agua.	0,5mm de desgaste sobre una banda de 0,20m por una parte, y por otra de junta cercana, sea del orden de 1 lt de material, que repartido sobre 1m ² aportan hasta 1mm de desplazamiento.	1	0,1	efecto despreciable (4)
	Existencia de cavidad extendida a más de 10mm y de 2m ² o más de superficie, o sea 20mm por 1m ² .	20	0 a 5 (5)	Depende de la erosionabilidad, de la presencia de agua y de la transferencia. (4)
Sub-rasante: succión bajo agua (caso de un material de tipo arenoso limoso)	Las observaciones sobre caminos en servicio permiten pensar que las subrasantes son una fuente de finos pudiendo conducir a desplazamientos tan importantes como los debidos a la erosión de la base.	20 y sobre todo succión exterior	0 a 5	Muy ligado a la calidad de la fundación (espesor, fisuras) y la erosionabilidad de la sub-rasante. (4).

(1) Cuando el fenómeno es muy intenso y se produce solo.

(2) Se toman los casos más desfavorables, evaluados por exceso.

(3) Este valor de 5 mm puede ser duplicado si la base de la banquina no es tratada y cuando el clima es húmedo; los finos pueden ser aspirados hasta distancias del orden de 40 cm.

(4) ver anexo 15

(5) Este valor de 5 mm puede ser duplicado y hasta triplicado, cuando la base del pavimento no es tratada.

sas resultan muy útiles y permiten buenas tomas de muestras (45) (61).

El análisis petrográfico, granulométrico y/o sobretodo químico de los finos pre-lavados permiten a menudo la identificación casi cierta del origen de esos finos.

Es necesario señalar que los casos frecuentes de incertidumbre entre dos finos provenientes sea de la erosión de la base o en su mayoría de la banquina, pueden ser analizados en primera aproximación, después de la formación de los escalones sobre los bordes de las losas altas de la vía del tránsito pesado, o a lo largo de la vía del tránsito ligero (si ella es casi nula, los finos son provenientes casi seguramente de la banquina (53, pag. 32).

La tentativa de evaluación cuantitativa resumida en las tablas permite distinguir los principales orígenes de los que pueden ser despreciables en primera aproximación para los casos corrientes.

Sería interesante que tales tablas fueran progresivamente completadas, incluyendo los resultados provenientes de la práctica de cada país.

ANEXO 6

ABERTURA DE LAS JUNTAS

Ejemplos numéricos en función de condiciones tipo:

El estudio de la variación de la abertura de las fisuras de las juntas, en función de los principales parámetros que la determinan, conducen a la adopción de la fórmula esquemática siguiente (23): $\Delta L = C \times L \times (\alpha \times \Delta T + \&)$

ΔL es la abertura de la fisura de junta, causada por la variación de temperatura ΔT y la retracción hidráulica $\&$ del hormigón, α es el coeficiente de dilatación térmica del hormigón, L es la longitud de las losas (o más precisamente; la semi-suma de las longitudes de las losas adyacentes a la junta donde calculamos la abertura), C es un factor destinado a tener en cuenta del rol de contacto losa-fundación.

Este último parámetro puede ser hoy en día el que se conoce con menor precisión:

- en un modelo de tipo "fricción del conjunto de la losa sobre la fundación", el factor C cuantifica la limitación de retracción de la losa por causa de la fundación.
- en un modelo "adherencia a la fundación por parte de la losa, solamente en su centro", el factor C cuantifica la porción de la longitud de la losa que es despegada (23).

De las medidas en diferentes estados de E.E.U.U. de América del Norte, los ejemplos condujeron a valores de C variando de 0,65, para las fundaciones tratadas, a 0,80 para las fundaciones no tratadas.

La abertura de las fisuras de las juntas puede ser calculada para diferentes condiciones tipo, en la hipótesis de una diferencia de aproximadamente 30°C entre la temperatura del hormigón al momento de su endurecimiento y las de los períodos frescos y húmedos durante los cuales la succión existe.

Adicionalmente, las medidas usadas actualmente sobre el camino experimental a Egletons (Francia) condujeron, en las condiciones citadas (fundación en grava-cemento, camino viejo de algunos años), a los valores de coeficientes C próximos a 0,65 e inferiores.

Sería interesante que en el factor sean reunidos los valores experimentales relativos a diferentes condiciones, particularmente de funciones y de edad del revestimiento, a fin de progresar en el entendimiento del mecanismo de adherencia.

Adicionalmente, las medidas usadas actualmente sobre el camino experimental a Egletons (Francia) condujeron, en las condiciones citadas (fundación en grava-cemento, camino viejo de algunos años), a los valores de coeficientes C próximos a 0,65 e inferiores.

Sería interesante que en el factor sean reunidos los valores experimentales relativos a diferentes condiciones, particularmente de funciones y de edad del revestimiento, a fin de progresar en el entendimiento del mecanismo de adherencia.

longitud de las losas (m)	ABERTURA DE LA FISURA DE LA JUNTA (mm)			
	Fundación tratada		Fundación no tratada	
	retracción térmica sola $\Delta T = 30^\circ \text{C}$	retracción térmica e hidráulica $\& = 10^{-4}$	retracción térmica sola $\Delta T = 30^\circ \text{C}$	retracción térmica e hidráulica $\& = 10^{-4}$
3,5	0,68	0,91	1,04	1,12
5	0,97	1,30	1,20	1,60
6	1,08	1,56	1,44	1,92

Nuevos puntos de vista sobre el ataque de sulfatos y cloruros alcalinos al hormigón

Por : Dr. D. J.E. Veronelli *
Prof. Dr. J. Calleja **

Los autores recopilan información privada, intercambiada entre sí tiempo atrás, y aportan nuevos puntos de vista sobre la posibilidad de reacciones áridos-álcalis en hormigones con áridos reactivos, producidas por compuestos alcalinos - sulfatos y/o cloruros - ajenos al cemento y procedentes del medio en que se encuentran los hormigones.

Emiten sus hipótesis sobre la base de recientes resultados experimentales de otros autores y señalan, de acuerdo con éstos, la necesidad de estudios más detallados, precisando algunos de los puntos del tema que convendría poner en claro mediante la oportuna experimentación.

1. INTRODUCCION

Cualquier ataque químico al cemento y al hormigón presenta, casi siempre, características muy complejas que hacen posible, a veces, interpretaciones y explicaciones varias y distintas. Estas pueden ser mutuamente excluyentes e incluso contradictorias, o, por el contrario, complementarias y/o simultáneas.

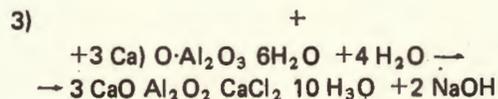
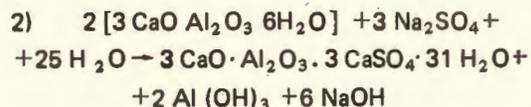
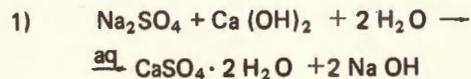
Las acciones agresivas de los sulfatos y de los cloruros sobre el cemento hidratado dependen, entre otras circunstancias, de los cationes constituyentes de dichas sales. Cuando el catión es el calcio, tales acciones parecen más simples y tienen un carácter más específico. Cuando, por el contrario, los cationes son alcalinos, puede surgir una mayor complicación, dado que a la acción de los sulfatos y de los cloruros como tales puede sumarse la de los álcalis cáusticos que eventualmente puedan formarse en el curso del ataque, como consecuencia de las reacciones que tienen lugar entre los sulfatos y los cloruros alcalinos y los componentes de la pasta hidratada del cemento. Estos álcalis pueden actuar, no solamente sobre la pasta cementicia, sino tam-

bién sobre determinados áridos susceptibles a ellos. Se estaría así en el caso más complejo de un ataque mixto y simultáneo, tanto sobre el cemento (producido principalmente por los aniones) como sobre el árido reactivo (provocado mayormente por la fuerte alcalinidad de las bases formadas por los cationes).

Estos aspectos han llamado recientemente la atención, habiendo sido objeto de consideraciones que han dado lugar a interpretaciones, las cuales se prestan a un análisis e incluso a una ampliación. Tal es el objeto de este trabajo.

2. POSIBLES ESQUEMAS INTERPRETATIVOS

Para D.J.E. VERONELLI (1) la acción de los sulfatos y de los cloruros alcalinos sobre los productos de hidratación del cemento portland, y más concretamente sobre la portlandita y/o los aluminatos, puede dar lugar a la formación de hidróxidos alcalinos, según los esquemas:

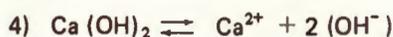


*Corporación Cementera Argentina (CORCEMAR), Bs. As., Argentina.

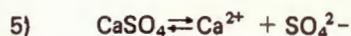
** Instituto Eduardo Torroja, Madrid, España.

Es de observar que, según el esquema 2), no interviene la portlandita, y además de hidróxido sódico se formaría alúmina hidratada (gibbsita).

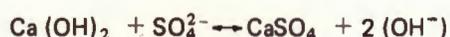
Para J. CALLEJA (2) el equilibrio de solubilidad y disociación del hidróxido cálcico:



y el sulfato cálcico:



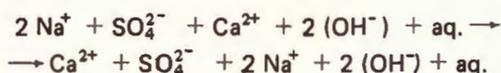
se acoplan en uno solo:



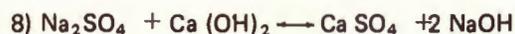
el cual se daría en la fase líquida de la pasta de un cemento exento de álcalis y de sulfatos alcalinos solubles.

A este mismo equilibrio, si bien establecido en otras condiciones, se llegaría a través del proceso 1), ya que representado éste en forma iónica:

7)

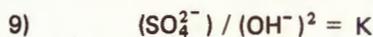


mostraría que no podría haber interacciones en disolución, de no formarse - como es el caso - compuestos de escasa solubilidad y bajo grado de disociación - como son la portlandita y el yeso -, junto con compuestos muy solubles que son electrolitos fuertes disociados de forma prácticamente total - como el sulfato sódico y el hidróxido sódico - En definitiva, a través de:



se vuelve a parar al equilibrio 6)

En dicho equilibrio se verifica que:



siendo inalterable para cada temperatura y en unas condiciones dadas, pues una vez establecido, no podría haber interacciones entre el sulfato cálcico y el hidróxido cálcico, en una disolución común saturada de ambos, y en unas condiciones fijadas para dicho equilibrio.

Sin embargo, el equilibrio 6) se puede desplazar en un sentido u otro, según aumenten o disminuyan en una u otra proporción, bien sea

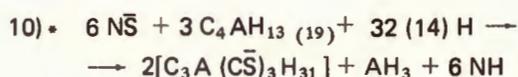
la concentración de iones SO_4^{2-} por la disolución y la disociación de los sulfatos alcalinos, fácil y rápidamente solubles y normalmente presentes en el clínker y en el cemento, o bien por la disolución y disociación de los óxidos alcalinos incluidos en los silicatos y en los aluminatos cálcicos del clínker ($\text{KC}_{23}\text{S}_{12}$ y NC_8A_3).

El equilibrio 6) también se puede desplazar por la introducción o penetración de un sulfato alcalino desde el exterior en la fase líquida de los poros de la pasta de cemento.

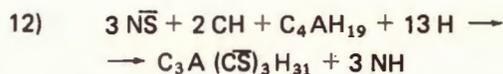
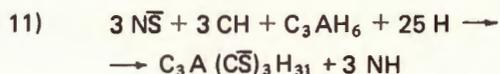
Por lo tanto, el desplazamiento del equilibrio en un sentido u otro dependerá de las variaciones de concentración de los aniones SO_4^{2-} y OH^- en cada caso con respecto a las condiciones de equilibrio en unas condiciones dadas.

En cualquier circunstancia, todo aumento de concentración de aniones sulfato en la fase líquida de la parte de cemento - y este es el caso de medios acuosos con sulfatos alcalinos, tanto si provienen del clínker de cemento como del medio exterior -, debe llevar aparejado un aumento proporcional de la concentración de iones hidroxilo en la misma, por solubilización y disociación de la portlandita y formación e insolubilización de yeso, para mantener el equilibrio 6) según 9) En definitiva, ello implica un consumo de portlandita como fuente aportadora de iones OH^- .

Asimismo CALLEJA (2) (3) supone que en la reacción 2) de los aluminatos hidratados con los sulfatos alcalinos, bien en la forma expuesta o bien en la alternativa:



con liberación de alúmina (gibbsita) - como en 2) - o en las alternativas:



con consumición de cal (portlandita) - como en 3) -, se producen cantidades de ettringita y de

* En éste y en los siguientes esquemas:

$\text{N} = \text{Na}_2\text{O}$; $\text{C} = \text{CaO}$; $\text{A} = \text{Al}_2\text{O}_3$; $\text{S} = \text{SO}_3$; $\text{H} = \text{H}_2\text{O}$;
 $3\text{NH} = 6\text{NaOH}$; $6\text{NH} = 12\text{NaOH}$; $\text{AH}_3 = 2\text{Al}(\text{OH})_3$.

"álcali cáustico" que son mayores en 11) y 12) que en 10), en relación con la cantidad de aluminato o de alúmina puestos en juego en cada caso. El consumo de cal - portlandita - en 12) sustraería a parte de ésta del proceso 1), pero daría lugar, proporcionalmente, a una mayor formación de "álcali cáustico".

VERONELLI (1) ha sugerido - y CALLEJA (2) comparte la sugerencia - que la alcalinidad cáustica (fuerte) creada por alguno de los mecanismos señalados puede actuar sobre los áridos silíceos reactivos de los hormigones que los contengan, dando lugar a la reacción árido - álcali, en su modalidad álcali - silíceo. Sobre todo en el caso de que tales hormigones sean permeables en tal medida que permitan el fácil acceso de posibles sulfatos alcalinos existentes en un medio acuoso, como puede ser el marino.

Naturalmente que los efectos de esta posible reacción árido - álcali se sumarían, tanto a los producidos por una formación y cristalización expansiva de yeso en condiciones propicias según 1) como a los causados por la formación de ettringita según 2), 10), 11) o 12).

Hace observar VERONELLI (1) que en el caso de ser esto así, la reacción árido - álcali no se produce sólo o principalmente por los álcalis del cemento, por lo cual tampoco se puede controlar por el contenido de los mismos, ni evitarla limitando drásticamente dicho contenido en el conglomerante. Es decir, que con cementos que idealmente contuvieran 0% de álcalis podría tener lugar el deterioro de un hormigón con áridos reactivos en un medio acuoso de sulfatos y/o de cloruros alcalinos - por ejemplo, agua de mar -, por la reacción expansiva árido - álcali, aparte de otros posibles deterioros por otras causas y mecanismos.

Esta observación abonó una vez más las ideas sustentadas por CALLEJA (4), en el sentido de la discutibilidad del valor real y práctico de las limitaciones del contenido máximo admisible de álcalis - Na_2O equivalente - de los cementos en las normas.

Otra observación de VERONELLI (1), consecuencia de la anterior, es que para hormigones que hayan de estar en contacto con medios acuosos que contengan sulfatos y/o cloruros alcalinos, se deben emplear áridos no reactivos (cualquiera que sea el cemento utilizado), y/o usar cementos puzolánicos aptos para inhibir la reacción árido - álcali.

A este último respecto señala CALLEJA (2) que el empleo de cementos puzolánicos en tales

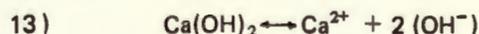
condiciones sería recomendable por varios motivos. En primer lugar, por la conocida acción de las puzolanas finamente molidas, en cuanto al mecanismo de la reacción árido - álcali, al sustituir, como consecuencia de su reactividad y gran superficie específica, unas pocas acciones localizadas, poco extensas pero muy intensas y con grandes efectos destructivos para el hormigón, por muchas acciones dispersas, muy extendidas pero poco intensas, inocuas o mucho menos nocivas para aquél. Y, en segundo lugar, por la acción química puzolánica, fijadora de la cal - $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -, la cual es, a fin de cuentas y como queda expuesto, la fuente (al menos la fuente más importante) de la alcalinidad fuerte - iones OH^- -, por acción de los sulfatos alcalinos sobre la pasta hidratada del cemento, según 8) y 9).

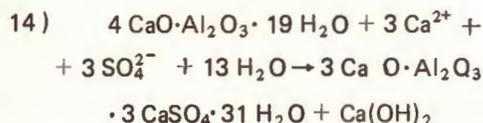
También recientemente K. PETTIFER y P.J. NIXON (5) han considerado los efectos conjuntos del ataque por sulfatos y de la reacción árido - álcali en el hormigón con árido reactivo, producidos por sulfatos alcalinos.

Los autores describen casos prácticos en los que simultáneamente se ha observado por microscopía óptica, por análisis térmico diferencial, por difracción de rayos X y, en algún caso, por análisis con microsonda electrónica, la presencia de geles silíceos isotrópicos, indicativos de una reacción árido - álcali, de cantidades moderadas o muy grandes de ettringita, índice de un fuerte ataque de sulfatos y, a veces, de *portlandita secundaria*. En alguno de estos casos el hormigón estaba hecho con cemento portland de bajo contenido de álcali. En otros casos, o bien el árido era de origen marítimo y sin lavar, o el hormigón se amasó con agua de mar, o estuvo en contacto con materiales aportadores de sulfatos alcalinos y de calcio. En todos estos casos hubo, pues, aportación externa de compuestos salinos alcalinos (sulfatos y/o cloruros).

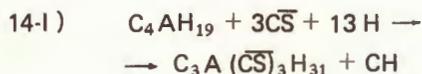
Los autores citados (5) tratan de explicar sus observaciones a base de la hipótesis de S. DIAMOND (6), de que el ataque árido - álcali se produce por la acción de un *hidróxido alcalino*, cuya presencia en la fase líquida de la pasta de cemento, como consecuencia de una reacción de los aluminatos hidratados con los iones SO_4^{2-} de los sulfatos solubles del clínker para formar ettringita, produce un aumento de la concentración de iones OH^- en el líquido de los poros de la pasta.

El esquema propuesto:





es decir:



supone la formación de portlandita secundaria (no procedente de la hidrólisis de los silicatos), simultánea con la de ettringita, así como el mantenimiento de una disolución saturada de hidróxido cálcico en equilibrio. Los autores (5) admiten la posibilidad de acciones análogas por sulfatos alcalinos externos, de acuerdo con los esquemas inmediatamente precedentes 13) y 14) o 14-1).

Sin embargo, los esquemas de los procesos 4 y 5); reunidos en 6), permiten apreciar mejor, en virtud de 9), el hecho de que el aumento de concentración del ion sulfato por disolución de un sulfato alcalino eleve la concentración de iones hidróxido hasta valores correspondientes a los de la presencia de un hidróxido alcalino en la fase líquida. Esto permite visualizar, mediante el esquema 8), la acción más directa de los sulfatos alcalinos, tanto del clínker como del exterior, así como la formación *real de un hidróxido alcalino* totalmente disociado, es decir, la formación de una fuerte alcalinidad cáustica en la disolución, con alta concentración de iones OH^- .

En cuanto a la formación de ettringita por acción de los sulfatos sobre los aluminatos hidratados de distinta basicidad, esquemas como el 11) y el 12) muestran la necesidad de cal, mientras que esquemas como el 2) o el 10) no muestran tal necesidad. El esquema 14), en cambio, no sólo no la muestra, sino que indica la formación de una portlandita secundaria.

PETTIFER Y NIXON (5) presentan la imagen por microscopía electrónica y los análisis cuantitativos de azufre, aluminio y calcio por microsonda electrónica, en tres puntos de un hormigón afectado por ataque de sulfatos y por reacción árido - álcalis. Al comparar los resultados hallados por los citados autores con los valores teóricos del contenido de dichos elementos en la composición de la ettringita (7,7% para S, 4,3% para Al y 19,3% para Ca), se pueden observar, en el promedio de los tres análisis contenidos de Al - y por lo tanto de alúmina - y de Ca - y por lo tanto de cal -, muy superiores a

los teóricos, así como un contenido de S - y por lo tanto de SO_3 - algo inferior (si bien en uno de los tres casos el valor hallado es prácticamente igual al teórico). Los autores señalan también que la morfología de la ettringita observada es poco usual, es decir, atípica.

Si se admite que los valores de S (SO_3) son aceptablemente próximos al teórico correspondiente a la ettringita, y que los de Al (Al_2O_3) y Ca (CAO) son más elevados, cabe pensar que junto al aluminato (alúmina) y al calcio (cal) de la ettringita la microsonda detecta y acusa los de otros compuestos que se forman estrechamente ligados con ella, al mismo tiempo y en el mismo proceso o en procesos distintos, simultáneos o sucesivos. Sobre todo, si el radio de acción de la microsonda es mayor que el espacio ocupado por el compuesto observado - en este caso la ettringita-, o si dicho compuesto y los adyacentes son lo suficientemente microcristalinos o submicrocristalinos, o sus agregados lo suficientemente pequeños, y si están lo bastante imbricados e interpuestos entre sí, como para que se dé una circunstancia análoga, con los mismos resultados.

La mayor cantidad de aluminio (alúmina) detectada se podrá explicar así por un proceso del tipo 2) o 10), con formación simultánea de ettringita y gibbsita, mientras que la mayor cantidad de calcio (cal) podría responder a un esquema del tipo 14) o 14-1), con formación simultánea de ettringita y portlandita secundaria.

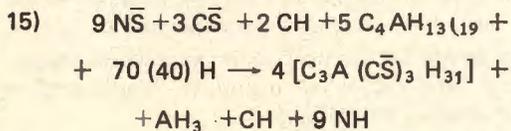
3. CONSIDERACIONES ADICIONALES

La formación de alcalinidad cáustica fuerte (hidróxido alcalino), responsable de posibles reacciones árido - álcalis por la acción de sulfatos y/o de cloruros alcalinos externos (agua de mar, por ejemplo) sobre la pasta hidratada del cemento portland podría responder, en cuanto a forma, a alguno de los esquemas 1), 2), 3), 10), 11) y 12), o a un conjunto o combinación de ellos.

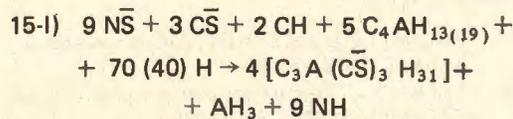
La formación de alúmina (gibbsita) junto con ettringita y geles isotrópicos producidos por una reacción árido - álcalis entre áridos reactivos e hidróxidos alcalinos originados por sulfatos alcalinos, podría responder, en cuanto a forma, a los esquemas 2) o 10).

La formación de cal (portlandita secundaria) junto con la ettringita y los geles isotrópicos mencionados podría responder, en cuanto a forma, al esquema 14-1), atribuible a una acción más específica de sulfato cálcico (yeso).

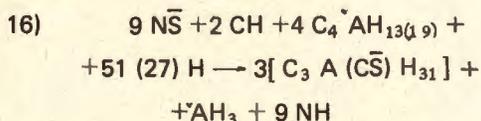
La formación compleja, simultánea o sucesiva, de hidróxidos alcalinos, ettringita, portlandita secundaria y gibbsita (y la correlativa de geles isotrópicos) con árido reactivos en el hormigón, podría tener lugar, en cuanto a forma, por una conjunción de los esquemas 10), 12) y 14-I), cuya "suma" - no ponderada - podría representarse así:



es decir:

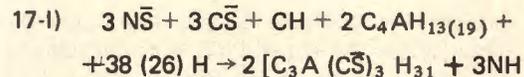
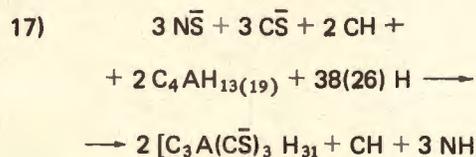


En el esquema 12) se consume más cal (portlandita) de la que se produce por vía secundaria en el esquema 14-I), lo cual se refleja también en los esquemas 15) y 15-I). Esto quiere decir que para la viabilidad del proceso 12) o para la realización simultánea de los procesos 12) y 14-I) y para la formación de portlandita secundaria según 14-I), es precisa la participación de una portlandita que hay que suponer primaria - procedente de la hidrólisis de los silicatos cálcicos - en el proceso 12). De no formarse portlandita secundaria - es decir, de no darse el proceso 14-I), los procesos 10) y 12) darían lugar formalmente al 16):



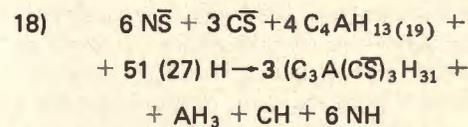
el cual requiere también la contribución de portlandita primaria.

De no formarse alúmina - es decir, de no darse el procesos 10) -, los procesos 12) y 14) o 14-I) darían lugar formalmente a los procesos 17) o 17-I), en cada caso:



También el esquema 17) consume más cal de la que se produce por vía secundaria en el esquema(14), lo que indica que para su viabilidad es precisa la participación de la portlandita primaria - como en el esquema 12) -.

De no darse el proceso 12) que requiere la participación de portlandita primaria, los procesos 10) y 14) darían lugar formalmente al 18):



en el cual - como en el 14) - se produce portlandita secundaria, además de gibbsita - como en el 10) -, sin participación de portlandita primaria. Este esquema responde en realidad al propuesto por PETTIFER y NIXON (5).

En resumen, el esquema 12) muestra la acción directa de los sulfatos alcalinos externos sobre los aluminatos hidratados, en presencia de cal (portlandita primaria), para dar ettringita e hidróxido alcalino.

El esquema 14) o el 14-I) por sí solos explicarían la formación de portlandita secundaria, pero no claramente la de un hidróxido alcalino y, por lo tanto, tampoco la posibilidad clara de una reacción árido - álcalis. Representan más bien de modo exclusivo un ataque por sulfato cálcico, con formación de ettringita y portlandita. Por lo tanto, es preciso admitir que, en caso de tener lugar, habría de ir acompañado de algún otro en el que se vea más clara la acción de los sulfatos alcalinos y la formación de hidróxidos alcalinos, como es el caso del esquema 12).

Los esquemas 15) y 15-I), 17) y 17-I) y 18) implican una acción conjunta de sulfato alcalino y sulfato cálcico, con intervención de cal (portlandita primaria) salvo en el 18), y con formación de hidróxido alcalino.

Por otra parte, los esquemas 15) y 15-I), 16) y 18) implican la formación de gibbsita y de hidróxido alcalino, y de ellos el 16) sin intervención de sulfato cálcico, pero con intervención de portlandita primaria.

Los esquemas 1), 6) y 8) indican el equilibrio entre el sulfato y el hidróxido cálcicos en

disolución saturada de ambos, regido por 9), por el cual un sulfato alcalino, al actuar sobre la portlandita, puede formar sulfato cálcico en la fase líquida de los poros de la pasta de cemento. Estos esquemas pueden explicar y justificar la presencia de sulfato cálcico (junto con sulfato alcalino) en los esquemas 14), 15), 15-I), 17), 17-I), y 18) y, en tal sentido, propiciar dicha presencia e, indirectamente, tales procesos. De cualquier modo se trataría de un problema complejo de solubilidades y concentraciones, en función de las condiciones en cada caso.

En consecuencia, como más verosíblemente representativos de los complicados procesos de un ataque al hormigón por sulfatos alcalinos, con formación de ettringita, de hidróxido alcalino, y circunstancialmente de gibbsita y de portlandita secundaria, se retienen los procesos 1), 6), 8), 12), 14) y 16).

Por implicar la partición de sulfato cálcico y ser el único que produce portlandita secundaria, y por no consumir portlandita primaria, el esquema 14) parece condicionado a los esquemas 1)- 6)- 8), previos o simultáneos, desplazados hacia la derecha, es decir, produciendo consumo de portlandita primaria, como ya se mencionó antes.

En definitiva, parece ser que en todo caso - y como señala S. CHATTERJI (7) citado por los autores (5) -, es indispensable la presencia y participación de hidróxido cálcico - portlandita primaria - para que en un hormigón con áridos reactivos se produzca simultáneamente ettringita, hidróxido alcalino generador de la reacción árido - álcalis - y por lo tanto de los geles isomorfos inherentes a la misma -, y (circunstancialmente) portlandita secundaria y gibbsita. En esto radica una de las varias razones ya expuestas para explicar el hecho, reconocido con toda generalidad (1) (2) (5) (7), de que los cementos puzolánicos contribuyen a inhibir la reacción árido - álcalis, eliminando o reduciendo los efectos perniciosos de la misma.

Otra razón aplicable a este caso, en que junto a la reacción árido - álcalis tiene lugar la formación de ettringita, es la influencia que las puzolanas de los cementos puzolánicos, y sobre todo las más ricas en sílice activa, precisamente, tiene en la formación, y más aún en la estabilidad, de dicho compuesto expansivo, en el sentido de que su hidrólisis aumenta al aumentar la relación puzolana/ettringita, más en agua destilada que en disolución saturada de sulfato cálcico,

y más en ésta que en disolución saturada de hidróxido cálcico, hechos que son conocidos desde antiguo y han sido expuestos y confirmados en repetidas ocasiones.

En cualquier caso, y como indican los autores PETTIFER y NIXON (5), sería preciso profundizar en los estudios experimentales para confirmar o rechazar algunos de los esquemas expuestos - o establecer otros -, y más concretamente para precisar las condiciones en las que se puede formar portlandita secundaria - esquema 14) o análogos -, o gibbsita - esquema 16) o análogos -, en cada caso.

REFERENCIAS

1. VERONELLI, D.J.E. Comunicaciones privadas a J. CALLEJA (1978 y 1979).
2. CALLEJA, J. Comunicaciones: privadas a D.J.E. VERONELLI (1978 y Enero 1980).
3. CALLEJA, "La reacción árido - álcalis. Disquisición acerca del texto de una conferencia dada sobre el tema por el Dr. Dante J.E. VERONELLI", *Cemento Hormigón*, 50 (542), 35-52 (Enero 1979)
4. CALLEJA, J. "Durabilidad". Principal Report, Tema 7-II 7° Congreso Internacional de Química del Cemento. París, Julio 1980.
5. PETTIFER, K. y NIXON, P.J. "Alkali - metal sulphate - A factor common to both aggregate reaction and sulphate attack on concrete". *Cement and Concrete Research*, 10173-181 (1980).
6. DIAMOND, S. Citado en Refs. 4 y 5. *Cement and Concrete Research*, 5 (4), 329-346 (1975).
7. CHATTERJI, S. Citado en Refs. 4 y 5. *Cement and Concrete Research*, 9, 185-188 (1979).

Cañones de aire comprimido para suprimir obstrucciones en silos y tolvas de materiales a granel.

Por Ing ALBERT RAPPEN

Reproducido de Cemento y Hormigón.

BIG BLASTER: Nuevo equipo para disgregar y fluidificar materiales crudos y cementos en silos y tolvas.

Las obstrucciones causadas por la formación en bóvedas, pegaduras laterales y chimeneas, son un suceso normal y corriente en tolvas y si-

los de almacenaje, tanto de material crudo como de cemento acabado (Fig. 1).

Los "cañones de aire" constituyen un nuevo sistema para la solución de dichos problemas por medio de la descarga de ráfagas de aire comprimido. El mecanismo lo mismo puede montarse en silos ya existentes, como emplearse para facilitar la descarga de silos nuevos. Puede,

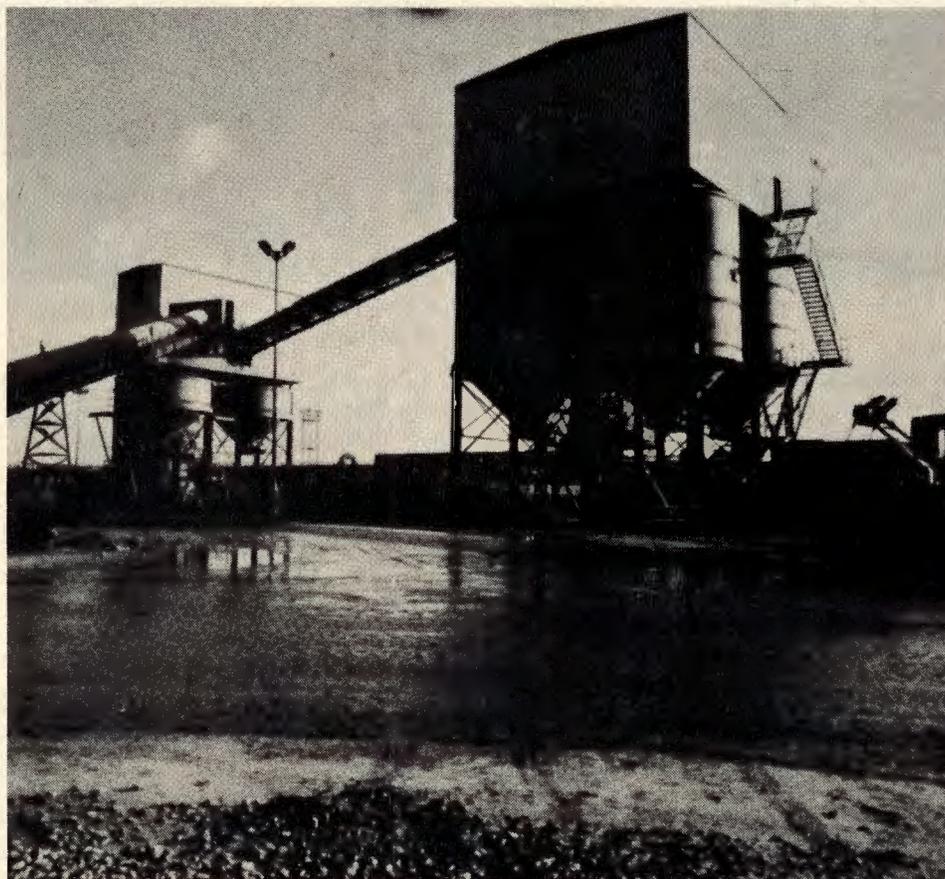


Figura 1.

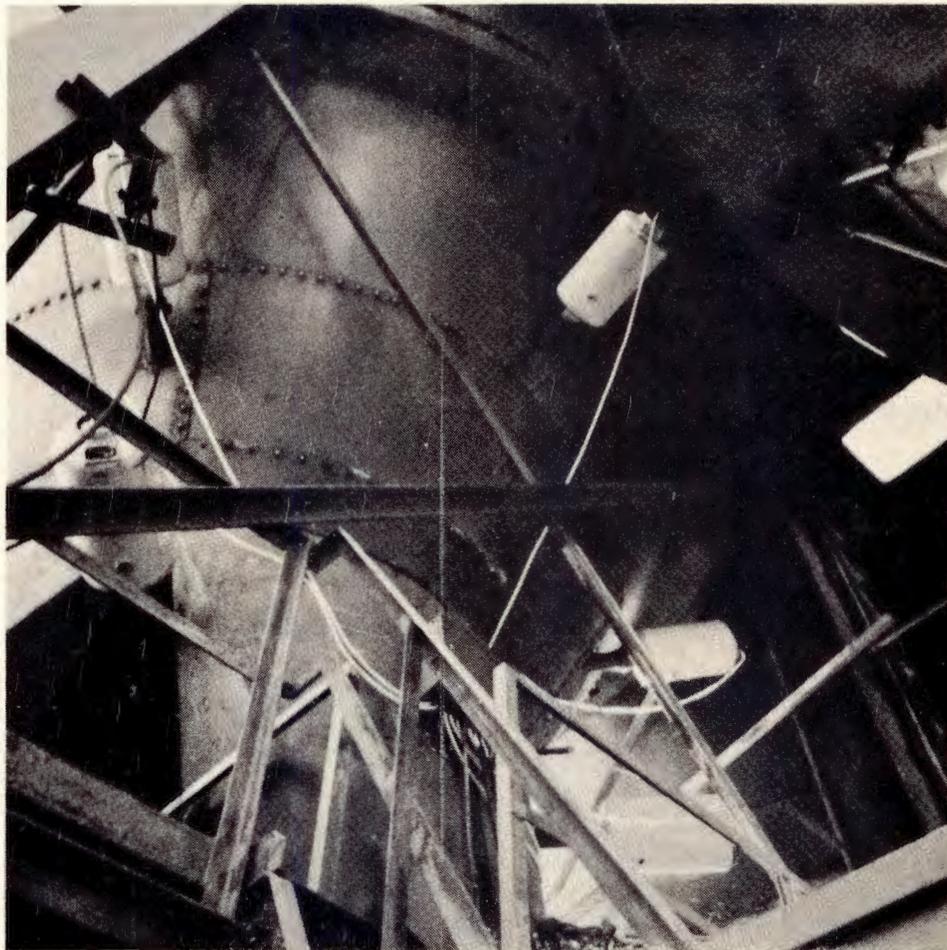


Figura 2.- Instalación de cañones de aire automáticos en una acería, con objeto de desobturar las salidas de los silos de escorias.

asimismo, conducir a una reducción de precio en un proyecto de silo.

En una fracción de segundo el "cañón de aire" descarga una acumulación de aire comprimido por medio de anchos tubos que se cruzan transversalmente en los puntos críticos de los silos donde suelen formarse obstrucciones de los materiales a granel que se contienen. Una tan repentina libertación de energía sobrepasará el rozamiento estático; la ráfaga de aire obliga al material obstruido a fluir hacia la descarga normalmente con un mínimo resbalamiento (Figura 2)

Por regla general, los silos están cerrados por encima y las tolvas suelen estar abiertas, pero ambos tienen la descarga por el fondo, por ello el cañón de aire conviene para ambos tipos de recipientes. En los párrafos siguientes nos referiremos especialmente a los silos.

Hace algunos años, un fabricante de vibradores para la descarga de los silos desarrolló un ca-

ñón de aire, al cual lo denominó "Big Blaster". Este cañón de aire es una alternativa muy atractiva frente a muchos otros auxiliares de la descarga y casi siempre es la única solución racional para proporcionar una descarga eficaz de los silos. Un buen número de instalaciones comprueba su utilidad, habiéndose aplicado, con singular éxito, a la industria del cemento.

Disposición y funcionamiento

El aire comprimido procede de un grupo que lo suministra a una presión de 5 a 10 barías (atmosféricas en el sistema C.G.S.), pasando por una unidad de servicio y una válvula de control direccional 2/3 a una válvula rápida de aire integrada al cañón de aire y situada en la recámara de un pistón.

El aire entrante empuja el pistón hacia adelante y cierra su salida. Entonces penetra en la

cámara del pistón a través de pequeñas aberturas que la comunica con un reservorio que rodea a dicha cámara. Debido a la presión ejercida, la tobera de soplado permanece cerrada hasta que la válvula rápida de aire se abre repentinamente y la presión sobre la parte anular supera a la presión de cierre. Entonces, libertado el pistón, actúa súbitamente y por completo sobre su superficie la presión acumulada, empujándolo hacia atrás con extrema rigidez, dando lugar a una brusca descarga del aire comprimido

Medida la duración de la descarga, resultó ser de unos 15 milisegundos. El cañón de aire com-

primido, en realidad, consiste, pues, en un recipiente de aire a presión provisto de una válvula rápida de aire. Actualmente se suministra en tres tamaños diferentes.

La descarga de aire, actuando con toda la presión acumulada en el recipiente, es tan repentina que, al chocar contra el material, anula el apelmazado debido a la porosidad de los sólidos a granel (Figura 3). El aire se proyecta por medio de unas toberas con 50 mm de diámetro en los cañones pequeños y de 100 mm en los grandes.

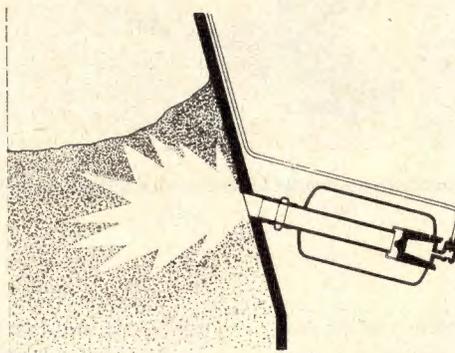


Figura 3.- Inyección al interior de una tolva del aire acumulado por el cañón.

Con toberas de 19,6 cm² a 78,5 cm², respectivamente, y aire a una presión de 10 barías, resulta una fuerza efectiva de 196 ó 785 kp, a un flujo constante de aire. Las paredes de los silos y los montajes que sujetan las toberas a las pare-

des del silo deben proyectarse de modo que puedan absorber la fuerza de retroceso con un cierto margen de seguridad. La fuerza de la onda de choque durante los primeros milisegundos se puede ver en la Tabla I.

Tabla 1.— Fuerza en Mp de la onda de choque del aire inyectado durante el primer milisegundo para tres tamaños de cañones de aire y tres gamas de presiones de aire.

Presión	Tamaño I	Tamaño II	Tamaño III
6 barías	2,3 Mp	6,1 Mp	7,1 Mp
8 barías	3,1 Mp	8,4 Mp	9,7 Mp
10 barías	4,0 Mp	10,7 Mp	12,3 Mp

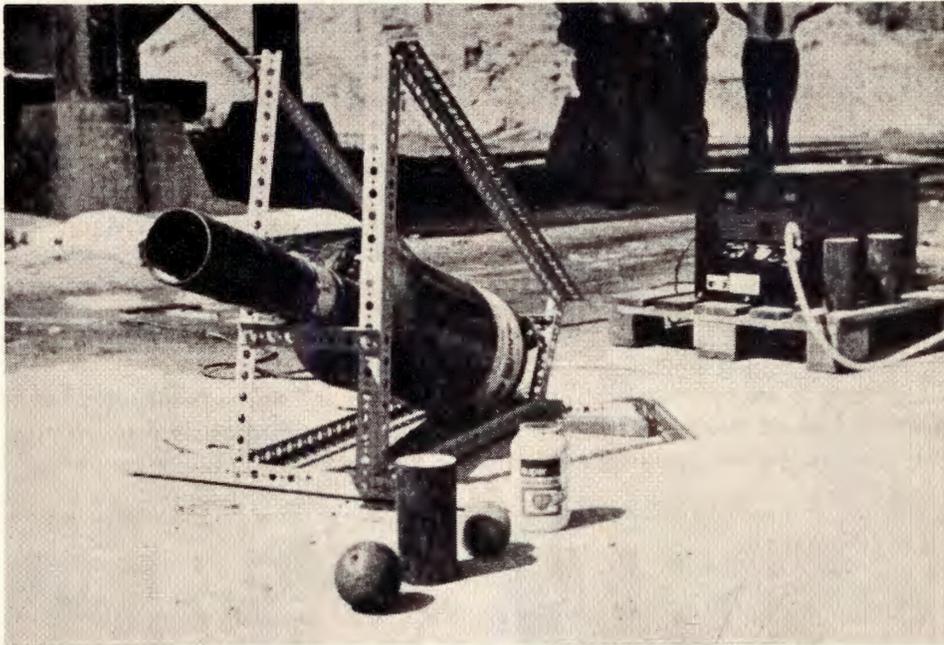


Figura 4.- Este cañon de aire comprimido puede disparar a unos 500 m una piedra con 2,5 Kg. de peso.

La fuerza estática de rozamiento entre las partículas del material y las paredes del silo puede ser considerablemente mayor que las de resbalamiento que mueven el material a granel. La descarga libre del material es el resultado, en la mayoría de los casos, del primer impulso del aire. Este supera al rozamiento estático y la resistencia al deslizamiento es vencida por la gravedad. Por otra parte, y a diferencia de otros procedimientos que también emplean el aire, el cañón de aire empuja el material en la dirección conveniente para su descarga y, al propio tiempo, la descarga de aire no es tan sólo efectiva debido a la presión y a las dimensiones de la sección transversal, sino también por el trabajo realizado por el flujo de aire que le sigue. Así, un cañón de aire de gran tamaño, con la misma sección transversal que un cañón de aire mediano, realiza tres veces más trabajo, por lo menos. El cañón grande es usado, generalmente, en casos de gran fuerza de agarre o de trabazón, posiblemente combinada con una baja densidad aparente (p.e. el caso de virutas de maderas), que exigen un trabajo de transporte incrementado. También se aplica cuando haya que remover grandes conos de material, por ejemplo, para tolvas con descarga cónica o con conos de poca inclinación en los cuales el material debe ser re-

movido de esquinas a cierta distancia de las bocas de descarga. Además, cuando en el caso de las toberas de soplado se dé una cierta caída de presión, puede ésta compensarse por un mayor volumen de aire de descarga.

Luego, si bien la descarga de aire producida por un cañón de tipo medio puede arrojar una piedra con 2,5 Kg. de peso a una distancia de unos 500 m. (Figura 4), la energía acumulada para realizar dicho trabajo es relativamente pequeña, según se puede ver en la tabla siguiente:

Energía acumulada a 10 barías

Tamaño 1	aprox. 50 kcal
Tamaño 2	aprox. 200 Kcal
Tamaño 3	aprox. 600 Kcal

Para que la descarga pueda ayudarse efectivamente, conviene que siempre exista un espacio vacío por donde pueda moverse el material desagregado. Como se sabe, existen diversos tipos de atascos (Figura 5) y lo antedicho se aplica a los atascos de los tipos **bóveda** y **chimenea**. Si el atasco afecta a un silo completamente lleno, el cañón de aire no debe dispararse a no ser que sea absolutamente necesario y desde que hayan

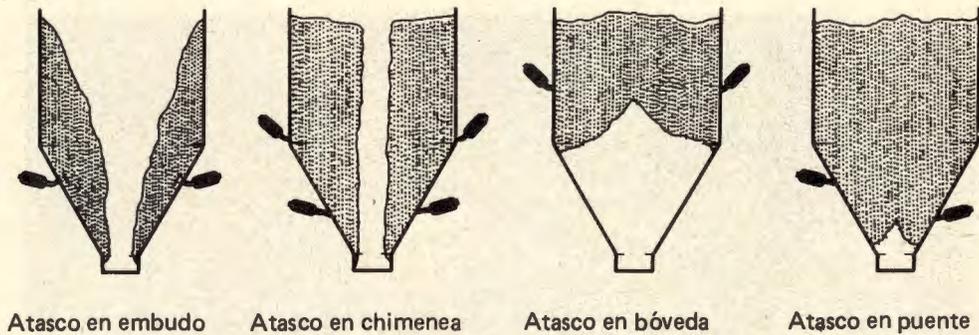


Figura 5.- Formas de atasco posibles para las tolvas de materiales a granel.

resultado ineficaces todos los esfuerzos realizados con otros procedimientos, ya que el aire forma un canal propio para su escape hacia arriba.

Si no existe un espacio vacío en la parte inferior se recomienda el empleo de otros cañones de aire adicionales a fin de crearlo, o

bien puede desobstruirse la parte más baja acudiendo a métodos rutinarios. Entonces ya puede ser efectiva la labor de los cañones de aire comprimido instalados más arriba. Con la pequeña cantidad de energía acumulada por el aire ya no hay peligro de aglomeración, lo cual, muchas veces, ocurre con el uso de vibradores.

Instalación y dimensionamiento de los cañones de aire

Existen diversas posibilidades de instalación de acuerdo con la variedad de materiales y de silos. Un posterior criterio se puede formular según el modo propuesto para el funcionamiento del silo. No obstante, deben tomarse en cuenta varios principios generales que se han establecido.

- 1) La tobera debe apuntar siempre en la dirección que se supone deberá moverse el material.

Excepción: aireación de tolvas.

- 2) La punta de la tobera debe interferir lo menos posible el flujo del material dentro del silo.
- 3) Las aberturas para las toberas deben realizarse en las proximidades de los sitios donde suelen darse los mayores atascos, p.e., en las esquinas, lomerías, badenes o planos formando ángulo con dos inclinaciones.
- 4) Las toberas deben abrirse siempre cuando las pegaduras de material sean delgadas y cuando existan elevadas presiones internas.
- 5) Los conductos de las toberas deben ser tan cortos como sea posible: a 10 barías, las longitudes máximas deben ser:

Tamaño I = 1,5 m; tamaño II = 3 m; tamaño III = 9 m.

Radio de acción efectivo de los cañones de aire

Es impresionante que pueda demostrarse el efecto de las descargas forzadas de aire a una presión de 10 barías. Si un cañón del tamaño II se cubre con un montón de arena de 3 m de altura, al dispararlo, la ráfaga de aire levanta la arena como si de un volcán se tratase (Figura 6) después de varias explosiones, se observa la dispersión del material que cubra al cañón de aire. He aquí los radios de acción aproximados a partir de la posición de la tobera:

Tamaño I	0,5-1,(5) m
Tamaño II	2- (5) m
Tamaño III	4- (6) m

También aquí hay excepciones. En casos raros, el disparo puede dar lugar a la formación de un gran hueco dentro de la masa de material a granel. Un único cañón de aire, no obstante, puede desagregar no tan sólo el material que se había pegado en una esquina o a lo largo de una pared, sino que puede desagregar, de una vez, la totalidad de un silo. Análogamente, un resonador de sonido puede, bajo condiciones especiales, provocar el colapso de todas las barreras de material.



Figura 6.- La arena de un montón, recubriendo el cañon de aire, es proyectada como si fuera un volcán por la descarga de aire comprimido.

Empleando un difusor de aire, entrando éste axialmente en el silo y soplando hacia afuera, en vez de penetrar al fondo del silo, el aire ejerce un gran efecto de limpieza de las paredes y se obtiene una mejor dispersión. Como que el orificio de escape está provisto de una tapa, sujeta por un resorte, debe cerrarse automáticamente siempre que la presión de salida quede por debajo de un determinado límite. El material no tiene fuerza para seguir esta vía y entonces queda bloqueado el orificio de salida. El difusor tan sólo se emplea si el material agarrado a la pared del silo es relativamente delgado, lo contrario daría lugar a que un chorro de aire concentrado tan sólo sirviera para formar un gran hueco en vez de desagregar una gran parte de la barrera.

Los cañones de aire deben instalarse uno cerca del otro, alrededor del cono de descarga del silo y con intervalos de distancia en función del tamaño de los silos.

Coordinación del tamaño de los cañones con el tamaño de los silos

La práctica nos enseña que el tamaño de los cañones de aire que se pueden emplear con éxito en los silos está ligado a unas dimensiones de los silos, tomadas según su sección transversal

máxima o en la parte más ancha del cono de salida.

Tamaño I	1 a 3 m
Tamaño II	3 a 6 m
Tamaño III	más de 6 m

Estos límites son válidos desde que se cumplan las condiciones siguientes:

- 1) El material a granel puede ponerse en movimiento con facilidad.
- 2) La superficie lateral del cono de descarga es bastante inclinada.
- 3) El silo está revestido.

Los límites pueden reducirse si:

- 1) La tobera es demasiado larga.
- 2) El material tiene tendencia a engancharse, como es el caso de las virutas de maderas.
- 3) El material es muy incrustante o está endurecido.
- 4) Se emplea un difusor.

Como sea que la mayor densidad del material se da en el punto de encuentro de la parte cónica con la cilíndrica del silo, los cañones de aire suelen instalarse en este plano y especialmente en los ángulos si los hay. Si al llenar el silo el impacto de la caída del material es causa

de la compactación del que ya llenó la parte inferior del cono, pueden los cañones de aire entrar en acción pero sólo cuando se haya llenado por encima de su emplazamiento. Es muy posible que el material situado más encima también corra después del disparo, pero algunas porciones quedan rezagadas, generalmente en poca cantidad, de modo que se las puede dejar estar o remover mediante cañones de aire adicionales.

Las toberas de los cañones de aire se instalan a diversos niveles a partir de la boca de descarga del silo (Figura 7), manteniendo entre sí intervalos de distancia comprendidos entre los límites siguientes:

Tamaño I	de 1 a 2 m
Tamaño II	de 2 a 4 m
Tamaño III	de 3 a 6 m

Para formarse idea del número de cañones que se deben instalar en cada nivel (N_e), siendo U_e el perímetro calculado en el nivel de referencia deben aplicarse las fórmulas siguientes:

$$\text{Tamaño I} \quad N_e \text{ I} = \frac{U_e}{2}$$

$$\text{Tamaño II} \quad N_e \text{ II} = \frac{U_e}{3,5}$$

$$\text{Tamaño III} \quad N_e \text{ III} = \frac{U_e}{5}$$

En la Tabla II se dan más datos complementarios.

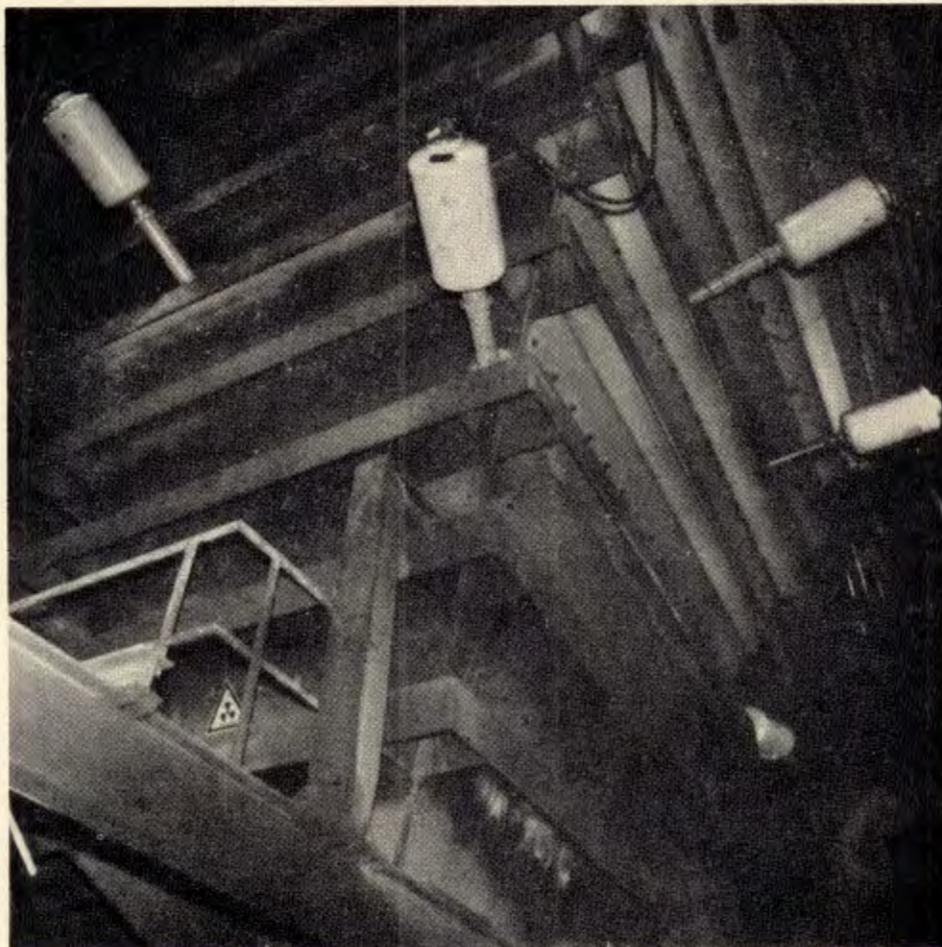


Figura 7.- Los cañones de aire comprimido se instalan sobre la tolva de descarga, según intervalos calculados en función de las dimensiones del silo y de la naturaleza del material que en él se contiene.

TABLA II.

Diámetro En	SECCION CIRCULAR				SECCION CUADRADA				
	Número de cañones de aire	Tamaño	DISPOSICION		Lado m	Número de cañones de aire	Tamaño	DISPOSICION	
1	2	I	Zona de paso (1)	180° desplazamiento	1	1-2	I	Zona de paso-diagonal	
2	3	I	"	120° "	2	2-4	I	"	"
3	4	I	"	90° "	3	4	I-II	"	"
4	3-4	II	"	120°-90° "	4	4	II	"	"
5	4-5	II	"	90°-72° "	5	4	II	"	"
6	5-6	II	"	72°-60° "	6	4	III	"	"
7	4-5	III	"	90°-72° "	7	4	III	"	"
8	3	I	1 m alto	120° "	8	4	I	1 m alto-diagonal	
	5-6	III	Zona de paso	72°-60° "		4	III	Zona de paso-diagonal	
9	3	II	1,5 m alto	120° "	9	4	II	2 m alto-diagonal	
	6	III	Zona de paso	60° "		4	III	Zona de paso-diagonal	
10	3	II	2 m alto	120° "	10	4	II	2 m alto-diagonal	
	6	III	Zona de paso	60° "		6-8	III	Zona de paso en diagonal y en la mitad de las aristas.	

(1) Zona de paso o de transición, entendiéndose por tal el plano de encuentro de las partes cilíndrica y cónica de un silo.

Para la elección del tipo de equipo hay que tener en cuenta los puntos siguientes:

- 1) Tipo y condición del material
- 2) Forma geométrica del silo y de las bocas de descarga
- 3) Superficie interior del silo
- 4) Deseos particulares de optimizar el coste del silo y sus efectos.

Silos de fondo horizontal o conos con pendientes muy suave

La Tabla II también se aplica a silos con conos de descarga de poca pendiente ($< 45^\circ$) o con fondo horizontal. En este caso, si se adopta el número justo de cañones de aire que corresponde a un diámetro de 1 a 2 m es, con frecuencia, posible que el material acumulado en zonas generalmente muertas sea removido e incorporado al flujo de salida.

Normalmente, al disponer la instalación de cañones de aire comprimido, se toma el ángulo de reposo que resulta de la salida del material como ángulo del cono de salida. Entonces el ángulo de tiro del cañón de aire se dirigirá directamente al plano de separación del cono y del material a despejar.

Formación de puentes

Cuando el impulso del aire al expansionarse no consigue disgregar el material cerca de la bóveda se llega a la enojosa formación de un puente (Figura 5). Para combatir este percance se da la siguiente regla:

Si la distancia entre la tobera del cañón y el puente incrustante es de una a una y media veces el vano "S" del puente, en general se forman a cierta altura compactaciones de material que permiten el empleo de varios cañones para derribarlas. Los cañones se sitúan en espiral y a distancias próximas a los 120° y con una diferencia de alturas de "S" m. Si el puente es el resultado de la formación previa de una chimenea en la cual el material se ha endurecido debido a cambios químicos, eflorescencias, etc., las hileras de cañones, con frecuencia, deben extenderse hasta el punto de encuentro del cono con la parte cilíndrica del silo.

Aireación

Muchos materiales a granel pueden fluir libremente mediante una aireación continua o intermitente. Tanto si el aire se introduce en el

silo mediante el uso de ladrillos porosos, como si se usan mangas o inyectoros de aireación, o entradas normales de aire, en cualquier caso se necesita una cierta cantidad de aire comprimido forma de energía que no es precisamente barata

He aquí un ejemplo: Supongamos que por un orificio de 4 mm de diámetro fluyen 1.100 l/min de aire a 8 barías de presión, lo cual exige 8,8 kw de energía. Si la aireación tan sólo se interrumpe de 5 a 10 minutos por hora, tendremos por día 20 horas de funcionamiento, equivalentes a un consumo de casi 180 kWh, lo que - al precio de 0,10 DM/kWh, o 4 pesetas/kWh - supone un coste diario de 18,00 DM.

Para la aireación también pueden emplearse los cañones de aire comprimido. En la mayor parte de los casos es suficiente el tamaño I. Los cañones se deben disparar varias veces por día. Suponiendo que un cañón dispare una sola vez por hora, empleando aire comprimido a 8 barías el coste de la energía consumida es de 0,024 DM (1 peseta) por día.

En varias revistas técnicas se han publicado algunos artículos sobre la aplicación práctica de los cañones de aire comprimido, dándose algunos ejemplos de casos particulares para diversos materiales a granel.

ALGUNAS APLICACIONES PRACTICAS

Tolvas de materias primas

En una tolva de caliza de 9 m, a menudo, por sugestión del personal defabricación, se recurría al empleo de explosivos para la fragmentación del material. Cuando la estructura de hormigón ya presentaba señales de agrietamiento se instalaron cañones de aire. Dos tolvas para caliza y una tolva para yeso se equiparon con 10 Big Blaster III y 3 Big Blaster II, cada una.

Puestas de nuevo en servicio, las tolvas han funcionado bien sin que se aprecien en ellas señales de nuevas grietas.

Desde luego, siempre es posible instalar cañones de aire comprimido en las tolvas. El único problema reside en determinar el tamaño y el número de ellos.

Silos de cemento

Una instalación corriente de Big Blaster en los silos de cemento sería siempre bastante dis-

pendiosa debido al gran número de unidades necesarias en vista del gran tamaño de los silos.

Nuestra experiencia en silos de cemento nos dice que ellos pueden marchar bien y sin problemas con una instalación de fluidificación neumática según se describe.

El equipo más general es el siguiente: Algunos inyectores ocupan posiciones de cierre en las descargas del silo a fin de preservar del todo un posible derrame. Un círculo de cañones en la mitad del radio y la mayor cantidad está en la superficie lateral del silo. Todas las unidades están conectadas a un cuadro eléctrico de mandos desde el interior al exterior, en diferentes grupos. Las internas deben ser disparadas más a menudo, por ser mayor la cantidad de material que fluye por el interior.

Tolvas basculantes y reservorios de materiales

Las tolvas de descarga también pueden recibir sopladores en la entrada y en los bordes de los lados inclinados. Con mucha frecuencia la línea de soplantes de la entrada se extiende 2 ó 3 metros hasta alcanzar un lugar donde pueda ser montado un recipiente de presión.

Los reservorios de materiales poseen canaletas de acero o de hormigón, con aberturas para dar salida al material que se trasladará a la

cinta transportadora. Los cañones de aire comprimido se disponen interiormente debajo de la tapa, con la línea de sopladores extendiéndose hasta alcanzar un punto a 2-3 m fuera de la abertura, donde dobla a 90° el disparo en dirección a la abertura de extracción.

Pegaduras del horno

Tubos de acero refractario de 4 pulgadas, resistentes a elevadas temperaturas, atraviesan la chapa del horno y el revestimiento de ladrillos refractarios; en el exterior y a una distancia de por lo menos 800 mm de la chapa se montan los cañones de aire comprimido Big Blaster, siendo generalmente necesarias de 6 a 8 unidades del tamaño II. El control de los disparos se efectúa automáticamente y con una cierta secuencia de tiempo.

También puede convenir la instalación de cañones Big Blaster en los ciclones y otras partes calientes del sistema donde se puedan producir pegaduras.

En resumen, los cañones de aire comprimido Big Blaster tienen un amplio campo de aplicación en la industria del cemento y pueden contribuir a una mejor solución de algunos problemas que ésta tiene planteados.

Licuefacción de suelos

Caracterización del fenómeno y métodos de predicción

Por :Dr. Ing. Rafael Blázquez Martínez

Parte A

Caracterización del fenómeno

El fenómeno de la licuefacción de suelos saturados sin cohesión ha sido ampliamente estudiado en Dinámica de Suelos durante los últimos veinte años. Si bien los primeros estudios fueron puramente experimentales - a fin de comprender mejor las causas determinantes de la licuefacción - últimamente se ha orientado la investigación hacia la elaboración de modelos numéricos, para predecir el comportamiento in situ de obras de tierra en ambientes sísmicos.

Paralelamente se ha registrado un avance considerable en la recopilación de información de campo y en el desarrollo de ensayos de laboratorios a gran escala, que han permitido contrastar las hipótesis de partida de dichos modelos. En este artículo se presenta la dinámica histórica del concepto de licuefacción, a nivel de los factores que intervienen en el fenómeno, relegándose la descripción de las técnicas de predicción a una publicación posterior.

1 - INTRODUCCION

De manera general el Comité de Dinámica de Suelos de la American Society of Civil Engineers (1978) ha definido la licuefacción como el proceso de transformación de una sustancia en un líquido. Para un medio pulverulento saturado esta transformación tiene lugar por aumento de la presión intersticial de la fase líquida, ya sea como resultado de una carga monótona estática, un impulso, o una carga dinámica alternada.

El estudio sistemático de la licuefacción de suelos ha recibido gran atención: el campo de la Ingeniería Sísmica por espacio de las dos últimas décadas, debido a los catastróficos terremotos ocurridos durante ese tiempo en diversas partes del mundo (Chile, 1960; Niigata, 1964,

Alaska, 1964; Caracas, 1967; Managua, 1972; Guatemala, 1976; Montenegro, 1979; etc.), en muchos de los cuales hubo licuefacción. No obstante, numerosas ambigüedades en la definición del vocablo "licuefacción", y un frecuente confusiónismo entre el fenómeno en sí y sus consecuencias, han motivado una indeseable falta de comunicación entre los especialistas en la materia.

La exposición que se hace, pretende dar una visión resumida, forzosamente incompleta, del estado actual de los conocimientos sobre la licuefacción, aplicados fundamentalmente al caso específico de terrenos horizontales sin estructuras cimentadas sobre ellos (campo libre). Este

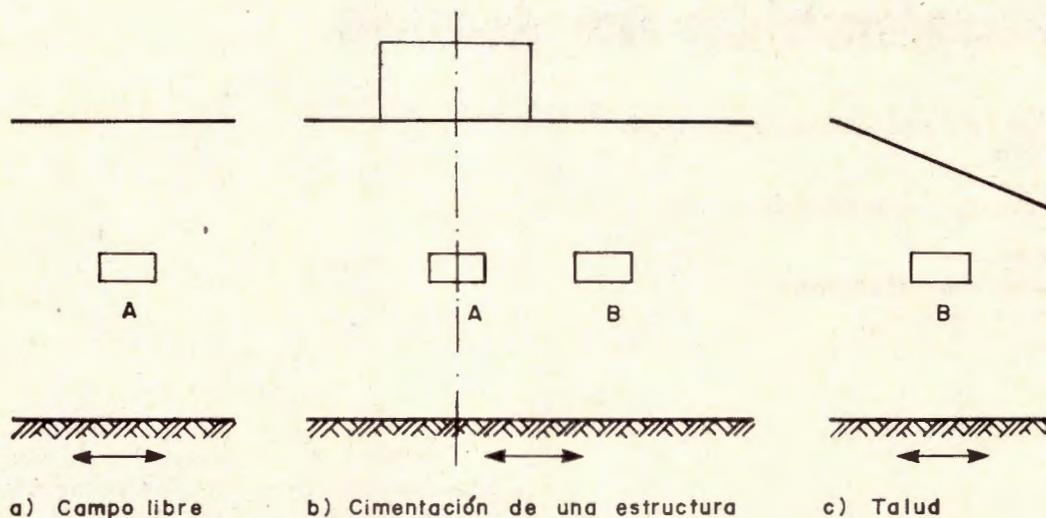


Fig. 1.- Estado tensional de elementos de suelo in situ en distintas condiciones de carga cíclica horizontal.

caso es el más sencillo de cuantos pueden presentarse - ya que es susceptible de ser analizado unidimensionalmente - pero también es el más crítico, pues en todos los demás casos (taludes, cimentaciones de edificios, etc.) aparecen tensiones iniciales de corte (Figura 1) que tienen en general un efecto estabilizador y tienden a disminuir la velocidad de generación de las presiones intersticiales.

El trabajo se divide en dos partes. En esta primera parte (A) se procede a describir el fenómeno y analizar los factores que lo determinan, para terminar dando una serie de criterios útiles a nivel de diseño. En la segunda parte (B) se expondrán los métodos de que dispone el ingeniero para predecir cuantitativamente la licuefacción de depósitos de suelo.

2 - TIPOS DE LICUEFACCIÓN Y SUS CAUSAS

El concepto de licuefacción ha sido, y es to-

avía, uno de los más controvertidos en Mecánica de Suelos, como lo prueba su evolución histórica. El primer paso para entender fenómenos fue dado por TERZAGHI (1956), al introducir el concepto de "estructura metaestable del suelo" para explicar la mecánica del colapso de determinados taludes submarinos de origen eólico (Figura 2). La estructura metaestable se alcanza al sedimentarse partículas finas de suelo no cohesivo sobre una estructura preexistente con un alto índice de huecos. El momento resistente, M_C (independiente del tamaño del grano), producido por adhesión al establecer el primer contacto de la partícula con el sedimento, impide que aquella ruede o se deslice hacia una posición estable, como requeriría el momento de vuelco, $M_Q = Q.d$ (que decrece con la cuarta potencia del tamaño del grano). Por consiguiente, en sedimentos de partículas muy finas, la probabilidad de que las partículas adopten posiciones estables una vez depositadas es muy pequeña y un pequeño movimiento es suficiente

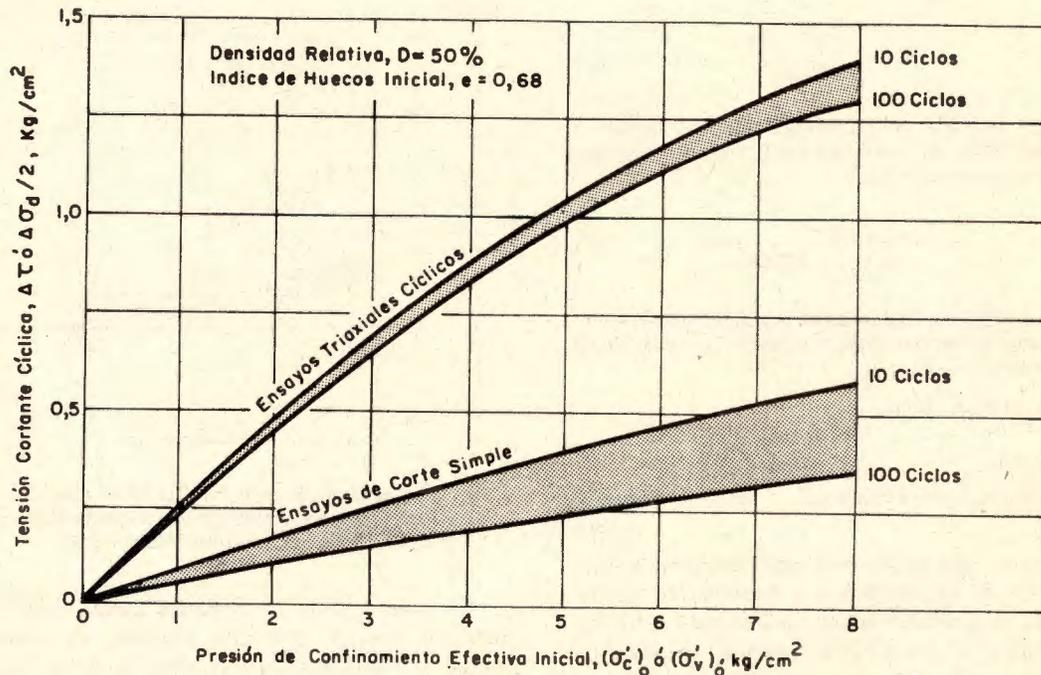


Fig. 13.- Comparación entre el ensayo de corte simple y el ensayo triaxial cíclico en licuefacción (PEACOCK y SEED, 1968).

- Granulometría.
- Densidad relativa inicial.
- Precisión de confinamiento efectiva al comenzar el ensayo.
- Magnitud de la tensión o deformación cíclica aplicada.
- Número de ciclos.
- Estructura del suelo.
- Historia de deformaciones.
- Razón de sobreconsolidación.
- Secuencia de carga.
- Permeabilidad del material.

El análisis granulométrico es insuficiente para caracterizar el potencial de licuefacción de un suelo. Si bien existen indicios de que la susceptibilidad a licuefacción de la arena puede aumentar al disminuir el tamaño y el coeficiente de uniformidad de los granos (LEE y FITTON, 1968; KISHIDA, 1969; PRAKASH y GUPTA, 1970), no existe ninguna prueba concluyente sobre este punto. Antes bien, WONG et al. (1975) han obtenido —en contra de lo esperado— que la arena bien graduada, con mayor tendencia a la densificación, tiene

una resistencia cíclica menor que la arena de granulometría cerrada. Más aún, ANNAKI (1975) ha comprobado que arenas ensayadas con igual granulometría y compactadas por idéntico método al mismo valor de la densidad relativa dan lugar a valores de R con dispersiones de hasta el 20 por ciento sobre la media. Este hecho constituye una llamada de atención sobre el peligro que supone usar indiscriminadamente clasificaciones empíricas puramente granulométricas de terrenos licuados insuficientemente contrastadas por la práctica (Figura 14).

La densidad relativa, D_r , el parámetro fundamental en la determinación del potencial de licuefacción de un suelo arenoso. A medida que disminuye D_r la posibilidad de licuefacción del suelo aumenta (Figura 15) y la tensión cíclica necesaria para producir la licuefacción en un número dado de ciclos crece cuasi-linealmente con la densidad relativa inicial y/o la presión de confinamiento. Este último factor se elimina expresando los resultados de los ensayos de licuefacción por medio del parámetro R , antes definido (Ecuaciones (2) y (3)).

$$R = \frac{\Delta\sigma_d}{2(\sigma'_c)_o} \quad (2)$$

($\Delta\sigma_d$ = desviador cíclico aplicado; $(\sigma'_c)_o$ = tensión efectiva inicial del confinamiento), mientras que para ensayos de corte simple:

$$R = \frac{2\Delta\tau}{(\sigma'_v)_o + K_o(\sigma'_v)_o} \quad (3)$$

($\Delta\tau$ = tensión cortante aplicada; $(\sigma'_v)_o$ = tensión vertical efectiva al comenzar el ensayo; K_o = coeficiente de empuje al reposo).

De (2) y (3) se deduce:

$$\left[\frac{\Delta\tau}{(\sigma'_v)_o} \right]_{\text{corte simple}} \frac{1+K_o}{2} \left[\frac{\Delta\sigma_d}{2(\sigma'_c)_o} \right]_{\text{triaxial}} \quad (4)$$

expresión que es de suma importancia en la estimación de la resistencia a licuefacción de un suelo, ya que sirve de puente de unión entre los resultados de los distintos ensayos de laboratorio y la resistencia a la licuefacción del terreno in situ. En efecto, apoyándose en los estudios de licuefacción en modelo reducido ya comentados (ensayos a gran escala), es posible valorar la incidencia en el proyecto de factores tales como la existencia de estados de corte simple multidireccional. En estos casos investigaciones llevadas a cabo por PYKE et al. (1975), y SEED, PYKE y MARTIN (1975) han demostrado que las presiones intersticiales crecen a un ritmo mayor que en el caso unidireccional, verificándose la relación:

$$\left[\frac{\Delta\tau}{(\sigma'_v)_o} \right]_{\text{licuef. in situ}} \approx 0,9 \left[\frac{\Delta\tau}{(\sigma'_v)_o} \right]_{\text{ens. corte simple}} \approx C_r \left[\frac{\Delta\sigma_d}{2(\sigma'_c)_o} \right]_{\text{licuef. ensayo triax.}} \quad (5)$$

donde los valores de C_r vienen dados en la Figura 12. Usando estos valores puede comprobarse que existe una equivalencia aceptable entre los resultados del ensayo triaxial y el ensayo de corte simple, divergentes en principio (Figura 13). La misma correlación parece existir entre los ensayos triaxiales y los ensayos de corte simple a gran escala; el valor de C_r crece con el coeficiente de empuje al reposo de la arena en ambos casos, como se deduce de las Ecuaciones (2), (3) y (4).

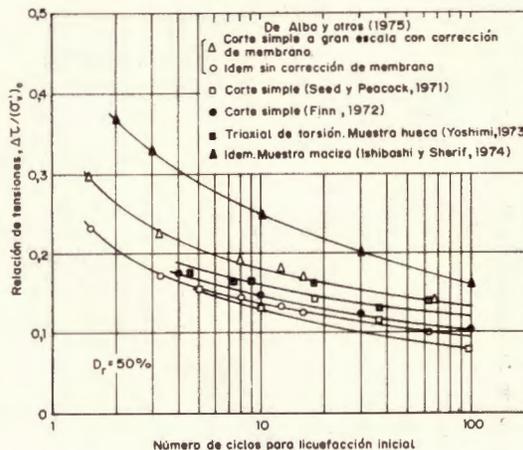


Fig. 11.- Comparación entre ensayos de licuefacción en aparatos de corte simple a gran y pequeña escala y ensayos de corte a torsión (SEED, 1976).

En base a todo lo expuesto puede decirse que los ensayos triaxiales cíclicos, de corte simple y triaxiales a torsión constituyen una herramienta idónea para determinar el potencial de licuefacción de un depósito de suelo, si bien los resultados obtenidos deben corregirse a fin de poder correlacionar dichos ensayos con las condiciones de campo.

Por otra parte, de diversos estudios experimentales se ha deducido que los factores que determinan la resistencia a licuefacción del suelo son los mismos con independencia del tipo de ensayo utilizado, siendo su influencia cualitativamente similar en los distintos ensayos. Estos factores son (PEACOCK y SEED, 1968; SEED, 1976):

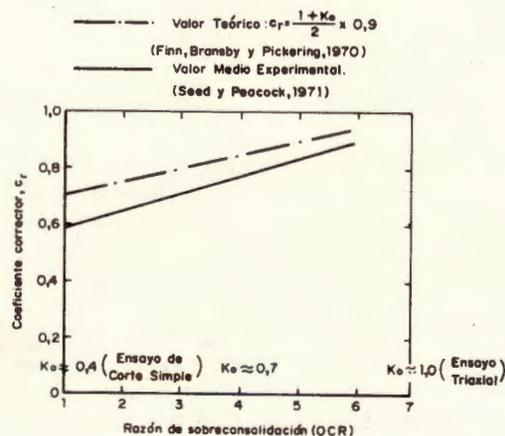
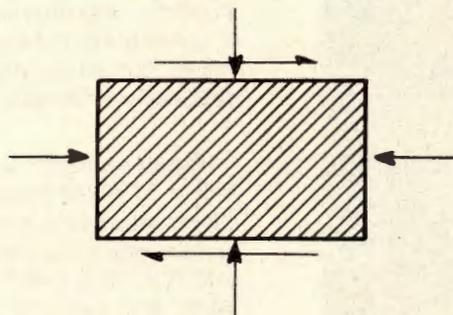


Fig. 12.- Coeficiente corrector para ensayos triaxiales

TABLA I
ANALISIS COMPARATIVO DE LOS ENSAYOS DE LICUEFACCION CONVENCIONALES

	VENTAJAS	INCONVENIENTES
Triaxial cíclico	<p>Control preciso de las condiciones del ensayo.</p> <p>Experiencia acumulada y costa moderada.</p>	<p>La tensión cíclica aplicada no tiene una relación inmediata con los ciclos de tensión del suelo in situ.</p> <p>El suelo se consolida isotrópicamente.</p> <p>Las tensiones principales suelo pueden ser horizontales o verticales.</p> <p>La presión intersticial dinámica y la presión total media fluctúan frecuentemente durante el ensayo.</p> <p>El estado tensional cíclico no es simétrico ($\sigma_2 = \sigma_3$ en compresión axial; $\sigma_2 = \sigma_1$ en compresión lateral).</p> <p>No hay deformación plana de la muestra (las deformaciones ocurren simultáneamente en las tres direcciones principales) ya que el ensayo tiene simetría cilíndrica.</p>
Corte simple	<p>Simula fielmente las condiciones de campo.</p> <p>Consolidación anisotrópica de la muestra</p> <p>Fluctuaciones pequeñas de la presión intersticial dinámica.</p>	<p>La ausencia de tensiones cortantes complementarias en las paredes verticales produce concentraciones de tensión en los bordes de la muestra y distribución de tensiones no uniforme en el interior.</p> <p>Tendencia de la muestra a bascular al invertir el sentido del cortante y a la aparición de franjas de arena menos densa. No pueden medirse ni controlarse las tensiones laterales de confinamiento durante el ensayo.</p> <p>Dificultades en la colocación y sellado de la muestra. Pueden quedar burbujas de aire en las esquinas que favorezcan la licuefacción.</p>
Triaxial a torsión	<p>Consolidación anisotrópica de la muestra</p> <p>Movimiento lateral despreciable al aplicar el par torsor.</p> <p>Posible control del parámetro $K_0 = \sigma_3/\sigma'_1$ durante el ensayo.</p> <p>Se mantiene invariable la forma geométrica de la muestra al aplicar el esfuerzo de corte a torsión.</p>	<p>La distribución de tensiones cortantes horizontales no es uniforme en la muestra, sino que aumenta con la distancia al centro.</p> <p>No puede aplicarse tensiones cortantes elevadas, porque se produce un deslizamiento relativo entre la muestra y la piedra porosa.</p>



(a) Forma de muestra inapropiada sin tensiones cortantes complementarias



(b) Forma de muestra apropiada sin tensiones cortantes complementarias

Fig. 10.- Configuración de la muestra en ensayos de corte simple a pequeña escala y a gran escala (SEED 1976).

do con la teoría de vibrocompactación de BARKAN (1962). Sin embargo, los resultados de estos primeros ensayos aparecían muy influenciados por la duración y frecuencia de la aceleración impuesta a la mesa, así como por la deformabilidad del container, por lo que resultaba difícil su extrapolación a las condiciones de campo.

A partir de 1964 las catástrofes originadas por los terremotos de Alaska y Niigata de ese mismo año (con extensas áreas licuadas en ambos) propulsan enormemente los estudios de licuefacción, los cuales ponen de manifiesto que este fenómeno no es de tipo vibratorio, sino más bien de tipo fatiga, y se debe a la pérdida de *resistencia a esfuerzo cortante* del suelo saturado durante el terremoto. En consonancia con estos hallazgos aparecen en orden cronológico los siguientes tipos de ensayos de laboratorio:

- a) Ensayo triaxial con carga axial cíclica (Figura 9).
- b) Ensayo de corte simple.
- c) Ensayo triaxial con carga torsional cíclica.



Fig. 9.- Equipo MTS para ensayo triaxial dinámico de suelos (Laboratorio de Carreteras y Geotécnica "José Luis Escario").

La superioridad de un ensayo sobre los otros es discutible, ya que ninguno de ellos simula exactamente las condiciones de campo. Las ventajas y limitaciones de los tres tipos de ensayos han sido repetidamente enunciadas en la literatura (PEACOCK y SEED, 1968; ISHIHARA y LI, 1972; YOSHIMI et al. 1977) y aparecen recogidas en la Tabla I.

En un intento de superar los inconvenientes de los ensayos debidos a la pequeñez de la muestra, se han puesto a punto recientemente métodos de ensayo a gran escala, en los cuales se minimizan los efectos de borde. Así DE ALBA et al. (1975) han desarrollado un aparato de corte simple a gran escala, que utiliza muestras muy largas y de poco espesor (225 cm x 100 cm x 10 cm), presurizadas y envueltas en una membrana de goma para impedir el drenaje (Figura 10). Se supone que la parte central de las muestras está libre de concentración de tensiones y reproduce fielmente el estado tenso-deformacional de un depósito horizontal de arena apoyado en una base rocosa rígida. Los resultados obtenidos con este aparato se comparan con estudios experimentales convencionales reportados por diversos autores en la Figura 11. Puede comprobarse que existe un acuerdo notable entre las predicciones de la licuefacción efectuadas mediante distintos ensayos (los datos tomados de ISHIBASHI y SHERIF (1974) presentan una mayor desviación con relación a la media por haberse utilizado un valor de K_0 mayor que en los demás casos, lo que implica una mayor resistencia a la licuefacción).

Resulta extraño a primera vista que en la Figura 11 no se incluyan ensayos triaxiales cíclicos, pese a ser los más frecuentes y mejor documentados en la literatura especializada (LEE y SEED 1967; CASTRO, 1969; TOWNSEND, 1978; etc). La razón estriba en que el estado tensional de la probeta es diferente en el ensayo de corte simple y el ensayo triaxial, estando este último bastante alejado de las condiciones de campo. Para poder comparar los dos ensayos es preciso uniformar los resultados mediante el denominado "parámetro de presión efectiva inicial" (FINN, PICKERING y BRANSBY, 1971) o simplemente Relación de Tensiones, R , que viene fijado por el cociente entre el valor pico de la tensión cortante cíclica (tensión que causa la licuefacción) y la tensión volumétrica efectiva en el instante inicial (tensión que resiste la licuefacción). Para ensayos triaxiales:

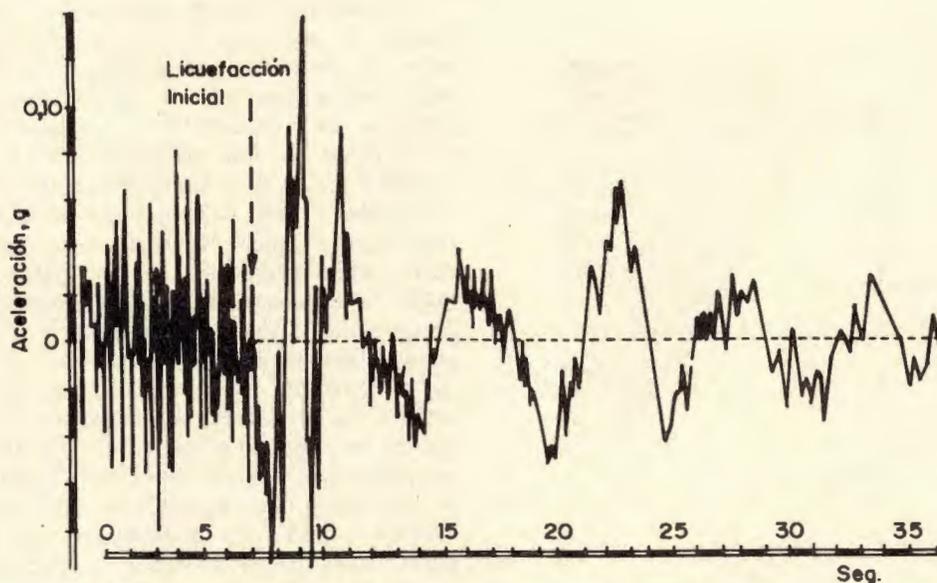


Fig 6.- Acelerograma medido en Kawagishi-Chao, Niigata, 16-VI-1964 (AMBRASEYS, 1973).



Fig. 7.- Pequeños cráteres formados al salir a presión el agua intersticial procedente de la arena licuada. Terremoto de Niigata, Japón (16-V-1964).

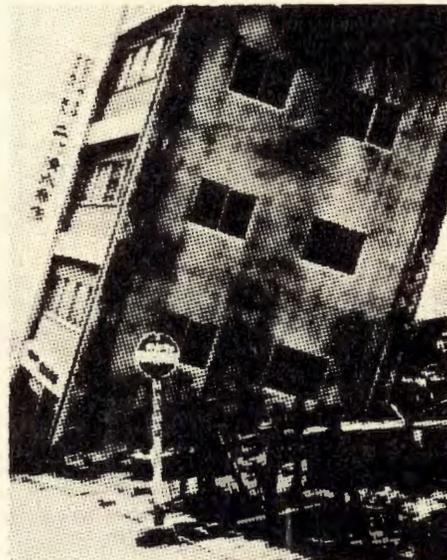


Fig. 8.- Vuelco de un edificio por licuefacción del suelo de la cimentación. Terremoto de Niigata, Japón (16-V-1964).

4 - ANALISIS DE LOS FACTORES QUE DETERMINAN EL POTENCIAL DE LICUEFACCION.

Hasta mediados de la década de los sesenta persistió en Ingeniería Sísmica la idea de que el fenómeno de la licuefacción estaba íntimamente ligado a la *aceleración máxima* del terreno,

supuestamente responsable entonces del daño ocurrido en las estructuras. En consecuencia se usaron con gran profusión en este período pequeñas mesas vibratorias (50 cm x 25 cm x 27 cm), en las cuales se registraba la aceleración que originaba la licuefacción de una muestra de arena saturada, que se analizaba de acuer-

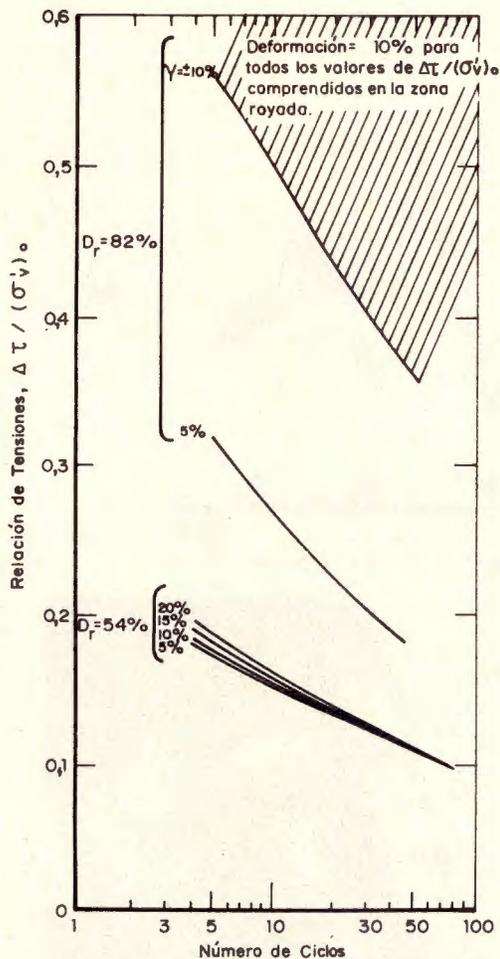


Fig. 5.- Relación entre el parámetro tensional $\Delta\tau / (\sigma'_v)_0$ y el número de ciclos para la licuefacción inicial a distintos niveles de deformación tangencial máxima (DE ALBA, CHAN y SEED, 1975).

caso, para una ligera variación de $\Delta\tau / (\sigma'_v)_0$ la deformación tangencial límite pasará de valer ± 5 por ciento a valer ± 6 por ciento a lo sumo, mientras que la variación es de ± 5 por ciento a ± 20 por ciento en la arena suelta, lo que justifica el tratamiento de la licuefacción de arenas como un fenómeno de inestabilidad cíclica del suelo.

El estudio de las deformaciones de la arena licuada es una cuestión de vital importancia para determinar los movimientos permanentes del terreno sometido a licuefacción. Los procesos de consolidación y estabilización del material son los responsables del hundimiento y vuelco de estructuras ubicadas en arena licuada, ya que ésta se comporta como un líquido cuya viscosidad inicial puede determinarse experimentalmente (YEN, 1967). De hecho, la licuefacción a una cierta profundidad de un depósito horizontal de arena no entraña en sí peligro alguno, ya que mientras tiene lugar el terremoto un estrato de arena licuada actúa como un aislador que impide la transmisión de las ondas de corte desde los estratos inferiores a las estructuras cimentadas en la superficie del terreno, (SEED, 1968; AMBRASEYS y SARMA, 1969). En consonancia con estas afirmaciones puede apuntarse la modulación en alta frecuencia observada en la zona de post-licuefacción de acelerograma, registrados en el suelo licuado, que se debe al cambio introducido en el período fundamental del depósito por la superficie de discontinuidad que supone el material en licuefacción (Figura 6).

Por contra, es frecuente observar en zonas donde ha habido licuefacción la eyección de agua mezclada con arena bastantes segundos después de cesar el terremoto (40 seg. en Niigata), quedando el terreno sembrado de pequeños cráteres (Figura 7). Este fenómeno se debe a la expulsión en forma violenta del exceso de presión intersticial del terreno, por consolidación de éste; el agua en su flujo ascendente disminuye la presión efectiva del suelo situado encima, haciendo posible la extensión de la licuefacción a zonas más superficiales del depósito. En última instancia este proceso es el causante de los fenómenos de hundimiento y vuelco de edificios, por subsidencia y pérdida de la capacidad portante del terreno (Figura 8).

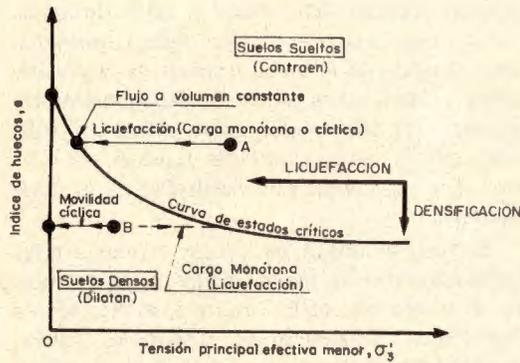


Fig. 3.- Licuefacción y movilidad cíclica de la arena saturada sin drenaje esquematizadas en un diagrama de estado (CASTRO Y POULOS, 1977).

vas inferiores al 40 por ciento, la aplicación de la carga cíclica produce una deformación ilimitada del suelo, no ocurriendo así para arenas más densas. En este último caso, con independencia del nivel de tensión cíclica aplicado, a menos que se supere la resistencia sin drenaje de la arena en los ciclos de carga, la deformación tangencial del suelo tiende a un valor constante que decrece fuertemente con la densidad relativa. Quiere esto decir que, para grandes deformaciones, la dilatación de la arena detiene el flujo de ésta, tanto si se llega a anular transitoriamente la presión efectiva como si no.

Para resaltar la importancia que tiene distinguir claramente estos dos fenómenos, GHABOUSSI Y WILSON (1973) recomiendan usar distinta nomenclatura para las dos etapas bien diferenciadas de que consta todo proceso de licuefacción. En la primera etapa (*prelicuefacción*) el suelo experimenta una reducción progresiva de sus características resistentes acompañada de deformaciones elásticas y plásticas, recuperables o no. Una vez alcanzado el punto de licuefacción inicial (presión efectiva=0) se entra en la etapa de postlicuefacción, caracterizada por un cambio irreversible de la naturaleza del suelo, que pasa de ser un medio granular saturado de agua a convertirse en un fluido viscoso. El hecho de alcanzarse el punto de licuefacción inicial no implica nada sobre la deformación posterior del material. Esta puede ser limitada (concepto de "licuefacción parcial" de Seed) o ilimitada ("licuefacción completa"), según que la dilatación sea suficiente para detener el flujo o, por el contrario,

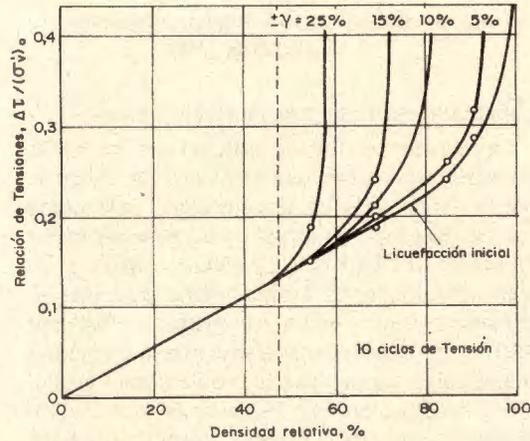
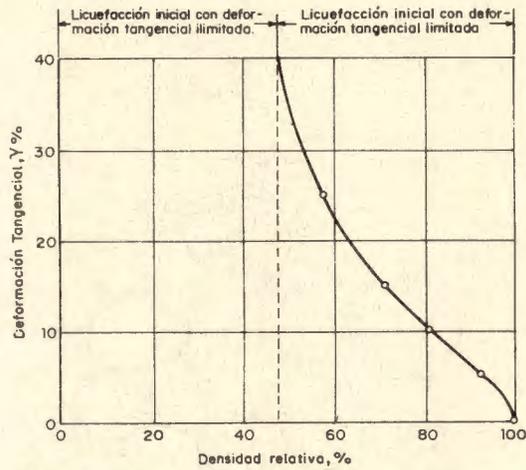


Fig 4.- Influencia de la densidad relativa sobre la deformación tangencial máxima de la arena en licuefacción. Ensayos de corte simple a gran escala (DE ALBA, CHAN Y SEED, 1975).

éste continúe hasta que la tensión cortante aplicada sea menor que la resistencia por viscosidad del material licuado, respectivamente. Precisamente es en ésta fase del fenómeno donde la densidad relativa juega un papel más importante, como se deduce de la inspección de la Figura 5, que contempla los efectos de un aumento en el cociente tensional:

$$\frac{\text{tensión cortante que produce la licuefacción } (\Delta T)}{\text{tensión vertical efectiva que resiste la licuefacción } (\sigma'_{v0})}$$

sobre una arena densa ($Dr = 82$ por ciento) y una suelta ($Dr = 54$ por ciento). En el primer

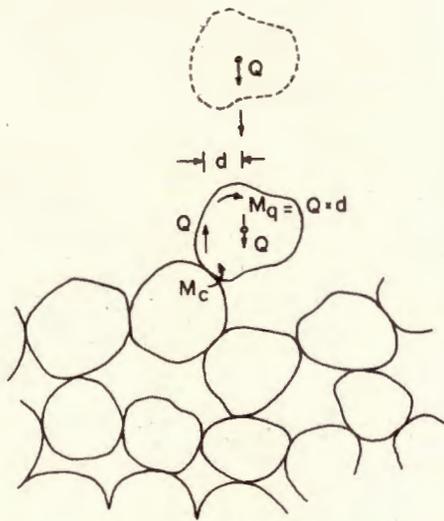


Fig. 2.- Génesis de la estructura metaestable (TERZAGHI, 1956).

para que la estructura metaestable colapse.

Aún reconociendo la utilidad del concepto de estructura metaestable para explicar determinados fenómenos de licuefacción, tales como los producidos por *cargas impulsivas* en mesas vibrantes (FLORIN e IVANOV, 1961) y en cierta medida los de filtración bajo gradiente hidráulico crítico ("arenas movedizas"; MASLOV 1957), hay que tener presente que la estructura metaestable no siempre se requiere para producir la licuefacción bajo *carga progresiva (no impulsiva)*, en la que el esfuerzo cortante juega un papel fundamental. Dos casos pueden considerarse dentro de este tipo de carga: carga monótona y carga cíclica.

El caso de carga monótona estática ha sido estudiado en profundidad por A. CASAGRANDE (1936), en relación con el fallo de la presa de Fort Peck. Casagrande comprobó que las arenas densas tienden a aumentar de volumen bajo esfuerzo cortante, mientras que lo contrario ocurre con las arenas sueltas (efecto de dilatación). Para un tipo de arena dado, siempre existirá por tanto un cierto valor del índice de huecos, denominado "índice de huecos críticos", para el que no se produzcan cambios de volumen en el proceso de deformación. En consecuencia, si se supone que el fenómeno tiene lugar sin drenaje (por que el agua no tiene tiempo para escapar del suelo), sólo aquellos suelos con un índice de huecos infracrítico se compactarán durante el proceso, aumentando la presión

intersticial y disminuyendo correlativamente la presión efectiva hasta llegar al valor límite de rotura, tras lo cual el terreno desliza, alcanzándose finalmente el valor residual de la presión efectiva (distinto de cero). El deslizamiento cesa cuando la disminución de pendiente del talud hace que la tensión cortante residual sea inferior a la resistencia por viscosidad de la masa deslizando.

Si bien el índice de huecos crítico explica satisfactoriamente determinados casos de rotura de suelos por carga estática, si extensión a fenómenos dinámicos es discutible, habida cuenta además de su variabilidad con la presión de confinamiento (decrece al aumentar ésta). En 1966, con el advenimiento del ensayo triaxial cíclico, H.B. Seed y K.L. Lee cuestionan la aplicabilidad del concepto de índice de huecos críticos a los casos de *carga dinámica*, al demostrar experimentalmente que podía obtenerse con la misma excitación licuefacción en arenas densas (supracríticas) y no en arenas sueltas (infracríticas). La explicación de este hecho fue dada por el propio CASAGRANDE (1971), al señalar que Seed y Lee utilizaban el término licuefacción para denominar un fenómeno totalmente distinto, como se analiza en el apartado siguiente.

3.- LICUEFACCION Y MOVILIDAD CICLICA

Según Casagrande, lo observado por Lee en sus ensayos no era la licuefacción, sino la MOVILIDAD CICLICA de la arena densa, caracterizada por un estado de anulación de la presión efectiva con limitación de la deformación posterior del suelo (debido a la dilatación positiva de éste). La diferencia entre los dos fenómenos se indica esquemática en la Figura 3. En dicha figura puede verse que, estrictamente, el concepto de estado crítico no es aplicable en Dinámica de Suelos, ya que implica constancia de volumen y de resistencia (residual) para una deformación continua del suelo, mientras que las vibraciones producen cambios, ya sea en la presión efectiva (licuefacción) o en el índice de huecos (densificación) del material.

Recientemente SEED (1976) ha sugerido sustituir el término "movilidad cíclica" por el de "licuefacción con deformación limitada". Esta propuesta se basa en los resultados de los ensayos de laboratorios llevados a cabo por DE ALBA et al, (1975), que se muestran en la Figura 4. Se comprueba que, para densidades relati-

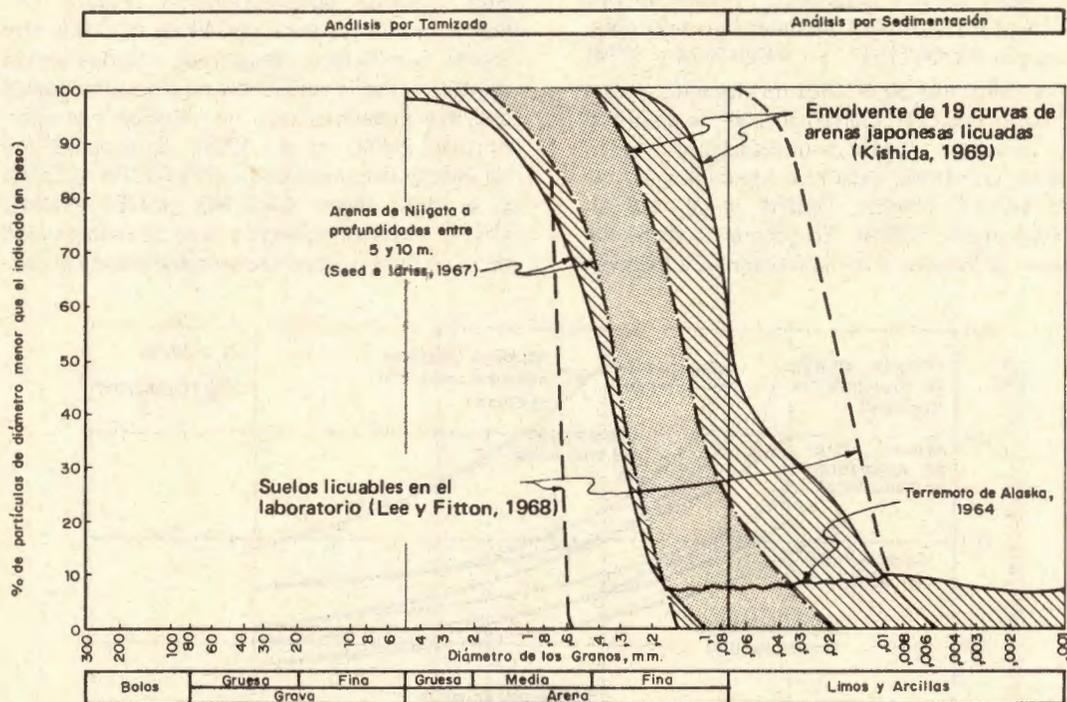


Fig. 14.- Huso granulométrico de arenas susceptibles a licuefacción (SW-AJA, 1972).

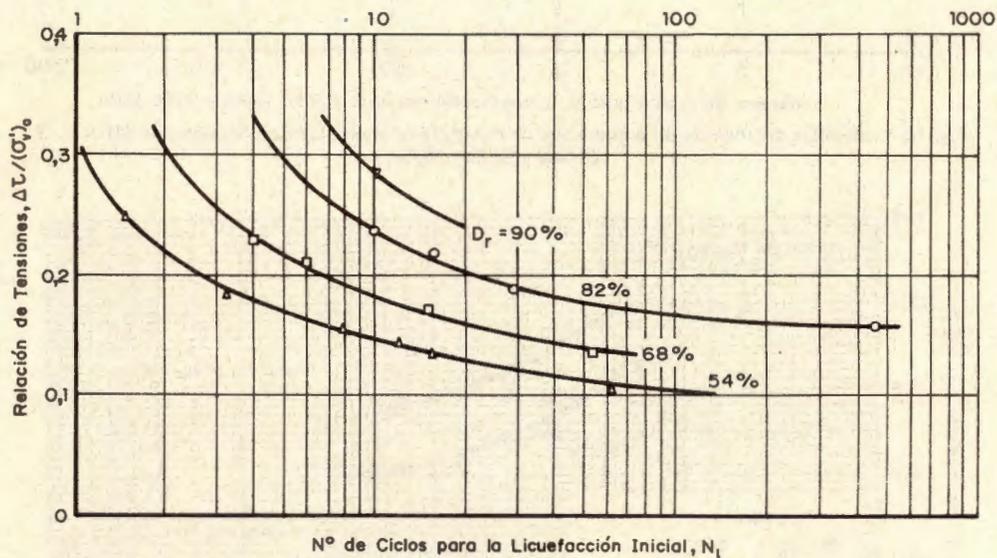


Fig. 15.- Influencia de la densidad relativa en el potencial de licuefacción. Ensayos de corte simple a gran escala (De ALBA, CHAN y SEED; 1975).

En la Figura 16, debida a MULILIS et al. (1975), se muestra la influencia del método de preparación de la muestra en la resistencia a

licuefacción. Puede verse que las distintas configuraciones de los granos de arena, ya sea ésta vibrada, depositada por sedimentación,

etc, hacen variar el parámetro R, hasta un 200 por ciento. Resultados similares han sido obtenidos por PYKE (1973) y LADD(1974 y 1976)

La influencia de estados de vibración previa del suelo depende fuertemente de la amplitud y el cociente (grado de licuefacción) entre la presión intersticial dinámica inducida y la presión vertical efectiva (MORI et al, (1978); SINGH et al., (1980). En general, si dicho cociente es inferior a 0,4 la resistencia a licuefacción

aumenta apreciablemente (Figura 17). Por el contrario, para valores de $r_u > 0,6$ este efecto beneficioso desaparece, disminuyendo drásticamente la resistencia para aquellos suelos que han experimentado licuefacción con anterioridad (FINN et al., 1970). Este paradójico fenómeno se conoce como RELICUEFACION y se debe según CASTRO (1975) y YOUND (1977) a la inestabilidad y falta de uniformidad de la estructura cuasi-metaestable creada al con-

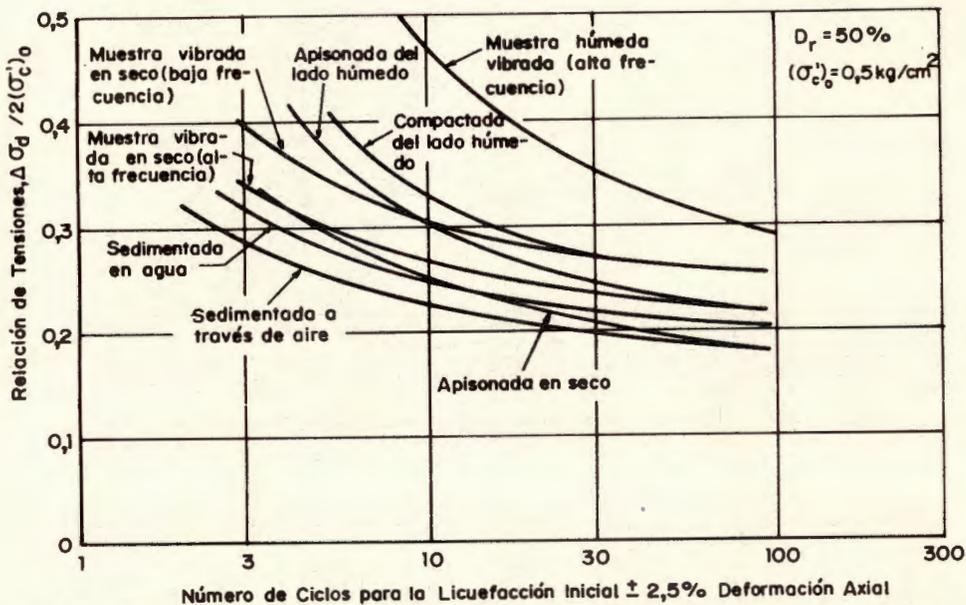


Fig. 16.- Influencia del método de preparación de muestras en la resistencia a licuefacción (MULLIS, CHAN y SEED; 1975).

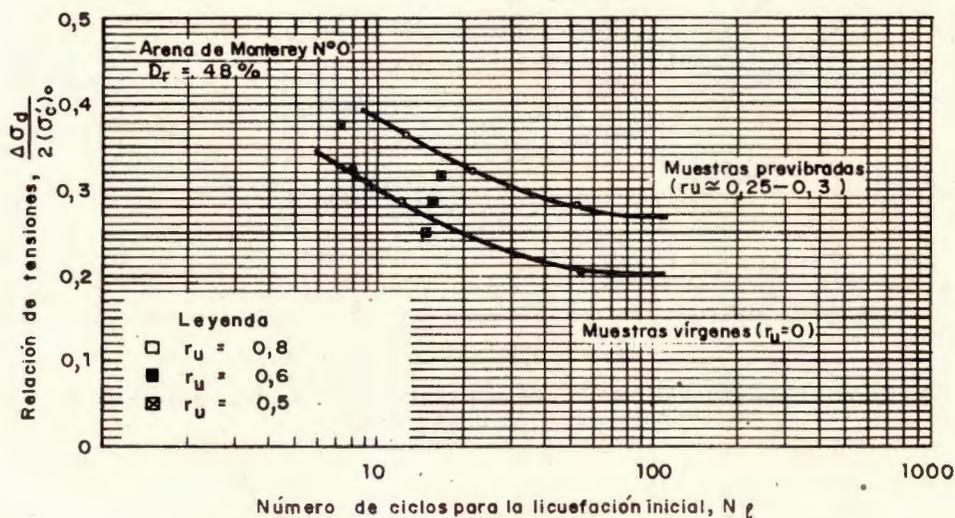


Fig. 17.- Efecto de la historia de deformaciones sísmicas del suelo (parámetro r_u) sobre el potencial de licuefacción (SINGH, DONOVAN y PARK; 1980).

solidar el suelo licuado ("flow structure"), caracterizada por un aumento drástico de la compresibilidad del material. Parece ser que esta estructura puede persistir durante algún tiempo después de ocurrido el terremoto, como han revelado los reconocimientos geotécnicos de emplazamientos que han experimentado licuefacción (Figura 18). Ello indicaría que la relícuación es un fenómeno que se presenta también en la naturaleza y no producto exclusivamente de las condiciones de ensayo en el laboratorio (YOU, 1980). No obstante es lícito suponer que las pequeñas deformaciones tangenciales del terreno in situ debidas a las réplicas del terremoto principal son suficientes para estabilizarse lentamente la estructura "de flujo" del suelo licuado.

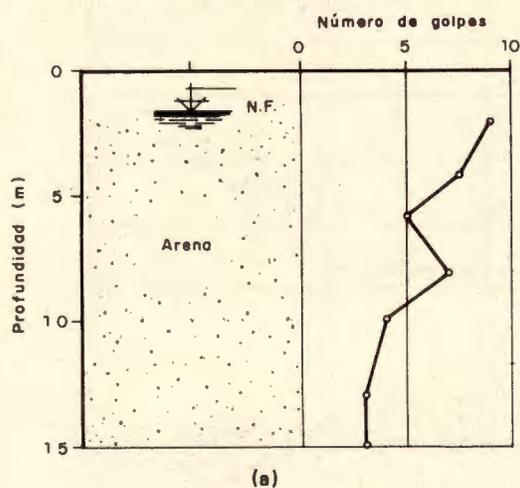


Fig. 18.- Licuefacción durante el terremoto de Montenegro (Yugoslavia); 14-IV, 1979. a) Perfil geotécnico típico obtenido después de ocurrir el sismo. b) Hundimiento de una estructura por fallo del terreno (TALAGANOV, MIHAILOV y BOGOEVSKI, 1980).

El efecto de una sobreconsolidación del material es aumentar el coeficiente de empuje al reposo, K_0 , y por ende el valor de c_r y la resistencia a la licuefacción (ver Figura 12).

La influencia del tipo de carga cíclica en la resistencia a licuefacción ha sido analizada por MULILIS et al. (1978), comparando diferentes ondas con distintas frecuencias. Mientras que el efecto de la frecuencia sobre los resultados es prácticamente inapreciable (YOSHIMI y OH-OKA, 1975; LEE y FOCHT, 1975), no ocurre así con la forma de la onda, siendo la carga rectangular la más desfavorable (Figura 19). Otra faceta del problema es la asimetría encontrada en el ensayo triaxial en relación con secuencias irregulares de carga (como son las producidas por los sismos). Este efecto, no hallado en otros ensayos, se debe a la menor resistencia de la arena en ciclos de tracción que en ciclos de compresión (Figura 20), siendo aquéllos responsables de un 90 por ciento del daño total producido en fenómenos de licuefacción (ANNAKI y LEE, 1976). Relacionada con este hecho se encuentra también la influencia del orden y magnitud de los ciclos de carga en el tiempo necesario para llegar a licuefacción, estudiada experimentalmente por ISHIHARA y YASUDA (1972), y corroborada analíticamente por MARTIN et al. (1975). Ambos equipos de investigadores concluyen que, para historias de carga arbitraria, los ciclos con niveles pequeños de carga que suceden a un ciclo de tensión cortante elevada no producen casi aumento en la presión intersticial, por lo que introducirse métodos de ponderación en la determinación de la secuencia de carga uniforme equivalente a la de un sismo real.

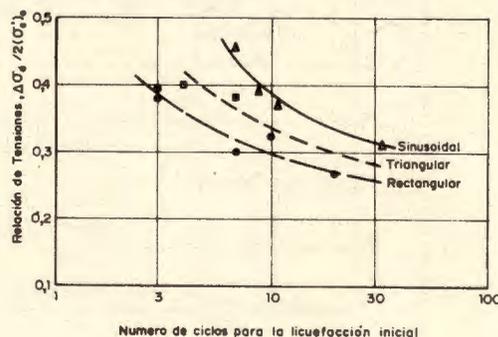


Fig. 19.- Efecto de la forma de la onda de carga sobre el potencial de licuefacción (MULILIS, TOWNSEND y HOVZ; 1978).

Por lo que respecta a la permeabilidad del suelo in situ hay que hacer constar que repercute doblemente en el potencial de licuefacción, ya que se relaciona por una parte con el tamaño de las partículas y por otra con la densidad relativa. En general hasta ahora ha venido admitiéndose - de acuerdo con los resultados experi-

mentales de WONG, SEED y CHAN (1975) - que las gravas y arenas gruesas (con $D_{20} > 0,7$ mm) son suelos poco susceptibles a licuefacción por su elevada permeabilidad. No obstante, recientes investigaciones llevadas a cabo por CHAN (1978) y LINGYAO et AL (1980) sobre licuefacción de mezclas arena-grava han demos-

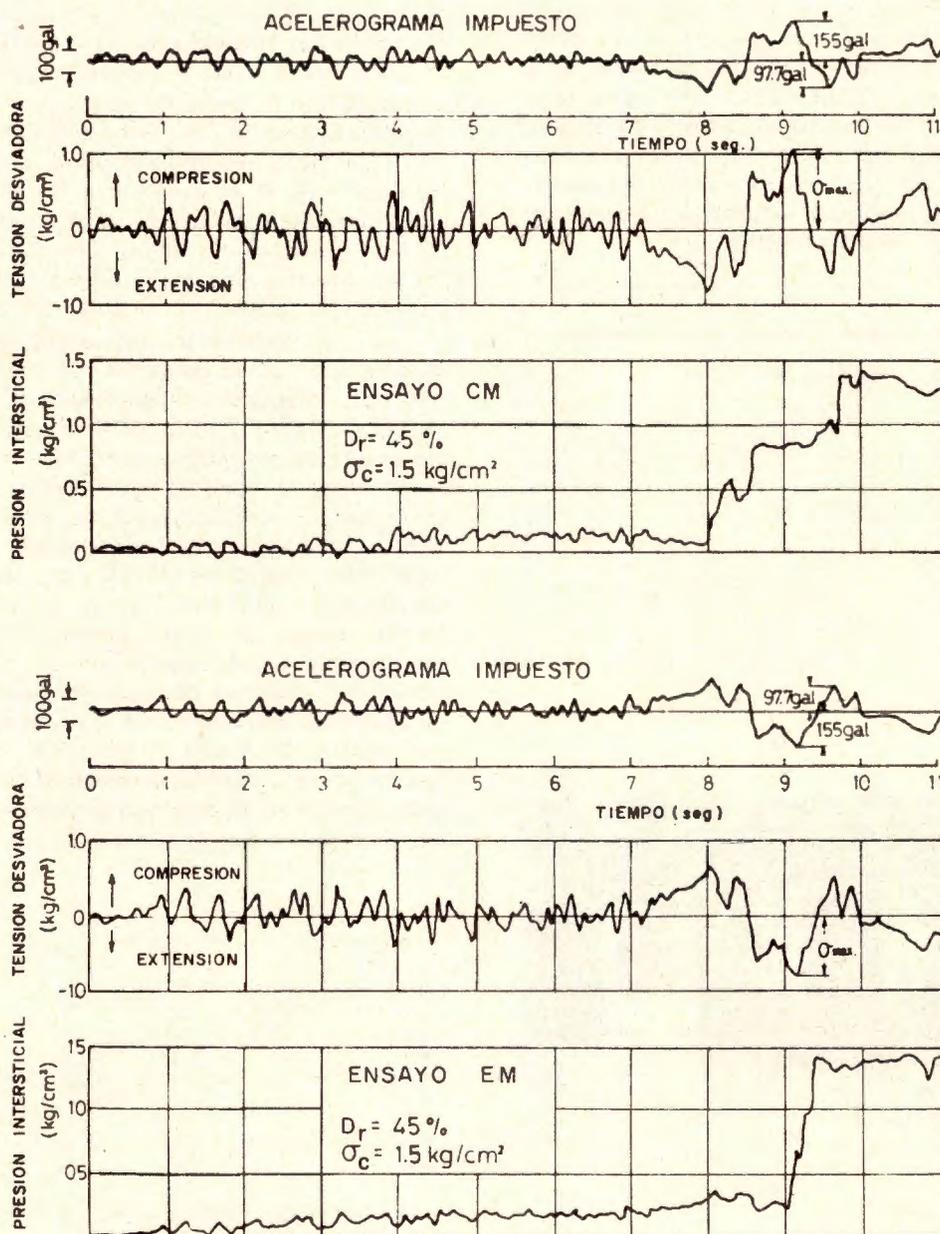


Fig. 20.- Ensayos triaxiales dinámicos de licuefacción tipos CM y SM Terremoto de Niigata en Kawagishi-cho, Comp. N-S, 16-6-1964 (ISHIHARA y YASUDA, 1972).

trado que en suelos arenosos con una proporción de grava del 45 por ciento se alcanzan valores de r_u de hasta 0,90. El potencial de licuefacción aumenta con el contenido de gravas hasta que se sobrepasa el valor límite del 45 por ciento, disminuyendo a partir de este punto (Figura 21). Este fenómeno se explica a partir de la variación del coeficiente de permeabilidad, K , con el porcentaje de gravas, que es justamente la opuesta a la de r_u . Para un suelo formado eminentemente por arena la fracción gruesa no actúa directamente como esqueleto resistente, sino que está rodeada por gran cantidad de partículas finas que obturan los canales de drenaje ($\rightarrow K$ disminuye). A medida que aumenta la proporción de gravas se crean nuevos contactos entre éstas que hacen que las partículas finas puedan compactarse adecuadamente y no lleguen a ocupar por completo el espacio de poros ($\rightarrow K$ aumenta). Estos hallazgos explican el fallo por licuefacción del talud aguas arriba de la presa de Baihe en China, durante el catastrófico terremoto de Tangshan (28 Julio, 1976). El talud, de 66 m de altura y pendiente 3:1, estaba constituido por una mezcla de 40 por ciento de arena y 60 por ciento de gravas, supuestamente compactada a una densidad relativa del 55 por

ciento que se licuó, pese a estar a unas aceleraciones relativamente bajas (0,05g en la base; 0,14g en la cresta) aunque de gran duración ($\cong 2$ minutos).

De todo lo anterior se desprende la gran influencia del coeficiente de permeabilidad sobre el potencial de licuefacción del suelo. Es por esta razón que se han propuesto últimamente en la literatura ensayos de licuefacción capaces de mantener la probeta en un estado de drenaje "parcial" ($K \neq 0$) mientras dura la aplicación de la carga (UMEHARA y otros, 1980). Estos ensayos pueden ser de gran interés en el caso de licuefacción sísmica de escolleras finas o de fondos marinos por la acción del oleaje. Asimismo se han desarrollado piezómetros especiales que registran de forma continua las variaciones de permeabilidad in situ a partir de los cambios introducidos en la presión intersticial del terreno (TORSTENSSON, 1975). Estos aparatos se introducen por penetración en depósitos de suelo blando a la velocidad constante de 1 m/min. Dependiendo de la densidad relativa del material, se obtienen presiones intersticiales dinámicas positivas (arcilla) o negativas (arena densa) con respecto a la presión atmosférica. La pre-

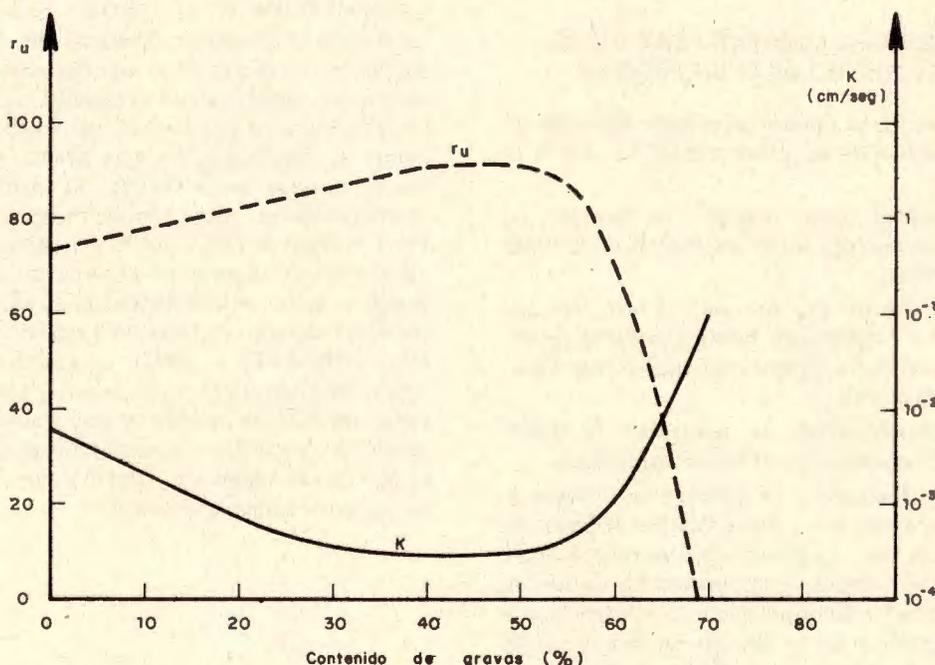


Fig. 21.- Relación entre el coeficiente de permeabilidad (K) y el grado de licuefacción (r_u) para suelos arenosos conteniendo proporciones variables de grava (LINGYAO, KUEIFEN y DONGPING; 1980).

sencia de lentejones de arena suelta intercalados en estratos de arcilla de mayor potencia se refleja en el gráfico de auscultación en un descenso brusco de la presión intersticial en las zonas permeables (Figura 22).

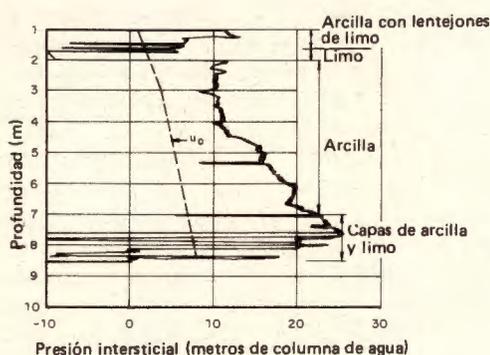


Fig. 22.- Gráfico típico de variación de la presión intersticial in situ con la profundidad (TORSTENSON, 1975).

5 - MEDIDAS A ADOPTAR PARA DISMINUIR EL RIESGO DE LICUEFACCION

Básicamente pueden adoptarse dos tipos de medidas cuando se prevee que un terreno es licuable:

- medidas para impedir la licuefacción
- medidas para paliar los efectos de la licuefacción.

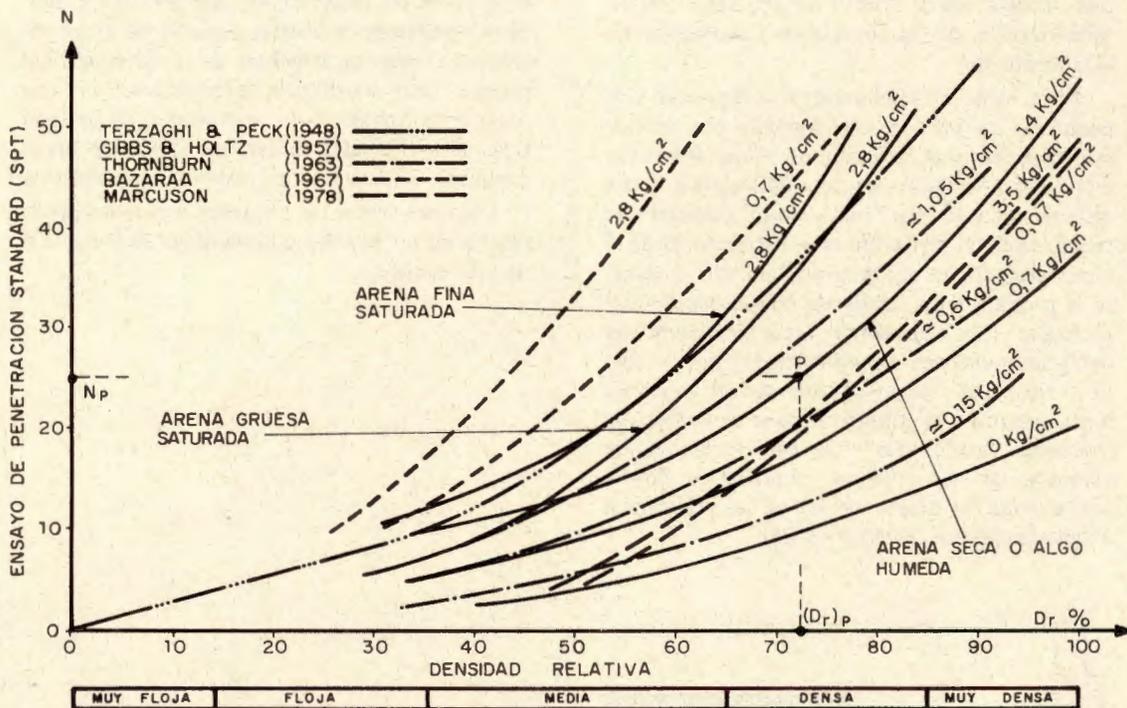
Para impedir que un suelo se licúe hay que recurrir a estabilizarlo frente a posibles presiones intersticiales dinámicas, lo que puede hacerse de dos formas:

- a) Disminuyendo la porosidad del suelo.
- b) Rebajando el nivel de la capa freática.

En el apartado a) se incluyen las técnicas de vibroflotación, terra probe, método Ménard, inyecciones, etc. La eficacia de un método concreto suele medirse comparando los valores de la densidad relativa in situ y la resistencia a la licuefacción antes y después de la mejora del terreno. La comparación directa presenta el inconveniente de que la densidad relativa en el campo es un parámetro difícil de determinar (HORN, 1978), por lo que suele acudir a correlaciones empíricas, como las de GIBBS y

HOLTZ (1957), BAZARAA (1967), etc. entre Dr, la presión vertical del terreno y el valor del golpeo del ensayo SPT. Dichas correlaciones presentan un alto grado de incertidumbre por la gran dispersión encontrada en los datos de partida (DE MELLO, 1971; ver Figura 23). Estos hechos han inducido a TAVENAS y LA ROCHELLE (1970) y SCHMERTMANN (1978) a pedir por separado que se reestandarice la definición y determinación práctica de la densidad relativa y el parámetro SPT, respectivamente. En particular se recomienda usar para el ensayo de penetración estándar una altura de caída de la maza variable, función de la energía fijada para la onda de compresión.

Entre los métodos de rebajamiento del nivel freático podemos citar los de agotamiento por bombeo, well-points, drenes de arena y la precarga del terreno. Este último sistema aumenta el coeficiente de seguridad a licuefacción por que aumenta la tensión efectiva en la zona de suelo saturado, así como el espesor de la zona no saturada. No obstante la efectividad de la precarga es discutible, a menos que se combine con un sistema de drenes de arena para acelerar la consolidación del depósito. El efecto beneficioso de un dispositivo combinado de este tipo ha sido confirmado por los experimentos de YAMANOUCHI et al. (1976), comparando las presiones dinámicas generadas por la hincada de pilotes tubulares en el terreno antes y después de ser estabilizado. Las medidas para paliar los efectos de la licuefacción son fundamentalmente las de pilotajes, anclaje y apantallamiento de estructuras preexistentes. El método de apantallamiento reduce sensiblemente los asentamientos y el nivel de presiones intersticiales dinámicas debajo de la cota de cimentación de la estructura, como se ha demostrado en ensayos de modelo reducido en mesas vibratorias (YOSHIMI y TOKIMATSU, 1977). La solución de pilotaje, para ser eficaz, debe penetrar todo el espesor del estrato licuable, y hay que tener en cuenta en el cálculo de la capacidad portante la pérdida de resistencia lateral y por fuste de los pilotes al atravesar dicha zona.



(a)

PUNTO P

SIN CONSIDERAR ERRORES EN (D_r, N) :

$$N_p = 25 ; (D_r)_p = 73\%$$

CONSIDERANDO ERRORES :

$$(D_r)_p = 56\% \text{ (min) a } 86\% \text{ (máx)}$$

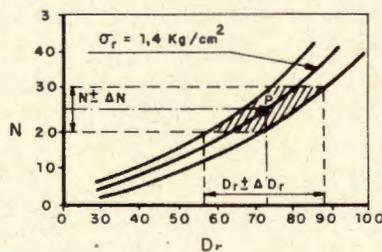


Fig. 23.- a) Ajuste de datos experimentales SPT \leftrightarrow D_r mediante diversas correlaciones. b) Error asociado a la determinación de la densidad relativa (TAVENAS Y LA ROCHELLE, 1980).

6 - CONCLUSIONES

El problema principal en el análisis de los fenómenos de licuefacción en un cierto emplazamiento reside en la extrapolación de los resultados obtenidos en el laboratorio sobre muestras inalteradas o reconstruidas a las condicio-

nes de campo, ya que los ensayos son extraordinariamente sensibles a variaciones en la historia de deformaciones del suelo. Esta circunstancia se ve agravada por las dificultades que encierra la correcta interpretación del ensayo SPT, adoptado generalmente como indicador del poten-

cial de licuefacción del terreno in situ. A ella se une la falta actual (1980) de una adecuada estandarización de los ensayos de licuefacción en el laboratorio.

Ante estos condicionantes se decantan dos posturas. La primera, propugnada por Seed y sus colaboradores, aconseja un meticuloso control de la operación de toma de muestras (para obtener éstas lo más "inalteradas" posible) y la reconstrucción posterior en el laboratorio de la historia geológica del terreno. Para ello se somete la probeta a un estado de consolidación anisotrópica que represente razonablemente las máximas tensiones experimentadas por el suelo in situ, y se relajan después dichas tensiones hasta alcanzar las prescritas para el ensayo de muestras "inalteradas". De esta forma puede valorarse en los ensayos, siquiera de forma aproximada, el efecto de k_0 en las resistencia a licuefacción del suelo (Fig. 24).

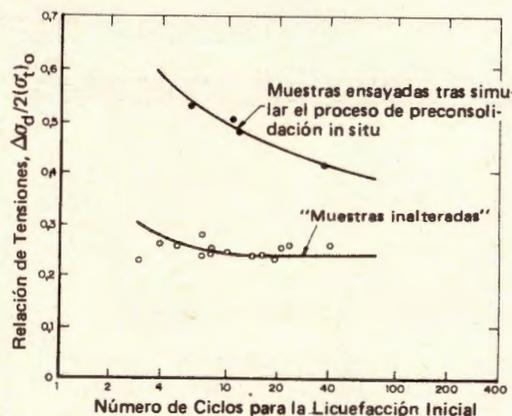


Fig. 24.- Efecto de la reconsolidación en la resistencia a licuefacción de muestras inalteradas (MORI, SEED y CHAN, 1978).

En contraposición con esta metodología están las recomendaciones de PECK (1979), que abogan por el aumento de los estudios de campo y el uso de correlaciones empíricas entre las características in situ de terrenos que hayan sufrido licuefacción alguna vez en su historia y el ensayo SPT corregido. En favor de esta argumentación está su sencillez y el hecho de que aquellos factores que tienden a aumentar la resistencia a la licuefacción también suelen aumentar la resistencia a la penetración de la arena (SEED, MORI y CHAN, 1975).

Aún existe una tercera vía para estudiar los fenómenos de licuefacción, que consiste en predecir analíticamente éstos a partir de un conocimiento más fundamental de la dinámica del proceso. Esta alternativa, definida por Finn y su equipo de trabajo en la Universidad de British Columbia (Canadá) se está ya aplicando en el proyecto antisísmico de estructuras offshore.

Los tres tipos de métodos indicados serán objeto de un estudio comparativo en la parte B de este trabajo.

Parte B

Métodos de predicción

La evaluación del potencial de licuefacción de terrenos estratificados horizontalmente puede efectuarse utilizando métodos de tipo determinista o probabilista. Entre los primeros se engloban técnicas de muy diversa índole, que van desde desde criterios empíricos —basados simplemente en observaciones de campo— hasta modelos analíticos muy refinados, que incorporan en su formulación la inter-relación entre los distintos factores que intervienen en el fenómeno. Todos estos procedimientos tienen en común el ignorar la incertidumbre asociada a las acciones sísmicas en el emplazamiento. Para tener en cuenta dicha incertidumbre hay que recurrir a utilizar métodos probabilistas, entre los cuales los más completos suministran además estimaciones del "riesgo de licuefacción" en el emplazamiento en un determinado número de años. En este artículo se analizan en profundidad las características y limitaciones de los diferentes métodos de predicción de la licuefacción y se bosqueja la panorámica que presenta la normativa en este campo.

1. — INTRODUCCION

El cálculo de la licuefacción de depósitos de suelo ha evolucionado en la última década correlativamente con el conocimiento adquirido sobre la génesis y dinámica del fenómeno. Así, de técnicas puramente empíricas, que sólo dan respuesta a la diyuntiva "hay" ↔ "no hay" licuefacción, sin profundizar en su alcance ni en el espacio ni en el tiempo, se ha pasado gradualmente a utilizar modelos físicos bastante complejos, capaces de cuantificar (incluso en forma probabilista) la interacción entre las distintas variables que intervienen en el proceso. Un hito importante en esta trayectoria lo constituye la

formulación de mecanismos que explican el crecimiento contínuo en el tiempo de las presiones intersticiales dinámicas que originan la licuefacción. Ello ha sido posible en parte gracias a la aparición de modelos de suelo no lineales bastante sofisticados, que incorporan tanto la inelasticidad del material como su memoria de las deformaciones experimentadas con anterioridad.

En las páginas que siguen se presenta de forma sistemática la metodología usada actualmente para la previsión de la licuefacción en terre-

nos estratificados horizontalmente. El estudio se orienta hacia la transmisión unidimensional de ondas de esfuerzo cortante a través del terreno, quedando por tanto fuera de él las estructuras bi o tridimensionales (taludes, presas de tierra, estratos con base rocosa no horizontal), así como la licuefacción por la acción del oleaje (fondos marinos), explosiones u otras causas.

2 - DENSIFICACION DE LA ARENA SECA SOMETIDA A CARGA CICLICA

El fenómeno de la densificación de medios granulares consiste en el reajuste entre las partículas del mismo, con el consiguiente aumento de densidad, por efecto de la aplicación de una carga alternada. El grado de compactación depende de la posición que adopten las partículas. Al margen de las roturas que se puedan producir entre los granos (fundamentalmente cuando se aplican cargas elevadas), los reajustes sólo son posibles si se distorsiona la estructura de las partículas lo suficiente como para permitir el cambio de posición relativa entre las mismas. Aunque en principio el comienzo de este proceso de distorsión se pueda atribuir a dife-

rentes causas (aceleraciones, fluctuaciones en las tensiones, etc.), el factor más importante y el que controla fundamentalmente la densificación de las arenas secas es la deformación tangencial. Este hecho ha sido reconocido por DRNEVICH (1967), ANDERSON (1969), SILVER y SEED (1971 a 1971b), YOUD (1972) y otros investigadores.

La densidad relativa inicial y el número de ciclos son factores que intervienen también activamente en el fenómeno. El efecto de estas variables se muestra en las Figuras 1 y 2, para distintos valores de la presión de confinamiento de la arena. Se observa que, para arenas sueltas ($D_r < 60$ por ciento) secas o saturadas con drenaje, la densificación aumenta significativamente con la deformación tangencial cíclica impuesta al suelo y con el número de ciclos (especialmente al iniciarse el ensayo), siendo el aumento menos acusado para arenas densas ($D_r > 60$ por ciento). La reducción de volumen tiene lugar en forma progresiva, hasta que se alcanza un valor límite de la densidad relativa final, que supera en muchos casos el 100 por cien.

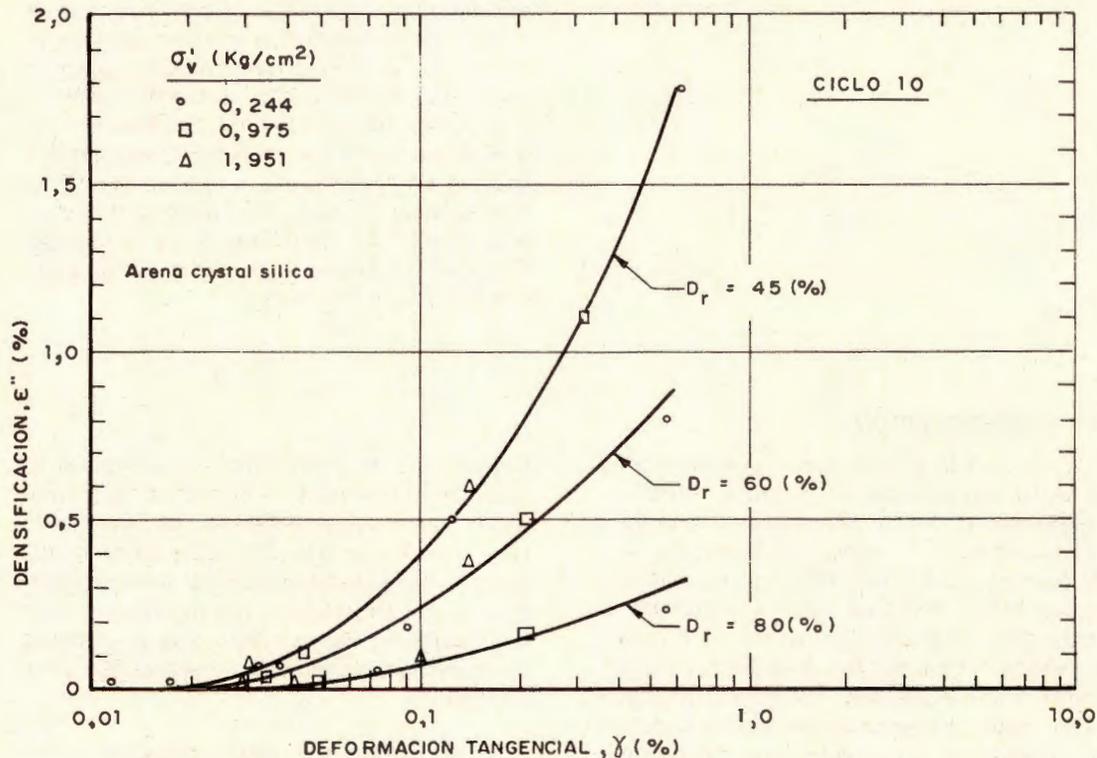


Fig. 1.- Influencia de la densidad relativa en la densificación de las arenas (SILVER y SEED, 1971b).

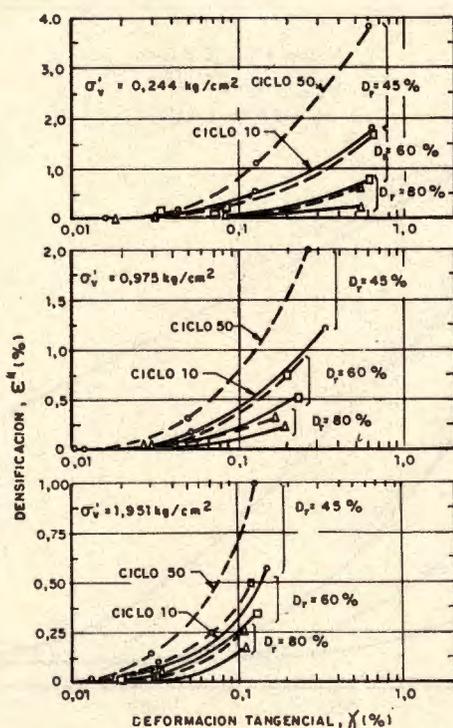


Fig. 2.- Influencia del número de ciclos de deformación en la densificación de las arenas (SILVER Y SEED, 1971 b)

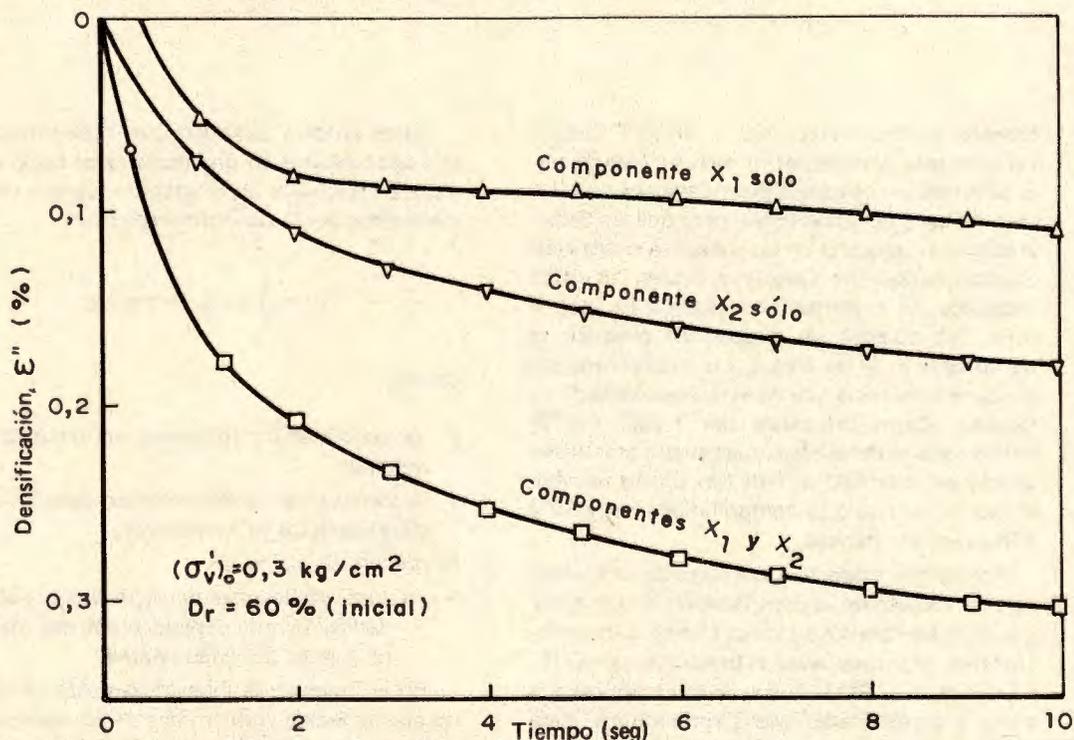


Fig. 3.- Densificación de la arena seca en una mesa vibratoria a gran escala sometida a movimientos aleatorios horizontales independientes (PYKE, 1973).

El efecto de la aplicación simultánea de dos excitaciones horizontales (ej: componentes horizontales de un sismo) equivale aproximadamente a sumar los asientos que produce cada excitación por separado (Figura 3). Por el contrario, el efecto de la presión de confinamiento del material sobre la compactación, si existe, es despreciable.

Es importante recordar aquí que la arena se comporta como un material "con memoria", por lo que el grado de compactación que se alcance será función de la historia de deformaciones que haya experimentado el suelo con anterioridad (Figura 4). Por este motivo los asientos estimados en el campo a partir de ensayos de laboratorio sobre muestras inalteradas de suelo pueden resultar excesivamente conservadores en algunos casos. Asimismo debe tenerse en cuenta la influencia del método de preparación de las muestras sobre la densificación, ya que las muestras obtenidas por sedimentación asientan más que las obtenidas por vibración (PYKE, 1973).

La influencia que ejercen otras variables ha sido también evaluada en investigaciones previas. Así por ejemplo, ensayando muestras cúbicas de arenas sometidas a estados cíclicos de

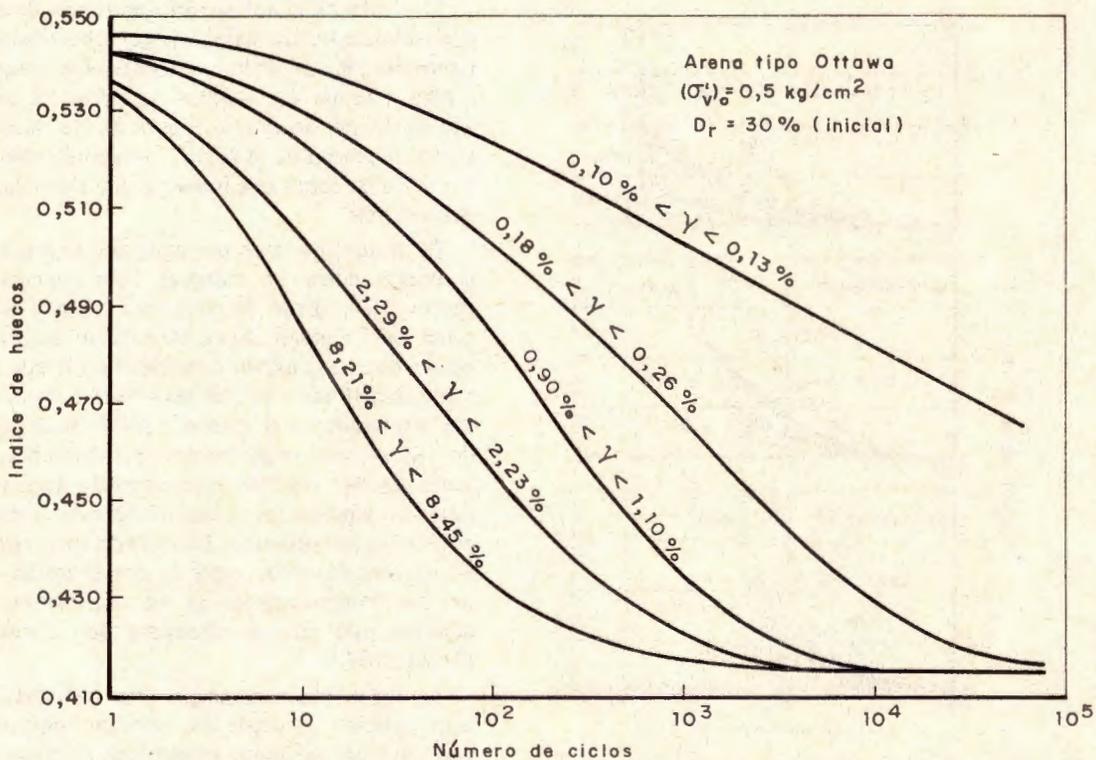


Fig. 4.- Efecto combinado del nivel de deformaciones y el número de ciclos sobre la compactación de una arena saturada con drenaje en ensayos de corte simple (YOU'D, 1972).

compresión isotrópica, KO y SCOTT (1967) hallaron que durante los primeros ciclos de carga se producen pequeñas disminuciones de volumen de carácter irreversible, pero que las deformaciones producidas en los sucesivos ciclos eran elásticas aunque no lineales; así pues, los ciclos repetidos de deformación volumétrica, por sí solos, no parecen ser capaces de producir la densificación de las arenas. Lo mismo cabe decir de la influencia que tiene la frecuencia de vibración. Datos obtenidos por YOU'D (1972) revelan que la densificación de suelos granulares parece ser independiente de esta última variable al menos para valores comprendidos entre 10 y 115 ciclos por minuto.

Por lo que respecta a los métodos existentes para el cálculo de la densificación de un material granular sometido a carga cíclica, debe mencionarse en primer lugar el propuesto por CUELLAR et al. (1977), que se basa en aplicar a la arena la denominada "teoría endocrónica" para el comportamiento tenso-deformacional de materiales viscoplásticos con memoria.

Estos autores obtienen que la densificación que cabe esperar en una muestra de suelo ensayada cíclicamente en el aparato de corte simple viene dada por la siguiente expresión:

$$\epsilon'' = \frac{I}{\alpha} \ln(I + \alpha \gamma^n N) \quad (1)$$

siendo:

ϵ'' la deformación inelástica volumétrica del material,

γ la amplitud de la deformación tangencial cíclica impuesta en los ensayos,

N número de ciclos, y

α y n unos coeficientes de rigidización y ablandamiento, que dependen del tipo de arena y de su densidad relativa.

En la Figura 5 se muestra el ajuste conseguido con la teoría endocrónica de los ensayos de corte simple publicados por SILVER y SEED (1971b). Puede verse que la correspondencia

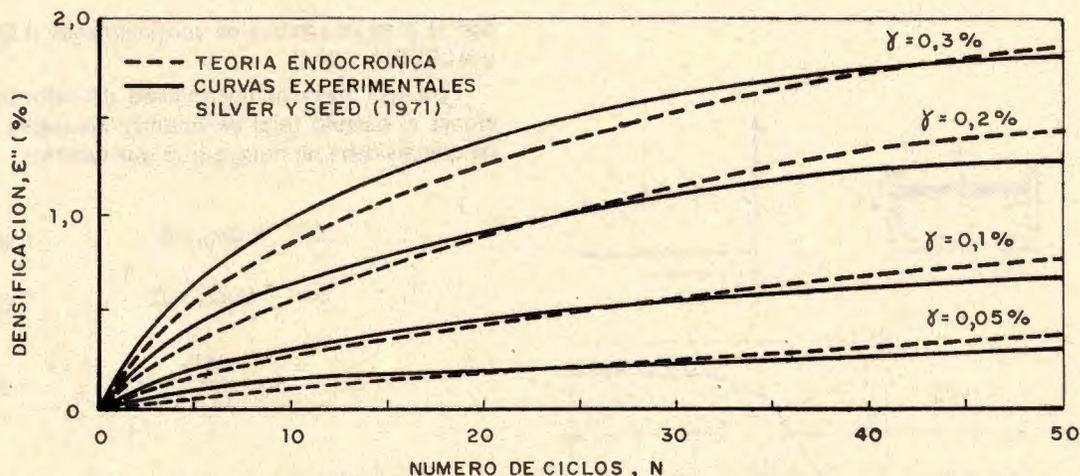


Fig. 5.- Aplicación de la teoría endocrónica al estudio de la densificación de una arena con una densidad relativa del 45 por ciento (CUELLAR, 1978).

entre las curvas analíticas y los datos experimentales es excelente.

Formulaciones puramente empíricas para predecir el fenómeno de la densificación se han propuesto también en la literatura. A título de ejemplo, transcribimos una de las más utilizadas, debida a MARTIN, FINN y SEED (1975):

$$\Delta e'' = C_1 (\gamma - C_2 e'') + \frac{C_3 (e'')^2}{\gamma + C_4 e''} \quad (2)$$

C_1, C_2, C_3 y C_4 son constantes, función del tipo de material y su densidad relativa inicial.

3 - MECANISMO DE GENERACION DE LAS PRESIONES INTERSTICIALES DINAMICAS

De modo general se admite que la causa básica de la licuefacción de arenas saturadas es la aparición de presiones intersticiales, en exceso sobre las hidrostáticas, como consecuencia de la aplicación al suelo de las tensiones tangenciales cíclicas inducidas por el terremoto. El crecimiento monótono de la presión del agua puede modelarse, al menos semiempíricamente, descomponiendo el proceso en dos etapas simultáneas en el tiempo (YAGI, 1972; MARTIN, FINN y SEED, 1975; OH-OKA, 1976), del modo siguiente. Sea A (σ_o, e_o) el punto que caracteriza el estado inicial del suelo en reposo sobre la curva de carga noval (Figura 6).

Para una muestra de arena seca, la aplicación de una cierta tensión (mejor: deformación) cíclica conduce - como se ha visto antes - a un

reajuste o densificación de las partículas de suelo, $\Delta e''$, que es independiente de la presión de confinamiento de éste. En consecuencia el suelo disminuye su índice de huecos a presión efectiva constante, hasta situarse en el punto B (σ'_o, e) del diagrama de la Figura 6, siendo:

$$\Delta e'' = \Delta e = e_o - e \quad (3)$$

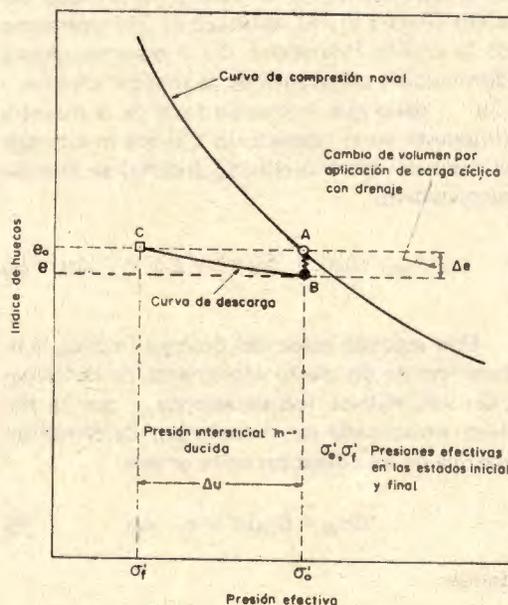


Fig. 6.- Esquema del mecanismo de generación de presiones intersticiales con carga cíclica (SEED, 1976).

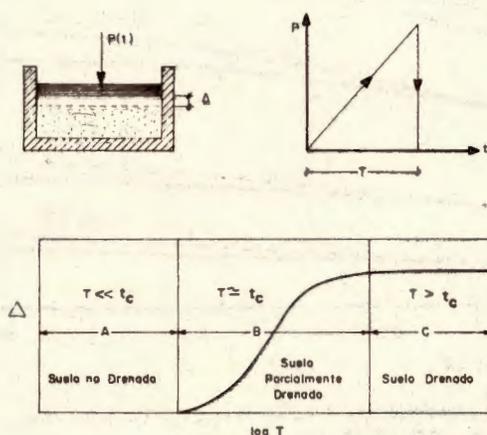


Fig. 7.- Influencia del factor hidrodinámico en la compresibilidad de la arena saturada (WHITMAN, 1970).

Para una muestra de arena saturada la tendencia a la densificación subsiste, pero se produce casi instantáneamente una transferencia de presión del esqueleto sólido al fluido, más incompresible. Ello se debe a que, en general, para suelos de permeabilidad media o baja, la duración de la carga (T) es mucho menor que el tiempo de consolidación requerido para expeler el agua fuera de la muestra (t_c), lo que se traduce efectivamente en un estado no drenado del suelo (Figura 7). El resultado es un incremento de la presión intersticial, Δu , a expensas de una disminución correlativa de la presión efectiva, $-\Delta\sigma'$, dado que la presión total de la muestra (impuesta en el laboratorio o fijada in situ por el peso del terreno situado encima) se mantiene constante:

$$\Delta\sigma_{\text{tot}} = \Delta\sigma' + \Delta u = 0 \rightarrow \Delta\sigma' = -\Delta u \quad (4)$$

Esta segunda etapa del proceso implica la liberación de un cierto incremento de deformación volumétrica recuperable, $\Delta\epsilon_{vr}$, que se hallaba almacenada en el suelo por deformación elástica de los contactos entre granos:

$$\Delta\epsilon_{vr} = C_d \Delta\sigma' = e - e_{\sigma'} \quad (5)$$

donde:

C_d = coeficiente de compresibilidad tangente del esqueleto sólido (rama de descarga), variable

con la presión efectiva de confinamiento (LEE y ALBEISA, 1974).

Para que halla compatibilidad de deformaciones el cambio total de volumen en ausencia de drenaje debe ser nulo, por lo que se tiene:

$$\Delta\epsilon'' + \Delta\epsilon_{vr} = 0 \quad (6)$$

$$\Delta\epsilon'' - C_d \Delta u = 0 \quad (7)$$

$$\Delta u = \frac{\Delta\epsilon''}{C_d} \quad (8)$$

La Ecuación (8) cuantifica, al menos teóricamente, el incremento de presión intersticial que se produce en el suelo para un cierto incremento de la deformación inelástica del mismo. Más recientemente otros autores han hecho distintas hipótesis concernientes al valor de la tendencia al cambio de volumen de un suelo arenoso bajo carga sísmica, que en general conducen a resultados análogos al expresado por la relación (8). Así GHABOUSSI y DIKMEN (1978) suponen que el cambio de volumen en ensayos de carga cíclica es similar al que se produce en ensayos triaxiales estáticos sin drenaje. LIOU et al. (1977) suponen, sin embargo, que el cambio neto de volumen ($\Delta\epsilon$) es igual al cambio en la deformación vertical resultante de la variación de la presión efectiva del suelo ($\Delta\epsilon_{\sigma'}$):

$$\Delta\epsilon = \Delta\epsilon_{\sigma'} \quad (9)$$

Dado que la relación entre la tensión efectiva (σ') y la deformación vertical del esqueleto del suelo ($\epsilon_{\sigma'}$) es no lineal, para el caso de no existir drenaje puede escribirse:

$$\Delta\epsilon_{\sigma'} = C_s \Delta\sigma' + \sigma' \Delta C_s = 0 \quad (10)$$

es decir (Ecuación (4)):

$$\Delta u = \sigma' \frac{\Delta C_s}{C_s} \quad (11)$$

donde:

C_s = coeficiente de compresibilidad secante del esqueleto sólido

σ' = componente volumétrica del tensor de presiones efectivas.

En esta misma línea, FINN et al. (1978) y ZIENKIEWICZ et al. (1978) expresan el cambio neto de volumen como suma de dos términos, uno debido al cambio de presión efectiva ($\Delta\epsilon_{\sigma'}$) y otro denominado "deformación autógena" ($\Delta\epsilon_o$), relacionada con la trayectoria de deformaciones cortantes seguida por la muestra en el proceso de carga:

$$\Delta\epsilon = \Delta\epsilon_{\sigma'} + \Delta\epsilon_o \quad (12)$$

Usando el concepto de módulo de compresibilidad tangente del esqueleto, $K_T = 1/C_d$:

$$\Delta\sigma' = K_T \Delta\epsilon_{\sigma'} \quad (13)$$

y la Ecuación (4); se aboca al mismo resultado expresado por la Ecuación (8) para condiciones de drenaje nulo ($\Delta\epsilon = 0$), si bien obtenido en forma más rigurosa:

$$\Delta u = K_T \Delta\epsilon_o \quad (14)$$

Es de destacar la similitud entre el concepto general de deformación volumétrica autógena de un suelo elastoplástico y el más restrictivo de densificación bajo carga cíclica, preconizado por otros autores (BAZANT y KRIZEK, 1976).

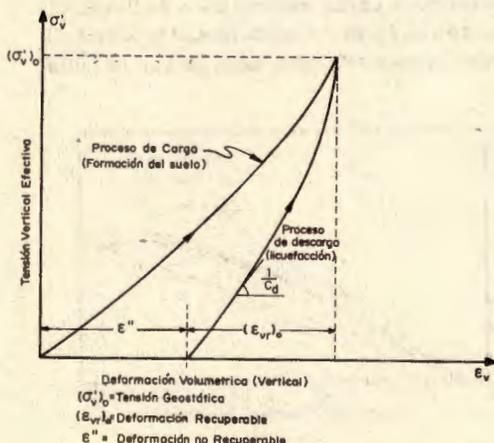


Fig. 8.- Curvas de carga y descarga unidimensional de un suelo confinado lateralmente (BLAZQUEZ, 1978).

Ambos parámetros constituyen una medida, si quiera indirecta, del daño acumulativo producido en suelos con memoria por un reagrupamiento progresivo de las partículas (CUELLAR, 1974; PREVOST, 1977), si bien en el planteamiento de ZIENKIEWICZ et al. no se hace ninguna hipótesis sobre el carácter (plástico o elástico) de las deformaciones, que se consideran deformaciones totales.

La Ecuación (8) ha sido asimismo obtenida independientemente por otros investigadores (BAZANT y KRIZEK, 1975; BLAZQUEZ, 1978) partiendo de una formulación completamente diferente, más fundamental, de la dinámica de la arena saturada considerada como un medio continuo inelástico de dos fases (teoría de Biot generalizada; ver Apéndice).

En última instancia el modelo de licuefacción propuesto significa simplemente que, en el caso unidimensional, el estado de licuefacción inicial en un punto del depósito ($\sigma'_v = 0$) se alcanza cuando el valor acumulado de la densificación por esfuerzo cortante en dicho punto iguala el valor de la deformación vertical recuperable correspondiente a la tensión geostática, efectiva (σ'_v)₀, es decir (Figura 8):

$$\epsilon'' = (\epsilon_{vr})_0 \quad (15)$$

Es interesante constatar en este punto las hipótesis admitidas al derivar la Ecuación (8), a saber:

- a) Las fuerzas intergranulares y deformaciones permanentes inducidas en cada ciclo de carga son aproximadamente iguales en suelo seco y en suelo saturado drenado (YOUDE, 1972).
- b) Ausencia de drenaje
- c) Compresibilidad del agua despreciable frente a la del esqueleto sólido.
- d) No linealidad del suelo.

La aplicación directa del modelo de licuefacción (8) en el contexto de un método de respuesta dinámica de suelos requiere conocer la ley de compactación del material bajo deformación cortante y las características de los procesos de descarga. Estas propiedades no son suficientemente conocidas, por estar íntimamente ligadas al comportamiento inelástico del material, y se consideran muy vulnerables a errores de ensayos (por ejemplo: penetración de la membrana en la muestra). Más aún, se ha demostrado recientemente que C_d no puede medirse a partir de ensayos edométricos como ve-

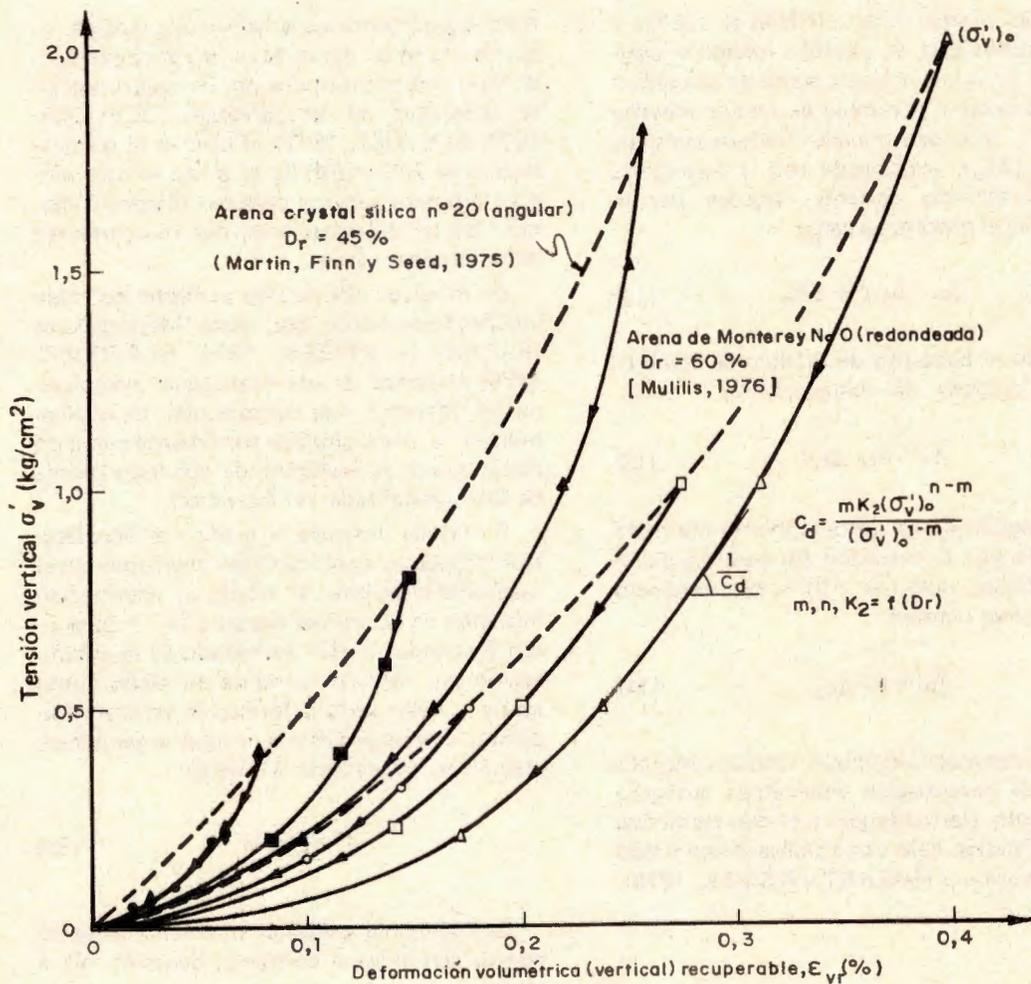


Fig. 9.- Curvas de descarga unidimensional de la arena (ensayos edométricos).

nía haciéndose hasta ahora (Figura 9), porque el "rebote" elástico es diferente para carga estática y carga cíclica (FINN y BHATIA, 1980 a),

proponiéndose como alternativa a la Ecuación (8) la utilización de ensayos de corte simple "a volumen constante" para caracterizar la licua-

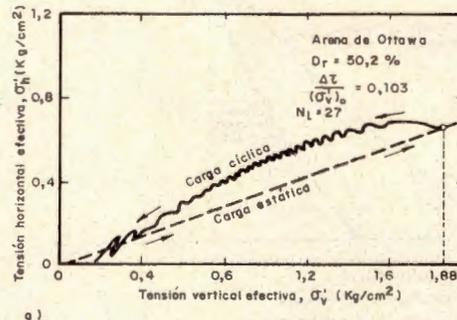
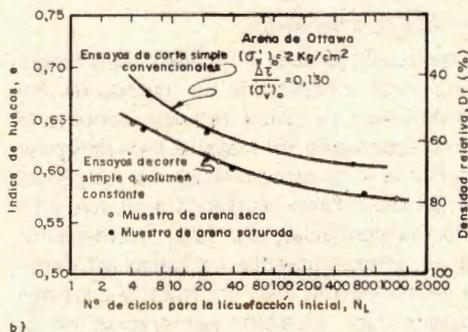


Fig. 10.- a) Variación de las tensiones efectivas (vertical y horizontal) en el ensayo de corte simple a volumen constante. b) Comparación entre la resistencia a la licuefacción deducida de ensayos de corte simple convencionales y a volumen constante (FINN, VAID y BHATIA, 1979).

bilidad de la arena (FINN et al, 1978). Estos ensayos tienen la ventaja de que pueden realizarse indistintamente con suelo seco o suelo saturado, variando en ambos casos tanto la tensión vertical efectiva como la tensión horizontal efectiva en el transcurso del ensayo, a fin de que no se produzcan variaciones de volumen en la muestra (Fig. 10 a). La resistencia a la licuefacción obtenida de este modo es inferior (≈ 25 por ciento menos) a la que se deduce de los ensayos de corte simple sin drenaje (Fig. 10b), pudiendo atribuirse dicha diferencia a las deficiencias del aparato de corte simple convencional, ya apuntadas en la parte primera de este trabajo

4 - METODOS DETERMINISTAS PARA EL CALCULO DEL POTENCIAL DE LICUEFACCION

En éste enfoque determinista de los problemas de licuefacción las propiedades del suelo se suponen conocidas sin ninguna incertidumbre, a diferencia de lo que ocurre en el análisis probabilista. En el estudio que sigue distinguiremos entre licuefacción en el campo libre y licuefacción bajo la cota de cimentación de estructuras ubicadas en terrenos estratificados horizontalmente.

4.1 - Licuefacción en el campo libre

Los procedimientos deterministas utilizados actualmente para determinar el potencial de licuefacción de un depósito horizontal de suelo se agrupan en tres grandes categorías (Tabla I):

a) Métodos puramente empíricos, basados en la observación del comportamiento de terrenos que han sido sometidos alguna vez a vibraciones, ya sean naturales (terremotos) o inducidas artificialmente (explosiones).

b) Métodos analíticos, susceptibles de un tratamiento numérico más complejo.

c) Métodos semiempíricos, intermedios entre los dos anteriores.

Se describen a continuación los tres tipos de métodos.

4.1.1 - Métodos Empíricos

Son fundamentalmente dos: el método de explosiones controladas y el método de observación del comportamiento in situ depósitos del suelo sometidos a acciones sísmicas.

— El método ruso de explosiones controladas (FLORIN e IVANOV, 1961) consiste en provocar la licuefacción in situ del terreno por medio de explosivos en forma normalizada, específicamente 5 Kg. de amonita a una profundidad de 4,5 metros para un estrato de arena saturada de 8 a 10 metros de potencia. Una vez explosionada la carga se produce la expulsión de los gases y el asiento del terreno en superficie en pocos segundos, mientras que la expulsión del agua de los poros del suelo puede durar hasta 25 minutos en arenas sueltas muy finas. Los criterios usados para determinar la susceptibilidad a licuefacción con este método son la magnitud de la subsidiencia media en un radio

TABLA I

METODOS USADOS PARA DETERMINAR EL POTENCIAL DE LICUEFACCION DE UN DEPOSITO DE SUELO

METODOS DETERMINISTAS	{ { {	Empíricos	{ Método de explosiones controladas. Métodos basados en observaciones de campo.
		Semiempíricos	{ Método simplificado con tensión cíclica. Método simplificado con deformación cíclica
		Analítico	{ Métodos en presiones efectivas { Sin acoplamiento Con acoplamiento
METODOS PROBABILISTAS	{ {	Métodos de riesgo Métodos estocásticos.	

de 5 metros desde el punto de explosión y la razón de asientos entre tres explosiones sucesivas en un cierto punto. Si la subsidencia media en un radio de 5 metros es inferior a 8-10 cm, no hay necesidad de tomar medidas contra la licuefacción. Por el contrario, cuanto mayor sea la diferencia entre los asientos producidos por tres cargas sucesivas, más suelta estará la arena y mayor será lógicamente la posibilidad de licuefacción (si la razón de asientos entre dos cargas sucesivas es 1:0,6 hay riesgo real de licuefacción). Otros criterios han sido propuestos por PUCHKOV (1963) y MATSUO y OHARA (1955), en función de la velocidad de las partículas del suelo licuado mediante explosiones, tanto en el campo como en el laboratorio. Estos autores postulan el valor de 7,7 cm/seg. como un valor medio de la velocidad crítica de los granos de arena en licuefacción. Se escoge la velocidad por ser un parámetro sísmico más estable e independiente de la frecuencia que la aceleración o el desplazamiento.

— El método de observación del comportamiento sísmico del terreno consiste en utilizar criterios de licuefacción basados en los valores obtenidos para el ensayo SPT en suelos licuables, antes y después del terremoto. Se supone que al producirse la licuefacción y consolidar posteriormente el terreno, el golpeo, N , aumenta por efecto de la densificación apreciable que experimenta el suelo, del orden del 1 al 4 por ciento (LEE y ALBEISA, 1974). De esta mane-

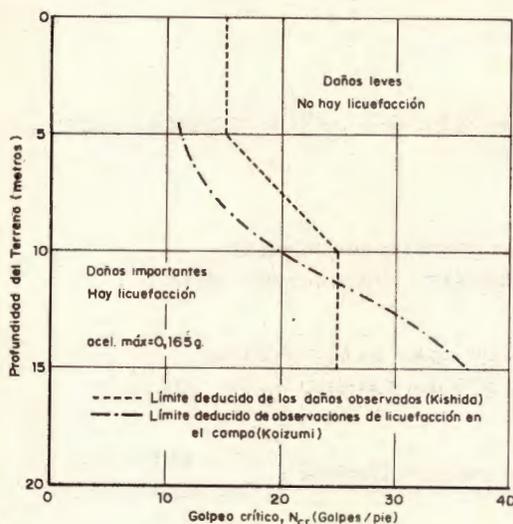


Fig. 11.- Criterios empíricos de licuefacción para el terremoto de Niigata, 16 de Junio 1964. (YOSHIMI et al., 1977).

ra es posible definir, para cada profundidad, un cierto "golpeo crítico", N_{cr} , entendiéndose por tal aquél que no varía con la licuefacción (KOIZUMI, 1966). La curva de golpes críticos define pues el límite entre los terrenos licuables ($N < N_{cr}$) y los no licuables ($N > N_{cr}$). Otros autores (KISHIDA, 1966) han desarrollado criterios similares, basados en el "daño" sufrido por las estructuras; se considera el "daño" importante cuando se superan los valores de 50 cm en asiento ó 1° en giro de la cimentación. En la Figura 11 se resumen los valores obtenidos aplicando este método a la ciudad de Niigata.

Los valores reportados en la Figura 11 son excesivamente locales y no existen razones objetiva para apoyar su generalización a otros emplazamientos. Conscientes de esta limitación, SEED, MORI y CHAN (1975) por un lado, y YEGIAN y WHITMAN (1978) por otro, han propuesto las correlaciones que se presentan en las Figuras 12 y 13, respectivamente, obtenidas a partir de una base de datos más amplia y diversificada que la de Niigata, incluyendo también ensayos de laboratorio a gran escala. Las Figuras 12 y 13 responden a la siguiente notación:

M = magnitud del terremoto en la escala de Richer

R = distancia hipocentral (en millas).

H = profundidad del punto del terreno elegido (en pies)

N = golpes/pie en el ensayo SPT (sin corregir)

N' = golpes/pie en el ensayo SPT (corregido)

siendo el coeficiente $C_N = N'/N$ variable según la fórmula adoptada para hacer la corrección del SPT con el valor actual de la presión efectiva. Así en la Figura 12 se considera (PECK et al., 1973):

$$C_N = 1 - 1,25 \log \frac{(\sigma'_v)_0}{(\sigma'_v)_1} \quad (16)$$

siendo $(\sigma'_v)_1 = 1 \text{ Ton/ft}^2$ (valor estándar) y $(\sigma'_v)_0$ la presión vertical efectiva (en Ton/ft^2) en el punto donde el golpeo es N .

Por el contrario en la Figura 13 se ha tomado (TENG, 1964):

$$C_N = \frac{50}{(\sigma'_v)_0 + 10} \quad (17)$$

($(\sigma'_v)_0$ en psi), pudiendo comprobarse en esta última figura que no se ha detectado ningún caso de licuefacción en zonas con $N' > 40$.

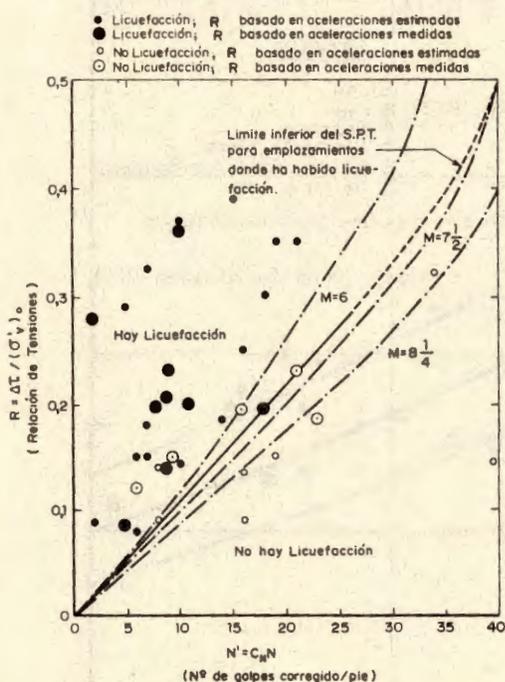


Fig. 12.- Correlación empírica entre la Relación de Tensiones para la licuefacción de arenas y el ensayo SPT corregido (SEED, 1976).

Por supuesto el valor del ensayo SPT para caracterizar el potencial de licuefacción de un suelo es discutible y puede alegarse que los gráficos anteriores no tienen en cuenta factores relevantes, tales como la duración del sismo, permeabilidad del suelo, densidad relativa, etc. Sin embargo los resultados obtenidos con estos métodos suelen ser aceptables, ya que la Relación de Tensiones, $\tau / (\sigma'_v)_o$ se correlaciona mejor con el ensayo SPT que con cada uno de los factores que intervienen en el fenómeno de la licuefacción por separado, debido a que en este último tipo de correlaciones se ignora cada vez la influencia de todos los demás factores.

Se han propuesto también en la literatura (YEGIAN, 1980) métodos empíricos más elaborados, capaces de tener en cuenta el grado de licuefacción del material. En estos métodos se considera que la curva de licuefacción del suelo $\tau / (\sigma'_v)_o \leftrightarrow N_f$ es equivalente a un diagrama de fatiga (Figura 14), que puede aproximarse mediante una ecuación exponencial del tipo (YOU'D y PERKINS, 1978):

$$\frac{\tau}{(\sigma'_v)_o} = \frac{C_1}{N C_2} \quad (18)$$

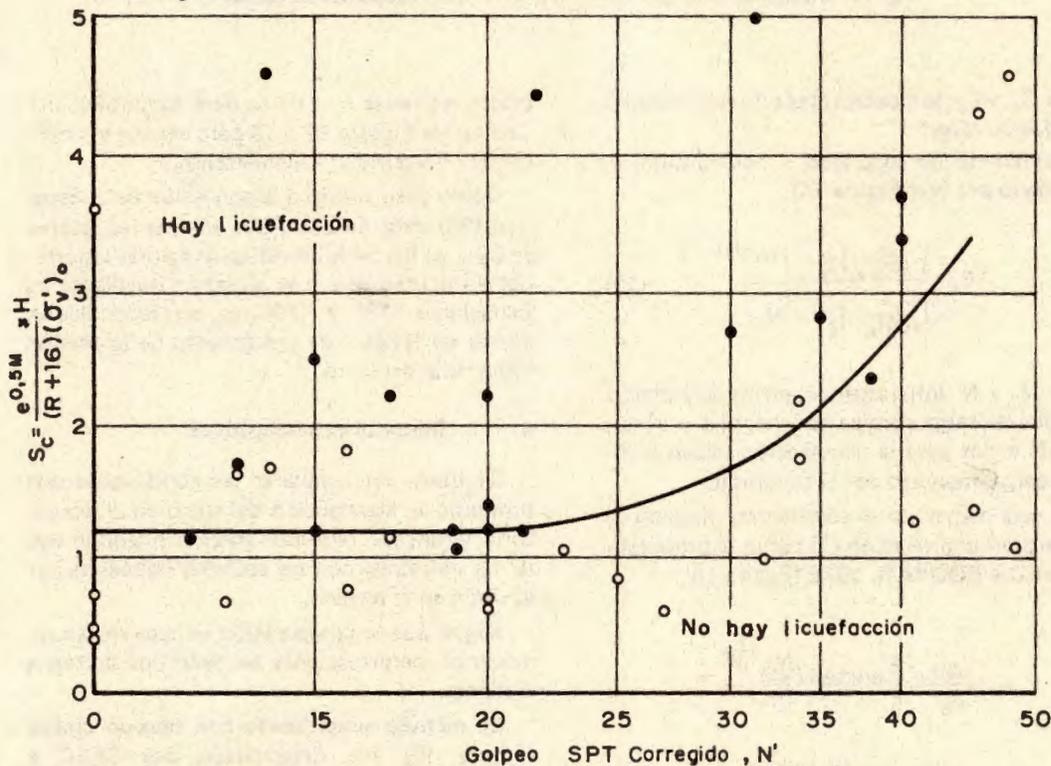


Fig. 13.- Correlación empírica entre el riesgo de licuefacción observado en el campo (parámetro S_c) y el ensayo SPT corregido (YEGIAN y WHITMAN, 1978).

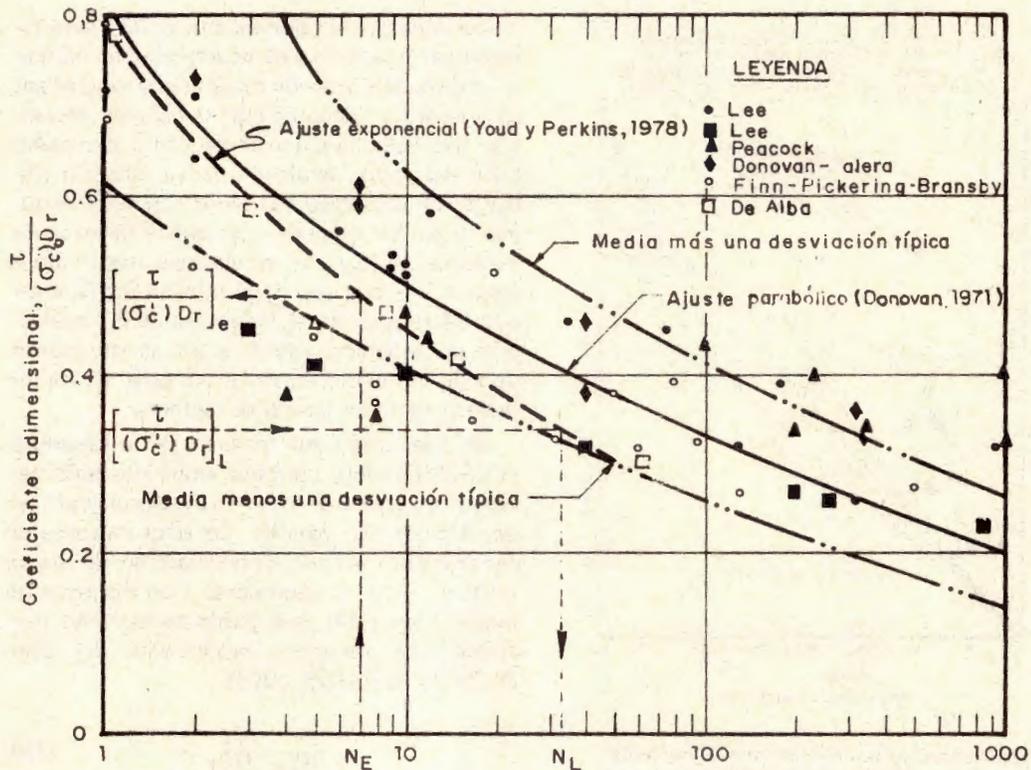


Fig. 14.- Diagramas de fatiga para el fenómeno de la licuefacción de arenas.

donde C_1 y C_2 son constantes y N es el número de ciclos de carga.

El coeficiente de seguridad a licuefacción, F_l viene dado por (ver Figura 14).

$$F_l = \frac{[(\sigma'_v)_o]_c}{[(\sigma'_v)_o]_i} = \left(\frac{N_i}{N_c} \right)^{C_2} \quad (19)$$

donde N_c y N son, respectivamente, el número de ciclos de carga sísmica equivalentes y el número de ciclos para la licuefacción inicial al nivel de carga impuesto por el terremoto.

De esta manera, si se admite para el grado de licuefacción una relación (*) como la propuesta por SEED y BOOKER, 1976 (Figura 15):

$$\begin{aligned} r_u &= \frac{\Delta u}{\sigma'_o} \equiv \frac{2}{\pi} \arcsen \left(\frac{N_e}{N_i} \right)^{\frac{1}{2\alpha}} = \\ &= \frac{2}{\pi} \arcsen \left(\frac{1}{F_l} \right)^{\frac{1}{2\alpha C_2}} \end{aligned} \quad (20)$$

puede estimarse r_u a partir de ensayos SPT, utilizando las Figuras 12 ó 13 para evaluar el coeficiente de seguridad a licuefacción, F_l .

Como paso previo a la aplicación de la Ecuación (20) deberán obtenerse además los valores de C_2 y α . Para ello se utilizarán valores reportados en la literatura o se ajustarán (mediante las Ecuaciones (18) y (20) las correspondientes curvas de fatiga y de crecimiento de la presión intersticial del suelo.

4. 1. 2 - Métodos Semiempíricos

Se basan en comparar las condiciones que producen la licuefacción del suelo en el laboratorio (ensayo reproduciendo el estado in situ de las muestras) con las acciones impuestas por el sismo en el terreno.

Según que la comparación se haga en tensiones o en deformaciones se tiene dos métodos distintos.

El método simplificado con tensión cíclica (Figura 16) fue desarrollado por SEED e IDRIS (1967, 1971) y requiere para su aplicación práctica cubrir etapas, a saber:

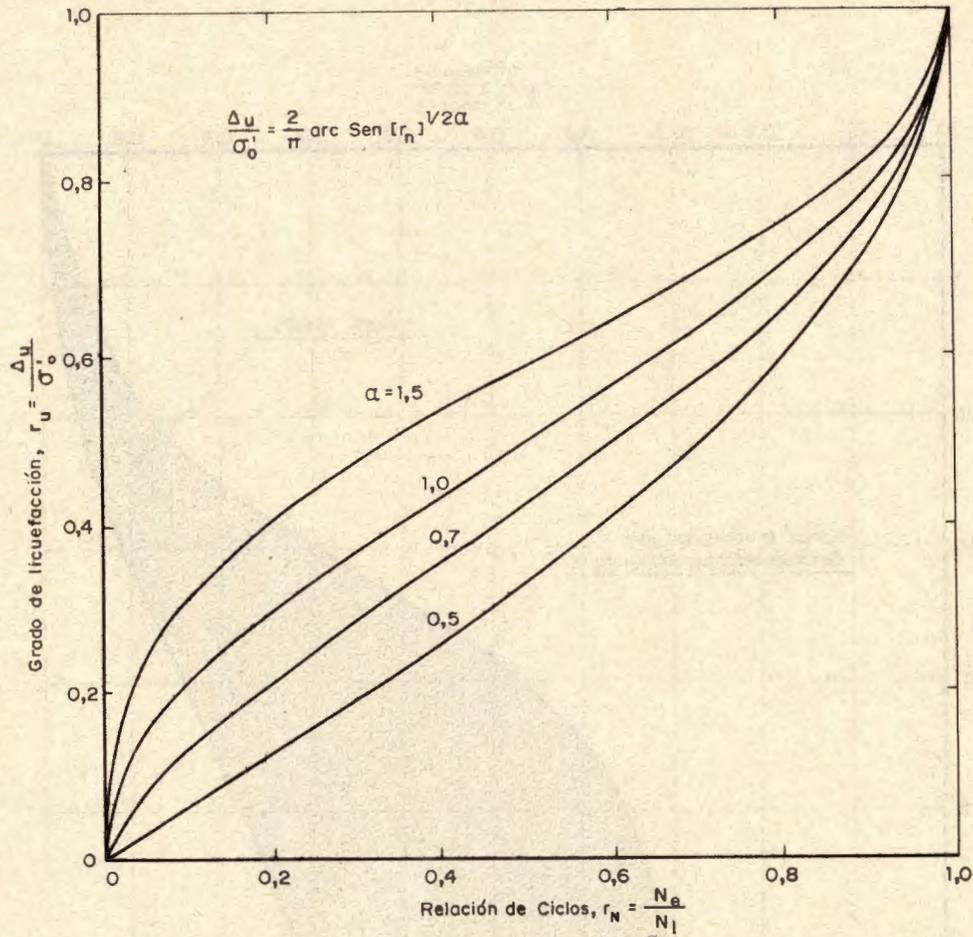


Fig. 15.- Ajuste empírico de las curvas de crecimiento de la presión intersticial en ensayos de licuefacción (MARTIN y SEED, 1979).

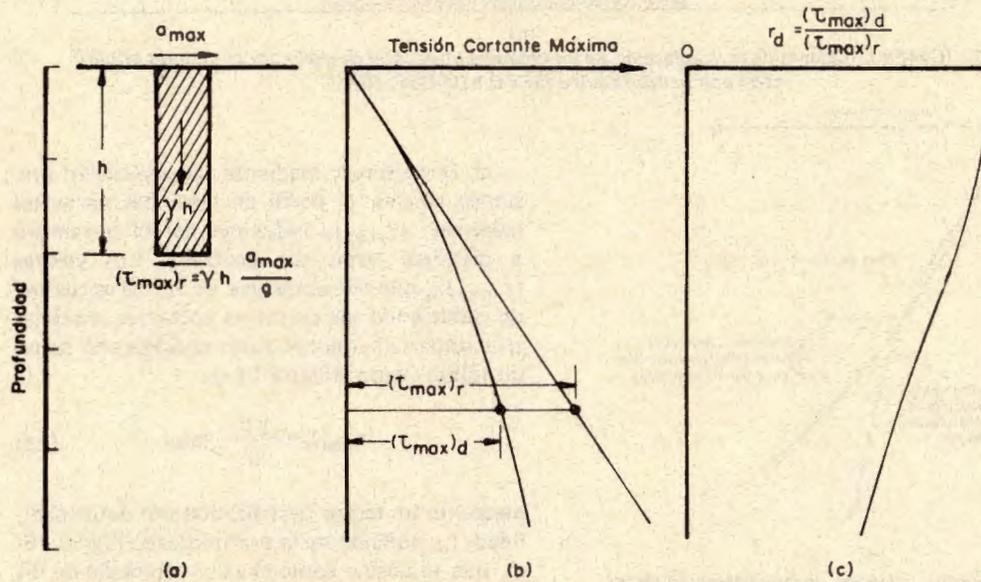
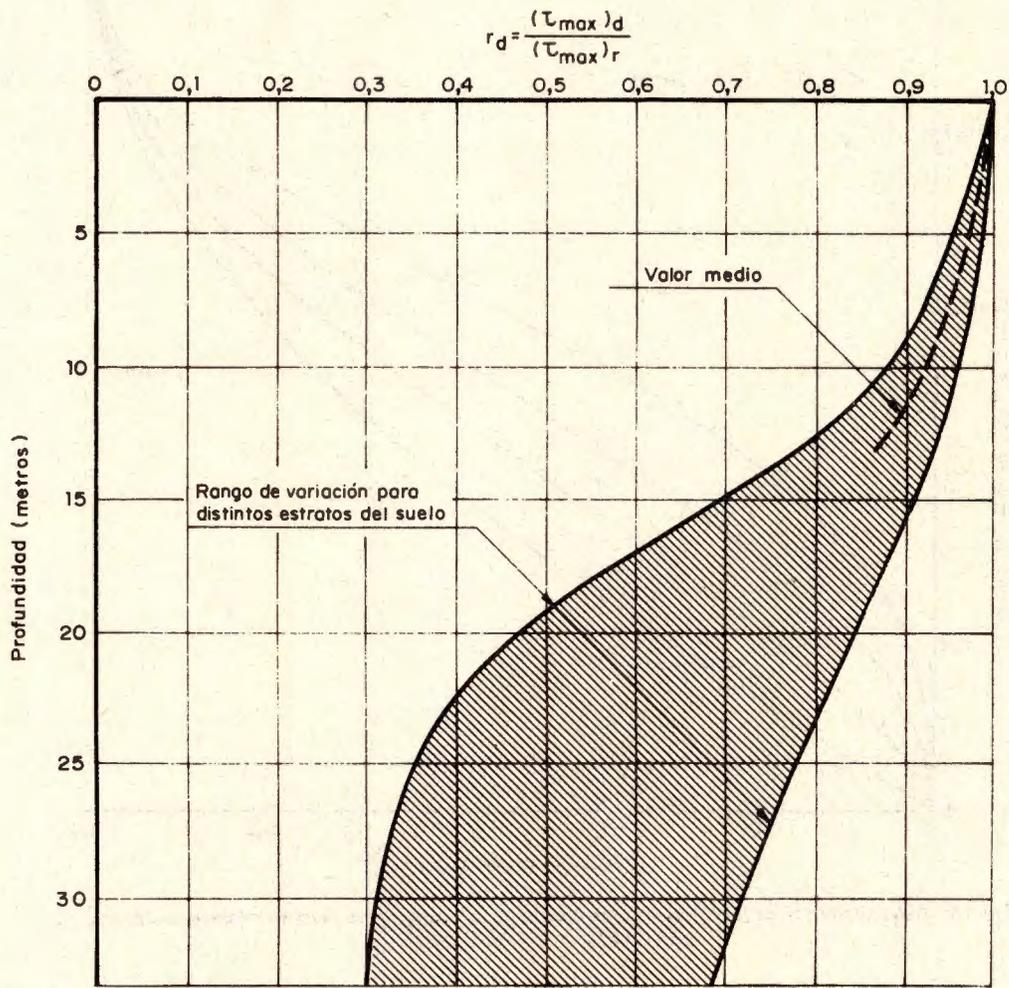


Fig. 16.- Cálculo de la licuefacción de un depósito horizontal de suelo por el método simplificado con tensión cíclica (SEED e IDRIS, 1971).



(d)

Fig. 16.- (Contin.).- Cálculo de la licuefacción de un depósito horizontal de suelo por el método simplificado con tensión cíclica (SEED e IDRISS, 1971).

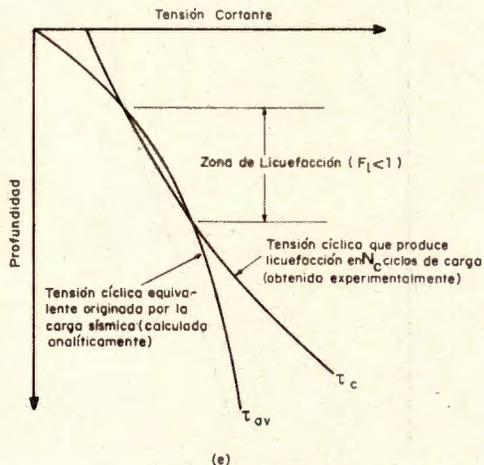


Fig. 16.- (Contin.).- Cálculo de la licuefacción de un depósito horizontal de suelo por el método simplificado con tensión cíclica (SEED e IDRISS, 1971).

a) Determinar, mediante un análisis en presiones totales, el perfil de tensiones cortantes máximas, $(\tau_{max})_d$ inducidas por el terremoto a distintas cotas del depósito. Los valores $(\tau_{max})_d$, pueden obtenerse de forma aproximada reduciendo las tensiones cortantes máximas que actuarían sobre el suelo considerado como un sólido rígido (Figura 16-a):

$$(\tau_{max})_r = \frac{\gamma h}{g} \cdot a_{max} \quad (21)$$

mediante un factor de reducción por deformabilidad, r_d , función de la profundidad (Figura 16-c), que se define como el valor promedio de los factores obtenidos analizando numéricamente la respuesta de una amplia gama de perfiles de

suelo en distintos ambientes sísmicos (Figura 16-d) Puede observarse que las desviaciones respecto a la media son poco importantes hasta una profundidad de unos 15 m., que suele ser la profundidad máxima que alcanza la licuefacción. Hasta dicha cota, puede pues escribirse:

$$\tau_{max} = \frac{\gamma h}{g} a_{max} \cdot r_d \quad (22)$$

b) Convertir la secuencia irregular de ciclos de tensión hallada analíticamente en el paso a) en un número de ciclos, $N_{c'}$, de tensión cortante uniforme, τ_{av} , equivalentes en duración e intensidad al efecto del simo reall.

Existen varios procedimientos para hacer esta conversión (LEE y CHAIN, 1972; SEED et al. 1975; ANNAKI y LEE, 1976). Básicamente se trata de seleccionar una densidad relativa tipo (suele tomarse $D_r = 65$ por ciento) y, usando como referencia el parámetro "Relación de Tensiones", $\tau / (\sigma'_v)_o$, establecer las relaciones de equivalencia entre ciclos variables, tanto en números como en nivel de tensiones. En primera aproximación puede considerarse que el valor de la tensión cortante uniforme equivalente es el 65 por ciento del valor de la tensión máxima, pudiendo escribirse:

$$\frac{\tau_{av}}{(\sigma'_v)_o} = 0,65 \cdot \frac{(\sigma'_v)_o \cdot a_{max} \cdot r_d}{(\sigma'_v)_o} \quad (23)$$

mientras que el número de ciclos significativos de carga depende de la magnitud del terremoto y viene dado por la Figura 17.

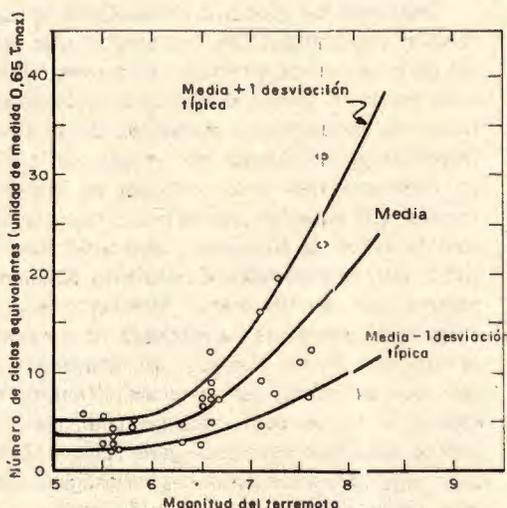


Fig. 17.- Número equivalente de ciclos de tensión uniforme deducido a partir de la componente de máxima aceleración para cada terremoto (SEE D, IDRISSE, MAKDISI and BANERJEE, 1975).

c) Por medio de ensayos de laboratorio, efectuados a distintas presiones de confinamiento (distintas cotas de terreno) en muestras representativas de suelo, determinar las tensiones cíclicas de corte, τ_c , que habría que aplicar a cada cota para producir la licuefacción en el número de ciclos $N_{c'}$ para ello se utiliza la siguiente relación (SEED, 1976):

$$\left[\frac{\tau_c}{(\sigma'_v)_o} \right]_{\text{licuef. in situ}} \approx 0,9 \left[\frac{\tau}{(\sigma'_v)_o} \right]_{\text{licuef. ens. corte simple}} \approx C_r \left[\frac{\sigma_d}{2(\sigma'_c)_o} \right]_{\text{licuef. ens. triaxial}} \quad (24)$$

d) Comparando en cada cota el valor medio de la Relación de Tensiones inducida por el terremoto, $\tau_{av}/(\sigma'_v)_o$ con la requerida para producir la licuefacción inicial en N_c ciclos, determinar las zonas del depósito potencialmente licuables, que serán aquellas en las que las tensiones determinadas en el paso b) del proceso explicado excedan a las determinadas en el paso c) (Figura 16 - e).

El método simplificado de SEED e IDRISSE tiene la ventaja de su claridad conceptual y su sencillez, ya que el parámetro $\tau_{av}/(\sigma'_v)_o$ es de gran significación no sólo los efectos globales de la profundidad del terreno, la cota del nivel freático y la intensidad del terreno (Ecuación (23)). Además el método proporciona un coeficiente de seguridad a la licuefacción, F_L , definiendo como tal (Ecuación (19)) el coeficiente de las tensiones cortantes halladas en las etapas c) y b).

Sin embargo, las dificultades para calcular la densidad relativa de la arena en el laboratorio y para correlacionar este parámetro con los datos de campo (paso necesario en el caso en que se utilicen muestras reconstituidas para los ensayos), han dirigido a algunos investigadores a buscar nuevos métodos simplificados de análisis. El resultado de estas investigaciones ha sido el denominado "método simplificado con deformación cíclica" (DOBRY et al, 1979, 1980), que utiliza deformaciones tangenciales - en vez de tensiones cortantes - en su formulación. De esta manera se elimina la gran dependencia que existe entre los resultados de los ensayos triaxiales de licuefacción en carga controlada y la densidad relativa y modo de preparación de la muestra, efecto éste que no se observa en los ensayos triaxiales con deformación controlada (PARK y SILVER, 1975). Correlativamente

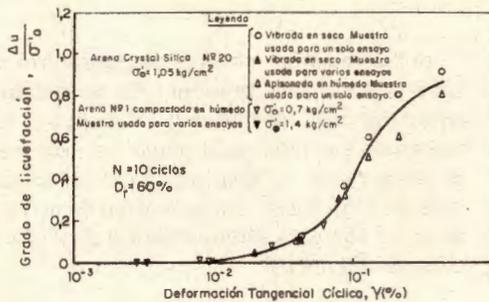


Fig. 18.- Presiones intersticiales medidas en ensayos triaxiales cíclicos (10 ciclos) con deformación controlada en distintos tipos de arenas (DOBRY y LADD, 1979).

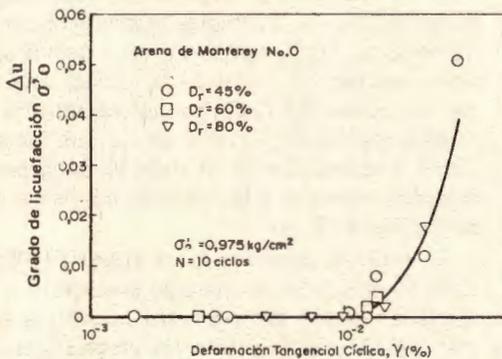


Fig. 19.- Presiones intersticiales medidas en ensayos triaxiales cíclicos con deformación controlada de una misma arena para distintas densidades relativas (YOKEL, DOBRY, POWELL y LADD, 1980).

se reduce considerablemente en el proyecto la partida de ensayos de laboratorio, siempre costosa, que caracteriza el estado actual de los conocimientos sobre este tema.

Las Figuras 18 y 19 son concluyentes a este respecto; de ellas se deduce que la velocidad de generación de presiones intersticiales en un ensayo de licuefacción con deformación controlada es función de la deformación tangencial cíclica y el número de ciclos, pero no del tipo de arena, ni del método de preparación de muestras, ni de la densidad relativa. Además parece existir un valor umbral de las deformaciones, $\gamma_t \approx 10^{-2}$ por ciento, por debajo del cual la presión de agua no crece con la deformación impuesta (DOBRY y GRIVAS, 1978; DOBRY y SWIGER, 1979). La justificación de este valor se encuentra por en la propia naturaleza del medio poroso, constituido por un conjunto

discreto de partículas; cuando $\gamma = \gamma_t$ la fuerza tangencial entre partículas en contacto alcanza el valor límite $T = fN$ ($f =$ coeficiente de rozamiento; $N =$ fuerza normal) y los granos comienzan a deslizar unos respecto a otros, elevándose la presión intersticial de la arena si el drenaje se encuentra impedido.

En consonancia con estos hechos, DOBRY et al. (1980) proponen sustituir la Ecuación (23) por:

$$\gamma_{av} = 0,65 \cdot \frac{(\sigma_v)_0}{g} \cdot \frac{a_{max}}{G_{max} (G/G_{max}) \gamma_{av}} \cdot r_d \quad (25)$$

deducida de la Ecuación (23) haciendo $\gamma_{av} = \gamma_{av}' G$, donde γ_{av} es la deformación tangencial cíclica causada por el terremoto. En la aplicación de la Ecuación (24) se supone que tanto G_{max} como la curva de reducción del módulo de elasticidad transversal con la deformación, $(G/G_{max}) \gamma_{av} \approx \gamma_{zv}$ son conocidas para el depósito, lo que implica tener que iterar por la dependencia de G/G_{max} de γ_{av} . Si una vez hallado γ_{av} , resulta ser $\gamma_{av} < 10^{-4}$, no hay peligro de licuefacción; en caso contrario se requiere efectuar estudios más detallados del emplazamiento.

4 1 3 - Métodos Analíticos

Los métodos analíticos deterministas son métodos en presiones efectivas que se caracterizan por no necesitar resultados de ensayos de licuefacción en laboratorio para su aplicación.

Estas técnicas efectúan el estudio de la licuefacción englobándolo en el contexto más general de la respuesta dinámica del terreno. Todas ellas tienen en común el utilizar un modelo analítico de generación y disipación de presiones intersticiales originadas por efecto del sismo, en contraposición a los métodos de presiones totales, que suponen que la presión de confinamiento del suelo permanece invariable mientras tiene lugar el terremoto. El depósito de suelo se supone que puede drenar internamente bajo carga total constante (la hipótesis de no drenaje utilizada en los ensayos de laboratorio es, más que un hecho real, una simplificación necesaria si no se usan métodos analíticos), viniendo dada la velocidad de generación y disipación simultánea de presiones intersticiales por la ecuación de consolidación de Terzaghi:

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{K}{\gamma_w C_d} \cdot \frac{\partial u}{\partial y} \right) + \frac{\partial u_g}{\partial t} \quad (26)$$

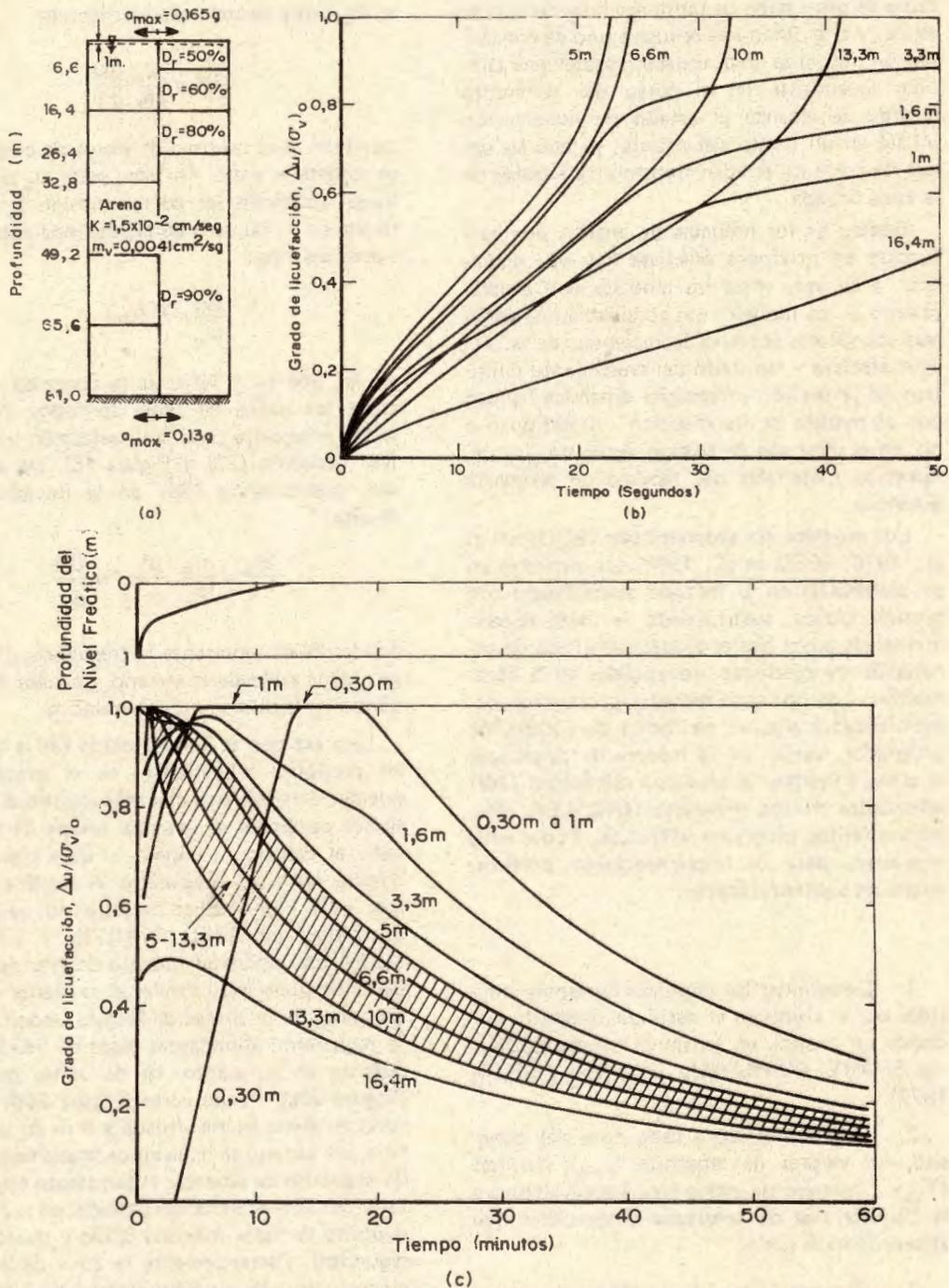


Fig. 20.- a) Perfil geotécnico aproximado en Niigata, Japón. Terremoto del 16 de Junio de 1964. b) Curvas de evolución de la presión intersticial dinámica calculadas en prelicuefacción, c) Idem en postlicuefacción (SEED, MARTIN y LYSMER, 1976).

donde K es el coeficiente de Darcy de permeabilidad, γ_w es el peso específico del agua, y u_d es la presión intersticial dinámica generada en cada instante en el punto de cota "y" del estrato

(dada por la Ecuación (8) u otra similar) El dominio temporal de validez de la Ecuación (26) se extiende hasta el infinito, ya que tan pronto como cesa la excitación sísmica el tér-

mino de generación de presiones intersticiales se anula, y el problema se reduce a uno de consolidación corriente. Esta situación sobreviene también localmente en el curso del terremoto cuando se alcanza el estado de licuefacción inicial en un punto del estrato, ya que las ondas de corte no pueden transmitirse a través de la zona licuada.

Dentro de los modelos de análisis de licuefacción en presiones efectivas hay que distinguir, a su vez, entre los modelos con acoplamiento y los modelos sin acoplamiento, según que los valores actuales, decrecientes, de la presión efectiva - resultado del crecimiento continuo de la presión intersticial dinámica hallada con el modelo de licuefacción - modifiquen o no, en el intervalo de tiempo siguiente, los parámetros materiales del modelo de respuesta dinámica.

Los modelos sin acoplamiento (BOOKER et al., 1976; SEED et al., 1976) son similares en su planteamiento al método simplificado con tensión cíclica, sustituyendo la parte experimental de aquél por el modelo analítico de generación de presiones intersticiales en la licuefacción. Los distintos modelos propuestos, comercializados algunos en forma de códigos de ordenador, varían en la manera de discretizar el suelo e integrar la ecuación diferencial (26) (elementos finitos, programa GADFLEA; diferencias finitas, programa APOLLO). Todos ellos requieren, para su implementación práctica, cubrir las siguientes etapas:

1.— Determinar las tensiones cortantes inducidas por el sismo en el perfil del depósito, mediante un análisis en tensiones totales (programa SHAKE; SCHNABEL, LYSMER y SEED, 1972).

2.— Determinar, para cada cota del depósito, los valores de amplitud (τ_{eq}), período (T_{eq}) y número de ciclos (N_{eq}) equivalentes a la historia real de tensiones tangenciales que experimenta el suelo.

3.— Obtener la ley de crecimiento con el tiempo de las presiones intersticiales sin drenaje.

4.— Resolver la ecuación diferencial (25) por un método de integración adecuado, ya sea para $t \leq t_D$ (prelicuefacción) o $t > t_D$ (postlicuefacción).

La etapa 3 va dirigida a conocer el término $\partial u_g / \partial t$ en la Ecuación (26). Ello puede hacer-

se de forma aproximada escribiendo:

$$\frac{\partial u_g}{\partial t} = \frac{\partial u_g}{\partial N} \cdot \frac{dN}{dt} \quad (27)$$

donde N es el número de ciclos de carga a que se somete el suelo. Por otra parte, u_g puede hallarse ajustando las curvas presión intersticial dinámica \leftrightarrow número de ciclos, mediante expresiones del tipo:

$$\frac{\Delta u}{\sigma'_o} = F(r_N) \quad (28)$$

en las que $r_N = N/N_i$ es la conocida relación entre los ciclos de carga aplicados, N, y los ciclos necesarios para la licuefacción inicial, N_i (ver Ecuación (20) y Figura 15). De esta forma, sustituyendo (28) en la Ecuación (27) resulta:

$$\frac{\partial u_g}{\partial t} = \frac{\sigma'_o}{N_i} \frac{dF}{dr_N} r_N \frac{dN}{dt} \quad (29)$$

donde dN/dt representa la frecuencia de la carga cíclica aplicada al terreno, de valor N_{eq}/t_D , siendo t_D la duración del terremoto.

Una vez que se han obtenido (en la etapa 4) las presiones intersticiales en el estrato, u , pueden determinarse con más exactitud las tensiones cortantes de partida (etapa 1) e iterar todo el cálculo de nuevo, si bien este refinamiento suele ser innecesario. A título de ejemplo, en la Figura 20 se muestran los resultados obtenidos por SEED, MARTIN y LYSMER (1976) aplicando un modelo de este tipo a un perfil de suelo muy similar al existente en ciertas zonas de la ciudad de Niigata, Japón, donde se registraron abundantes casos de licuefacción durante el terremoto 16 de Junio de 1964 (Figura 20a). Puede verse (Figura 20b) que la zona de arena suelta situada a 5 m de la superficie del terreno se licúa aproximadamente a los 21 segundos de empezar el terremoto (representado por una aceleración senoidal en la base del depósito de valor máximo 0,13g y duración 50 segundos). Posteriormente la zona de licuefacción se extiende a profundidades de 7 m, 10 m y 13 m transcurridos 23, 32 y 40 segundos del temblor, respectivamente. Finalizado éste, se produce la disipación lenta de las presiones intersticiales acumuladas en el estrato, más intensa en las capas inferiores de terreno. Por el contrario, en las capas superficiales la presión del agua continúa creciendo —debido en parte al flujo ascendente del agua y a la elevación del

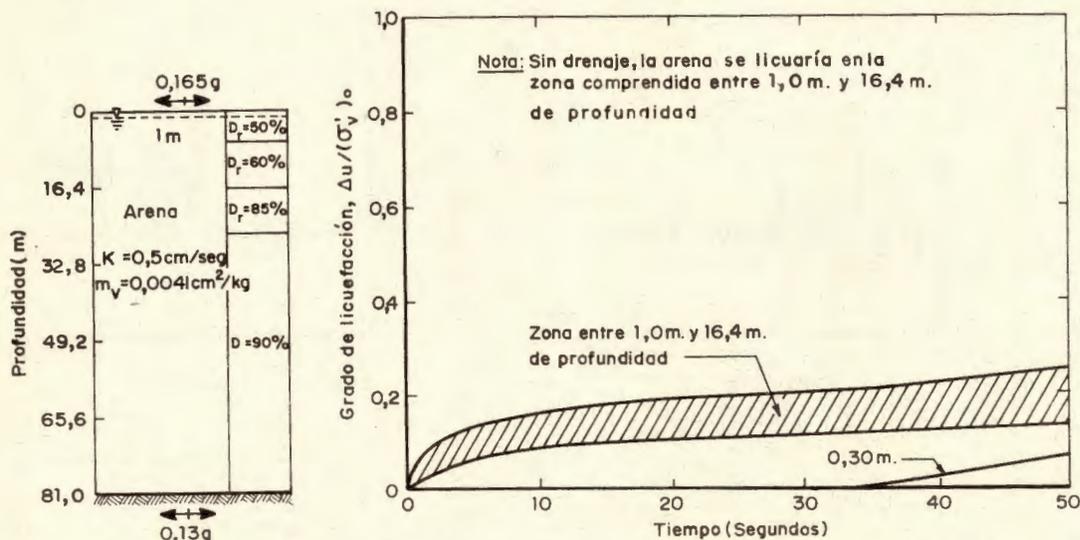


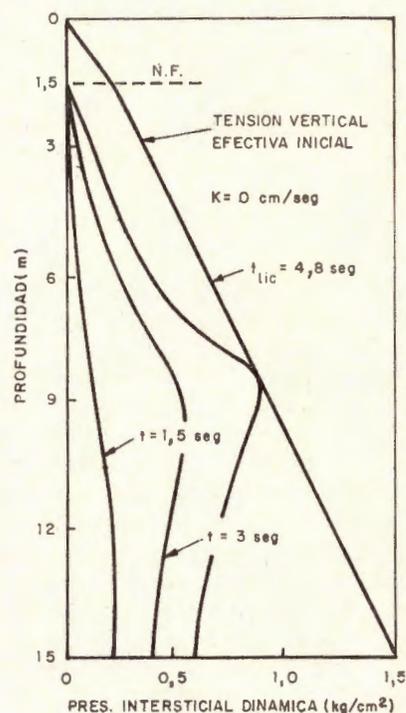
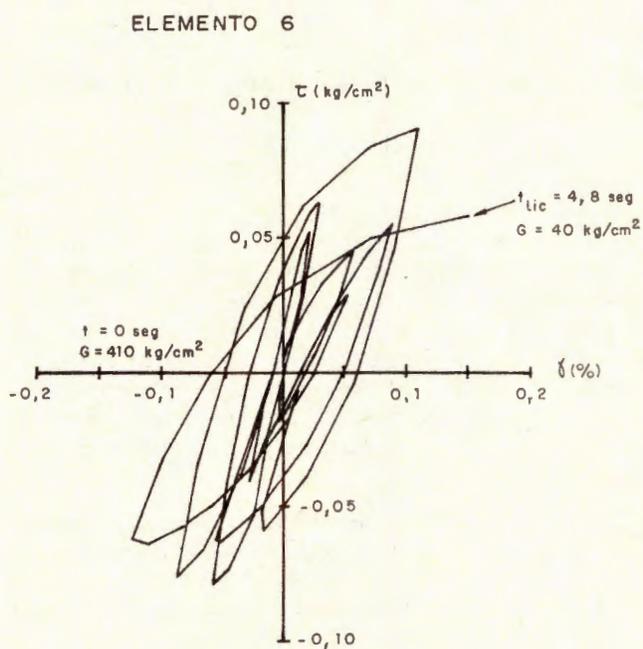
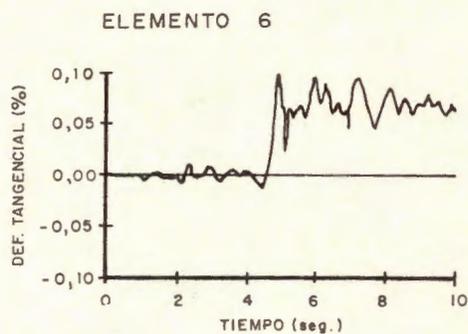
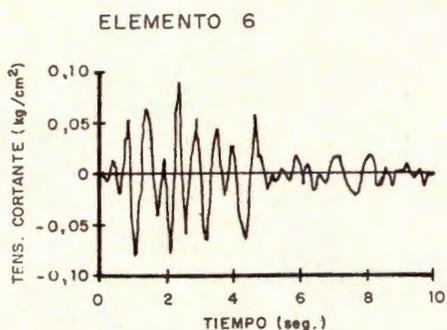
Fig. 21.- Efecto calculado de un aumento de la permeabilidad del suelo sobre la respuesta a licuefacción del perfil geotécnico de Niigata (SEED, MARTIN y LYSMER, 1976).

nivel freático— con condiciones próximas a la licuefacción en los 10 m superiores del perfil de arena, durante 5 minutos aproximadamente. Pasado este período se licúa el suelo situado a 1 m de la superficie, produciéndose la eyección de chorros de agua mezclada con arena de hasta 1 m de altura. Más tarde, a los 12 minutos de iniciarse el terremoto, entra en licuefacción el suelo situado a 30 cm. de la superficie, expulsándose la mayor parte del agua a presión del suelo en un período de 8 minutos. Por último, transcurridos 20 minutos desde que se inició el sismo, la presión intersticial en la superficie comienza a disminuir, alcanzándose la capacidad portante correspondiente al peso de un hombre entre los 40 y 50 minutos después de cesar el terremoto. Las presiones del agua en exceso sobre las hidrostáticas mantienen aún un nivel apreciable una hora después de concluir la excitación sísmica, como se refleja en la Figura 20c. A efectos de comparación, en la Figura 21 se han dibujado los resultados obtenidos para este mismo depósito si la permeabilidad del suelo se hace 33 veces mayor. Puede observarse que la presión de carga crece muy lentamente, no alcanzándose el estado de licuefacción inicial en ningún punto del terreno.

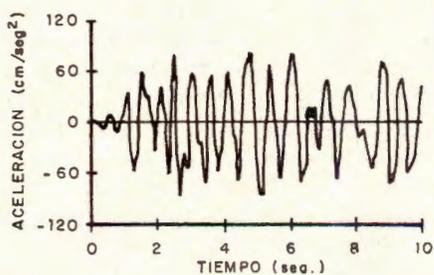
Los modelos con acoplamiento incorporan en su propia formulación los factores que configuran la respuesta a licuefacción "in situ" de depósitos de arena saturada, específicamente:

a) el comportamiento inelástico del material (ablandamiento por deformación); b) la variación del módulo de elasticidad transversal con la presión efectiva (actual, no inicial) y la deformación tangencial; c) la densificación progresiva del terreno; d) la generación y disipación simultánea de las presiones intersticiales; e) el amortiguamiento, tanto histerético como viscoso.

Los distintos métodos difieren en aspectos tales como la ley constitutiva adoptada (modelos de Ramberg-Osgood, Masing, Endocrónico, etc.), consideración de la variación de las propiedades del suelo con el tiempo y la presión efectiva actual, tipo de excitación, etc., y sobre todo en el algoritmo utilizado para integrar las ecuaciones de movimiento. En general, todos los métodos predicen el comportamiento del suelo en pre y postlicuefacción, simulando conductas tales como las disminución de las aceleraciones horizontales y tensiones cortantes (y el aumento drástico correlativo de las deformaciones tangenciales) en estratos de suelo licuado (Figura 22), así como el efecto de contornos impermeables en la redistribución de las presiones intersticiales. A modo de ejemplo, en la Figura 23 se comparan las isocronas obtenidas aplicando dos métodos de este tipo (programas DESRA y ENDOC) a un perfil hipotético de arena de 66 m de espesor y densidad creciente con la profundidad. A pesar de usar



ACELERACION EN LA SUPERFICIE DEL TERRENO (PRES. TOTALES)



ACELERACION EN LA SUPERFICIE DEL TERRENO (PRES. EFECTIVAS)

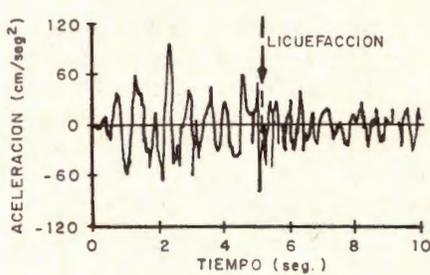
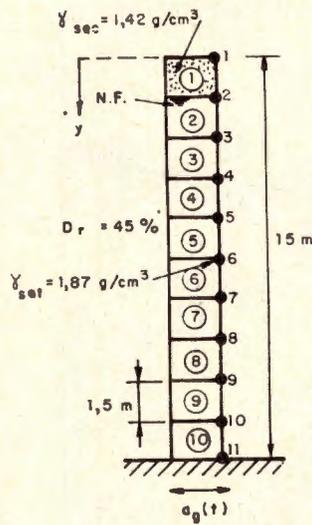


Fig. 22.- Respuesta sísmica incluyendo licuefacción de un estrato de arena saturada, calculada por medio del modelo endocrónico (BLAZQUEZ, 1978).



ACELERACION EN LA BASE DEL ESTRATO

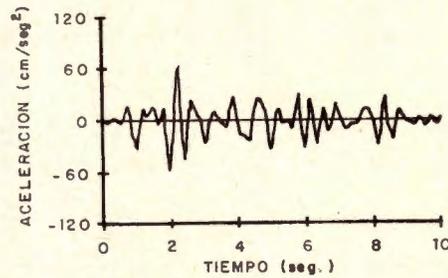


Fig.22.- (Contin.).- Respuesta sísmica incluyendo licuefacción de un estrato de arena saturada, calculada por medio del modelo endocrónico (BLAZQUEZ, 1978).

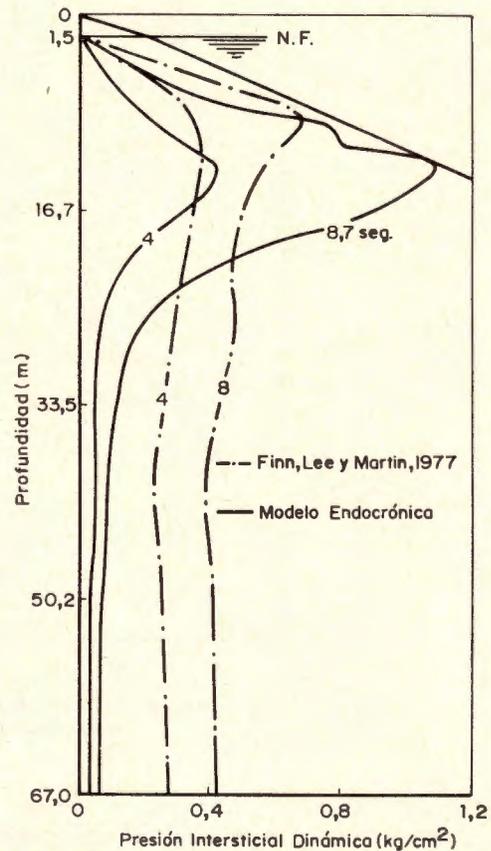
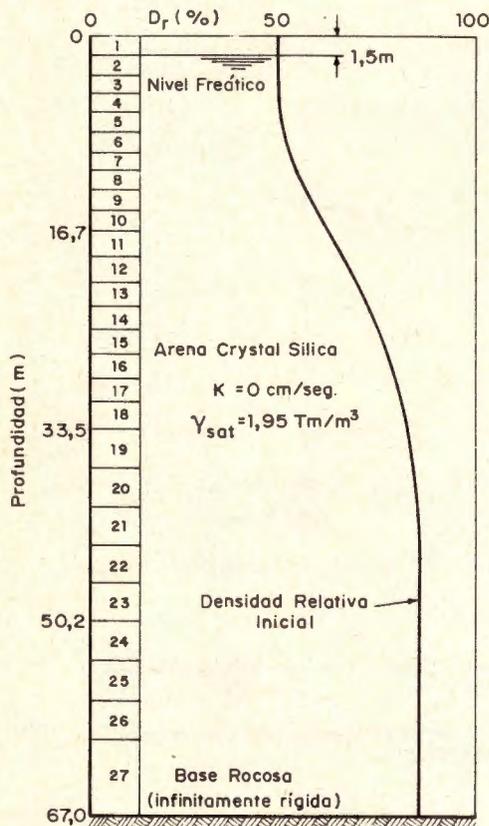


Fig. 23.- Comparación entre los modelos endocrónico y de Masing aplicados al cálculo de la licuefacción de un estrato profundo de arena (BLAZQUEZ, KRIZEK y BAZANT, 1980).

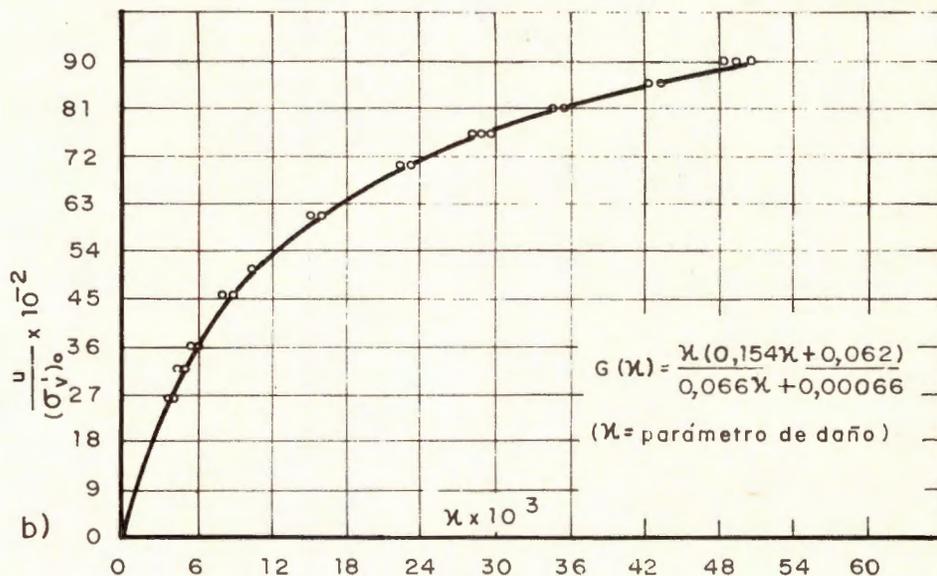
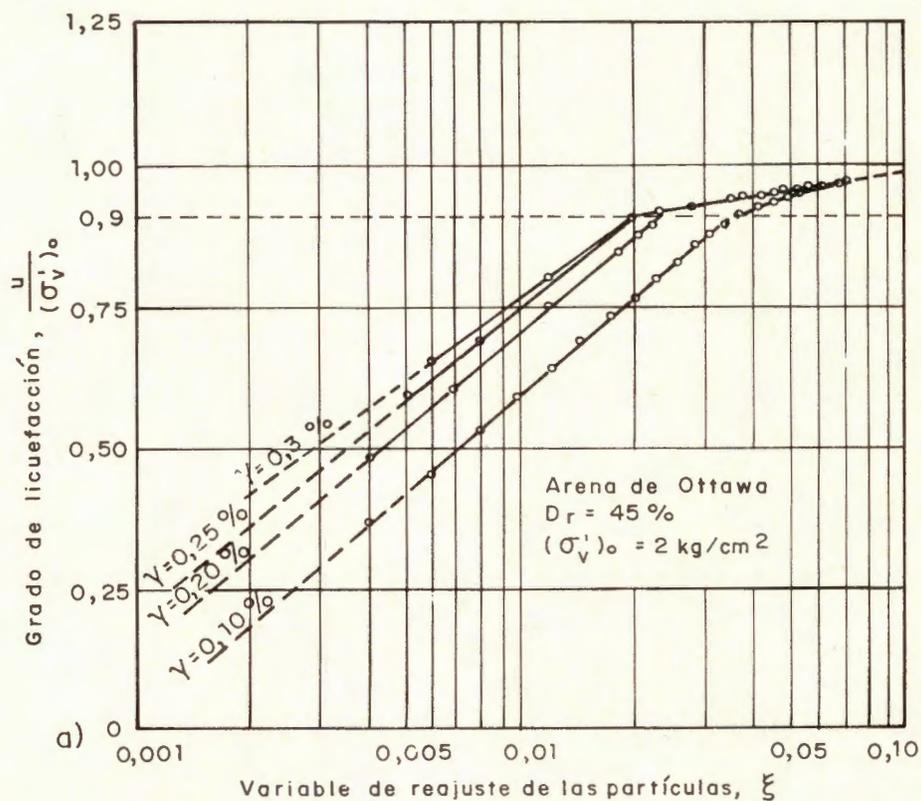


Fig. 24.- Ajuste de las curvas de crecimiento de la presión intersticial dinámica mediante la teoría endocrónica (FINN y BHATIA, 1980 b).

modelos de suelo completamente diferentes, es de destacar la coincidencia de ambos métodos en predecir la licuefacción para niveles superficiales del estrato, aproximadamente 8 segundos después de iniciarse el terremoto.

La clave fundamental en la utilización de un método en presiones efectivas con acoplamiento está en las hipótesis que se hagan al aplicar el modelo analítico de licuefacción (Ecuación (8)). Recientemente, para obviar las

dificultades que entraña la determinación del coeficiente de compresibilidad elástica de la arena, ZIENKIEWICZ et al. (1978) y FINN y BHATIA (1980 b) han propuesto utilizar la teoría endocrónica para expresar la forma integral de la Ecuación (8) del modo siguiente:

$$\frac{u}{(\sigma'_v)_o} = f(\gamma, \epsilon) = G(\chi) \quad (30)$$

siendo:

ξ = longitud de la trayectoria de deformaciones o variable de reajuste de las partículas (en estados de corte simple: $d\xi = 1/8 |d\gamma|$)

$$\chi = \text{parámetro de daño} \left(\chi = e^{\frac{\gamma \ln \left(\frac{\epsilon_2}{\epsilon_1} \right)}{\gamma_1 - \gamma_2}} \right)$$

y $G(\chi)$ una función racional de χ . Con esta transformación se consigue que las curvas experimentales que miden el grado de licuefacción de la arena se reduzcan a una única curva independiente de la deformación tangencial, γ (Figura 24), lo que es particularmente interesante a efectos de cálculo de $u(t)$ a distintas cotas del estrato de suelo. Obviamente, la hipótesis subyacente en la Ecuación (30) es que C_d es constante y no depende de la presión efectiva actual, en contra de lo establecido en la Figura 9

4.2. —Licuefacción bajo la cota de cimentación de estructuras

En rigor, los métodos indicados en la sección anterior son aplicables solamente a depósitos horizontales de terreno o debajo de edificios, en el eje de simetría de éstos, en donde no actúan tensiones cortantes sobre los elementos de suelo antes de sobrevenir el terremoto. En todas las demás situaciones hay que tener en cuenta esta circunstancia, sometiendo a las muestras en laboratorio a un estado inicial de tensión anisotrópica que represente adecuadamente las presiones geostáticas del terreno. Esto implica, como paso previo en los métodos de cálculo de la licuefacción, determinar con exactitud dicho estado inicial de tensiones, ya sea utilizando distribuciones de tensión conocidas (basadas por ejemplo en la teoría de Boussinesq) o mediante un análisis estático del problema por elementos finitos.

Este procedimiento es sensiblemente más complicado que los desarrollados en el punto anterior, tanto a efectos de ensayos de laboratorio como de cálculo, y su coste sólo se justifica en los casos de presas de tierra (SEED et al., 1969; SEED, ARANGO y CHAN, 1975) o estructuras muy críticas desde el punto de vista

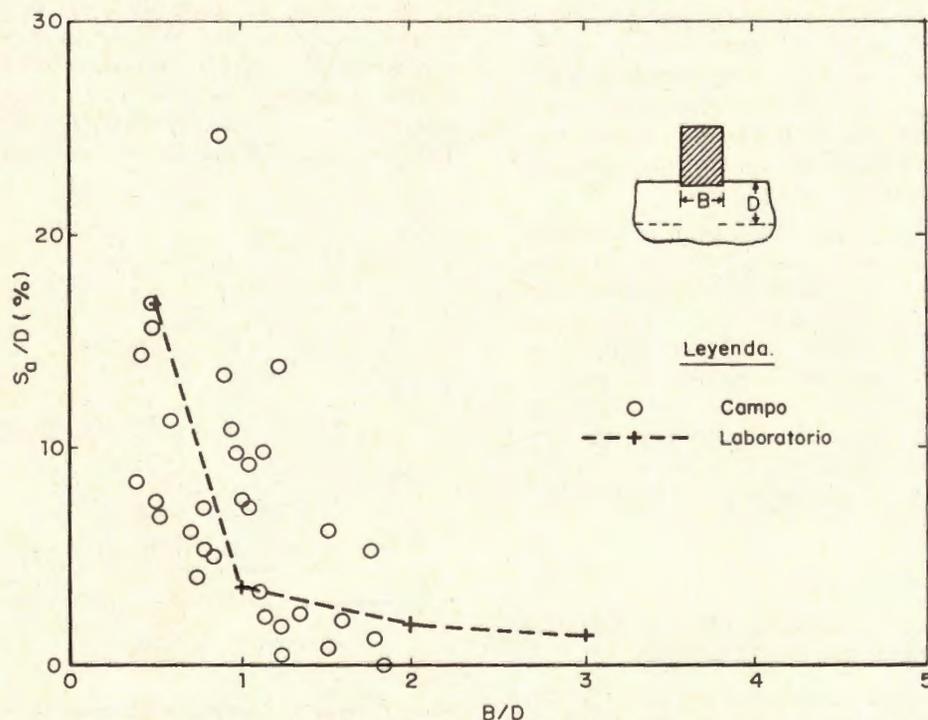


Fig. 25.- Influencia de la anchura de la cimentación en el asiento medio de estructuras sobre terrenos licuados (YOSHIMI et. al, 1977).

de la seguridad (centrales nucleares). En los demás casos los datos de campo y los ensayos de laboratorio han demostrado repetidamente que el potencial de licuefacción de un suelo arenoso ubicado bajo una estructura pesada (por ej.: una estructura de hormigón armado de varios pisos) es bastante menor que en campo libre, por el efecto beneficioso introducido por la estructura aumentar la presión de confinamiento del suelo.

Por esta razón, para resolver este tipo de problemas, es aconsejable establecer correlaciones entre los datos observados y experimentales por un lado y los parámetros geométricos del sistema por otro. Una de estas correlaciones, reportada por YOSHIMI et al. (1977), se indica en la Figura 25. En ordenadas se ha dibujado el cociente adimensional de dividir el asiento medio del edificio, S_a , por la profundidad de licuefacción, D (determinada por el método simplificado de SEED e IDRISS). En abscisas se tiene la razón adimensional anchura del edificio, B , dividida por la profundidad de licuefacción, D . Las medidas tomadas en Niigata sobre 43 edificios de hormigón armado en los cuales hubo licuefacción aparecen superpuestas en el gráfico con los ensayos de mesa vibrante llevados a cabo por YOSHIMI y TOKIMATSU (1977). Puede verse que en ambos casos la tendencia es la misma: a medida que aumenta la anchura del edificio disminuye el asiento por licuefacción. Esta conclusión puede ser interesante para minimizar costes en el proyecto antisísmico de estructuras de base muy ancha, tales como los depósitos de almacenamiento de crudos.

Otro factor importante a tener en cuenta es el tipo de carga. Así, comparadas con las acciones sísmicas, las acciones de oleaje de fondo son de mayor duración, período más largo y presentan un mayor índice de ocurrencia de cargas moderadas (tormentas). Estas dos últimas características son favorables para la estabilidad de plataformas cimentadas off-shore, ya que permiten un drenaje parcial de la arena e inducen un efecto de pre-vibrado, respectivamente (LEE y FOCHT, 1975).

5 - ANALISIS PROBABILISTA DE LOS FENOMENOS DE LICUEFACCION

El tratamiento estadístico de la licuefacción ha suscitado un creciente interés entre los investigadores en los últimos años, desarrollándose

con este objeto dos tipos de métodos, según que la probabilidad de licuefacción de un depósito de suelo se calcule considerando o no la incertidumbre en las propiedades del suelo conjuntamente con la incertidumbre en la excitación sísmica.

En el primer caso ("métodos de riesgo") se define la probabilidad anual de ocurrencia de licuefacción en un emplazamiento a partir del teorema de la probabilidad total, mediante una ecuación similar a la que determina el riesgo sísmico:

$$P_{lic} = \int_{(n_{eq})_{inf.}}^{(n_{eq})_{sup.}} \left(P_{lic/a_{max}, n_{eq}} f_{A_{max}}(a_{max}) \cdot f_{N_{eq}}(n_{eq}) da_{max} dn_{eq} \right) \quad (30)$$

donde $A_{máx}$ y N_{eq} representan las variables aleatorias independientes aceleración máxima y duración (expresada en núm. de ciclos equivalentes) del terremoto de diseño, mientras que $(n_{eq})_{inf.}$, $(n_{eq})_{sup.}$ son, respectivamente, los valores de N_{eq} correspondientes a la mínima y máxima magnitud posible para dicho terremoto.

La función de probabilidad condicional $(P_{lic/a_{max}, n_{eq}})$ se obtiene sustituyendo las expresiones (23) y (24) por sus homónimas probabilistas y aplicando el criterio de licuefacción utilizando en el método simplificado de SEED e IDRISS (Figura 16 -c). De esta manera puede

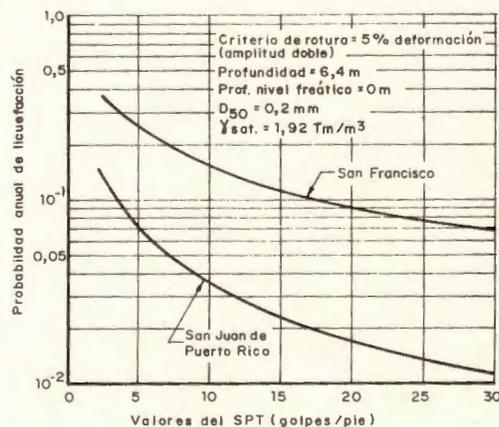


Fig. 26.- Riesgo de licuefacción calculado para dos ciudades de Estados Unidos (HALDAR y TANG, 1979).

calcularse el riesgo de licuefacción en un determinado número de años como una etapa más en el estudio del riesgo sísmico local (Figura 26). Más aún, estos estudios pueden generalizarse de modo que incorporen la influencia del drenaje simultáneo con el crecimiento de la presión intersticial del suelo (FARDIS, 1978), o proporcionen el potencial de licuefacción no ya en un punto, sino en toda una cuenca sedimentaria sísmicamente activa (YOU'D y PERKINS, 1978).

En contraposición con los métodos anteriores, más recientes, están los denominados "métodos estocásticos", basados en la teoría del daño lineal acumulado de PALMGREN (1924) y MINER (1945), que consideran la licuefacción como un fenómeno de fatiga del suelo a bajo número de ciclos de carga. En el modelo propuesto por DONOVAN (1971), las curvas de licuefacción halladas mediante ensayos de laboratorios se tratan como curvas S-N de fatiga, que se ajustan a parábolas (Figura 14), determinándose la relación:

$$M(\tau) = e a_0 + a_1 \frac{\tau}{(\sigma'_c)_0 D_r} + a_2 \left(\frac{\tau}{(\sigma'_c)_0 D_r} \right)^2, \quad (31)$$

donde $M(\tau)$ simboliza el número de ciclos de tensión cortante necesarios para producir fatiga al nivel τ de carga y a_0, a_1, a_2 son constantes.

El daño acumulado para una cierta cota viene entonces dado por la expresión:

$$D = \int_0^{\infty} \frac{m(\tau)}{M(\tau)} d\tau, \quad (32)$$

siendo $m(\tau)$ el número de ciclos de excitación para el nivel de carga τ , fijado a su vez por la ecuación:

$$m(\tau) = \frac{\omega_g t_D}{2\pi} p(\tau), \quad (33)$$

donde t_D es la duración del sismo, ω_g la frecuencia predominante del depósito y $p(\tau)$ la distribución de probabilidad (función de densidad) de la envolvente de los picos del proceso estocástico $\tau(t)$. Esta distribución suele suponerse por simplicidad en los cálculos que es de tipo Rayleigh (ancho de banda estrecho); la efectividad de esta hipótesis viene confirmada por la comparación entre la distribución teórica y el histograma de tensiones cortantes máximas calculadas para un estrato de suelo (Figura 27).

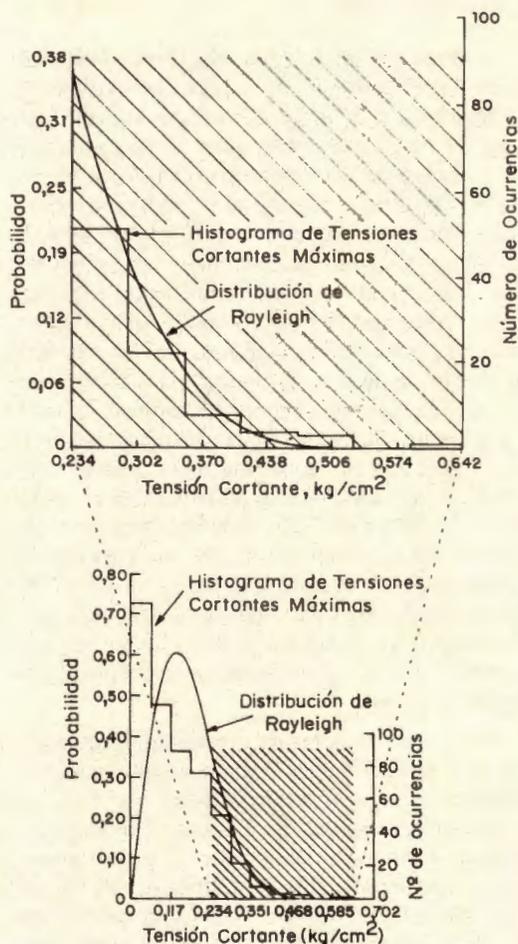


Fig. 27.- Ajuste, mediante la distribución de Rayleigh, del histograma de tensiones cortantes máximas obtenido a partir de un cálculo de respuesta dinámica de un estrato de suelo (DONOVAN y SINGH, 1976).

La interpretación de la expresión (32) es que cuando el daño se hace igual o mayor que 1 ocurrirá la licuefacción del depósito a la cota considerada (criterio de licuefacción). Otras versiones más refinadas de este método permiten predecir también el instante de licuefacción conociendo los parámetros de sismicidad local del emplazamiento (FACCIOLI, 1973). Un estudio detallado comparando los métodos estocásticos de predicción de la licuefacción con el método semiempírico de SEED e IDRISSE ha sido presentado en la literatura por VALERA y DONOVAN (1976).

6 - NORMATIVA

A nivel nacional, la Norma Sismorresistente PGS-1 (actualmente en revisión) contempla en su apartado 2.3 la posibilidad de licuefacción para terremotos de grado igual o mayor que IX en la escala de intensidad macrosísmica MSK. Sin embargo no se menciona el fenómeno explícitamente en el articulado y las referencias que se incluyen en las Aclaraciones Complementarias (Parte B de la Norma) son excesivamente vagas. Así, por ejemplo, aunque se distingue entre la licuefacción de arenas y la licuefacción de suelos cohesivos saturados (por tixotropía del suelo), la única recomendación es "eludir los terrenos flojos" en zonas sísmicas. Siguiendo la filosofía de la Norma de establecer coeficientes de cálculo terreno-cimentación, para tener en cuenta el efecto de la licuefacción en el cálculo del coeficiente sísmico, se exige mayor los factores de cimentación en terrenos flojos, con velocidad de propagación de las ondas de compresión inferior a 2.000 m/seg., cuando la superficie de cimentación se encuentre bajo el nivel freático.

Por lo que respecta a normativas extranjeras, hay que señalar que el método simplificado con tensión cíclica es el recomendado por el Applied Technology Council de Estados Unidos para valorar el potencial de licuefacción en el campo libre, juntamente con el método empírico de observaciones de campo. Dado que este segundo método está más limitado por la escasez de observaciones, se establecen los coeficientes de seguridad de 1,3 y 1,5 respectivamente, siempre y cuando el programa de ensayos se realice con un buen control y los resultados sean suficientemente fiables. No obstante, debido a las diferencias de signo de la dilatación de las arenas sueltas y densas, se aconseja usar coeficientes de seguridad ligeramente más altos para edificios importantes cimentados en arenas flojas.

7- CONCLUSIONES FINALES

En las páginas precedentes se ha intentado presentar de forma concisa la problemática general que presenta la predicción de la licuefacción de depósitos de suelo en Ingeniería Sísmica. Este problema es sumamente complejo y no puede separarse del problema general de cálculo de la respuesta dinámica, del cual forma parte esencial.

Los métodos de predicción se clasifican en deterministas y probabilistas, y aquéllos a su

vez en empíricos, semiempíricos y analíticos, enumerados en orden creciente de complejidad.

Por lo que respecta a los métodos deterministas, puede decirse que los métodos empíricos proporcionan en general resultados razonables y conservadores, a pesar del excesivo localismo y en algunas ocasiones de la falta de fiabilidad de los datos de partida. No obstante, la incertidumbre que caracteriza el estado actual del conocimiento de propiedades dinámicas y ecuaciones constitutivas del suelo, contrarresta en muchos casos las ventajas teóricas de aplicar métodos de cálculo más completos, tales como los métodos analíticos, basados en modelos físicos que explican satisfactoriamente la mecánica de la licuefacción. A ello se debe probablemente el que los métodos semiempíricos, híbridos entre los dos anteriores y que representan un compromiso convenientemente entre el empirismo y el rigor sean hoy por hoy los más avalados por el uso.

Finalmente, la máxima complejidad teórica en la predicción in situ de la licuefacción se asocia con los métodos probabilistas, cuya aparente sofisticación no merma para nada su aplicabilidad al diseño de obras civiles importantes (v.gr.: oleoducto de Alaska).

Como perspectiva de futuro es previsible la incorporación paulatina de las enseñanzas derivadas de los métodos comentados al desarrollo de normas de proyecto anti-licuefacción, hoy por hoy prácticamente inexistentes.

APENDICE

Aplicación de la teoría de Biot generalizada a los problemas de licuefacción.

En 1956, M.A. Biot desarrolló una teoría ("poroelástica") para explicar el comportamiento mecánico de los suelos saturados, en los cuales, al deformarse se produce un flujo de fluido a través de la matriz porosa. El material se considera como un agregado homogéneo constituido por dos fases: fase sólida y fase líquida. Las dos fases se tratan como medios continuos que interaccionan entre sí, ocupando ambas por completo el volumen asociado a cada elemento infinitesimal de suelo.

Para tener en cuenta la inelasticidad del esqueleto sólido y el acoplamiento entre las deformaciones de corte y de volumen en cada instante, BAZANT y KRIZEK (1975, 1976) han generalizado las ecuaciones propuestas en principio por Biot, formulándolas en forma incremental e introduciendo en ellas los términos co-

respondientes a las deformaciones inelásticas (acopladas entre sí). La parte volumétrica de dichas ecuaciones se expresa en la forma

$$d\sigma_s = P(d\epsilon - d\epsilon'') + Q(d\epsilon_F - d\epsilon''_F) \quad (A1)$$

$$d\sigma_F = Q(d\epsilon - d\epsilon'') + R(d\epsilon_F - d\epsilon''_F) \quad (A2)$$

donde P, Q, R, son constantes elásticas del suelo, σ_s, σ_F son las tensiones volumétricas actuando en la fase sólida y en la fase líquida, respectivamente, y ϵ'', ϵ''_F (ϵ, ϵ_F) son deformaciones inelásticas (elásticas) de dichas fases (ϵ''_F se relaciona con la cantidad de fluido que escapa del suelo, al deformarse éste).

Puede demostrarse que los valores de P, Q, R, vienen dados por las siguientes fórmulas (BAZANT Y KRIZEK, 1975):

$$P = \frac{1}{C_b} + \frac{Q^2}{R} \quad (A3)$$

$$Q = \frac{1-n}{C_w} \quad (A4)$$

$$R = \frac{n}{C_w}, \quad (A5)$$

donde C_b es el coeficiente de compresibilidad volumétrica de la arena (con drenaje), n es la porosidad y C_w es el coeficiente de compresibilidad del agua en los poros ($C_w \gg C_b$).

Además, de la propia definición de presión intersticial, se deduce:

$$u = \frac{\sigma_F}{n} \quad (A6)$$

$$\begin{aligned} \sigma' &= \sigma_t + u = \sigma_s + \sigma_F + u = \sigma_s + (1-n)u = \\ &= \sigma_s \frac{1-n}{n} \sigma_F \end{aligned} \quad (A7)$$

lo que permite pasar fácilmente de la formulación en medios continuos a la formación en presiones efectivas, más usual en Mecánica del Suelo.

En el caso sin drenaje ($d\epsilon_F = 0$; $d\epsilon = d\epsilon_F$); si se supone el material elástico ($d\epsilon'' = 0$), las ecuaciones (A1) y (A2) implican:

$$d\sigma_t = d\sigma_s + d\sigma_F = (P + 2Q + R) d\epsilon \quad (A8)$$

y la compresibilidad de la arena resulta ser:

$$C_t = \frac{\partial \epsilon^{el}}{\partial \sigma_t} = \frac{1}{P + 2Q + R} \quad (A9)$$

o lo que es igual (sustituyendo (A3), (A4), (A5) en (A9)):

$$C_t \approx C_w \quad (A10)$$

Considérese ahora el caso inelástico (Ecuaciones (A1) y (A2), sin drenaje, con presión total constante ($d\sigma_t = 0$). Si en el tiempo dt la arena experimenta una densificación dada por $d\epsilon$, la deformación total de las dos fases será la misma ($d\epsilon = d\epsilon_F$), pero la deformación inelástica de la fase líquida será nula, ya que en el corto tiempo dt el agua no tiene tiempo de escapar del suelo ($d\epsilon_F = 0$). Sustituyendo todas estas condiciones en (A1) y (A2) se tiene:

$$d\sigma_s = P(d\epsilon - d\epsilon'') + Qd\epsilon \quad (A11)$$

$$d\sigma_F = Q(d\epsilon - d\epsilon'') + Rd\epsilon \quad (A12)$$

Sumando ambas ecuaciones, teniendo en cuenta la Ecuación (A9) y la condición:

$$d\sigma_t = d\sigma_s + d\sigma_F = 0, \quad (A13)$$

resulta:

$$d\epsilon = (P + Q) C_t d\epsilon'' \quad (A14)$$

Sustituyendo ahora las Ecuaciones (A14), (A3), en (A12), se obtiene:

$$d\sigma_F = \frac{C_t R}{C_b} d\epsilon'' \quad (A15)$$

y, por último de las relaciones (A5), (A10), y (A15), teniendo en cuenta que (Ecuación (A6)):

$$du = \frac{d\sigma_F}{n} - udn \approx -\frac{d\sigma_F}{n} \quad (A16)$$

se halla:

$$du = -\frac{d\epsilon''}{C_b} \quad (A17)$$

La Ecuación (A17) mide el crecimiento con el tiempo de la presión intersticial, por densificación inelástica de la arena (en volumen), en ausencia de drenaje. En el caso más restringido de licuefacción unidimensional, el parámetro C_b resulta ser el inverso del módulo edométrico (o coeficiente de compresibilidad confinada con drenaje, C_d) y la Ecuación (A17) queda así:

$$du = -\frac{d\epsilon''}{C_d} \quad (A18)$$

que coincide exactamente con el modelo de licuefacción desarrollado en el apartado 3 (Ecuación (8)), salvedad hecha del signo menos, que se debe al distinto convenio de signos empleado en Mecánica de Suelos y Mecánica de Medios Continuos.

REFERENCIAS PARA CARACTERIZACION DEL FENOMENO

- AMBRASEYS, N.N., and SARMA, S. (1969).— "Liquefaction of Soils Induced by Earthquakes", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 59, No. 2, pp. 651-664.
- ANNAKI, M. (1975).— "Liquefaction of Sand in Triaxial Tests Using Uniform and Irregular Cyclic Loading", Ph. D. dissertation, University of California, Los Angeles, CA.
- ANNAKI, M., and LEE, K.L. (1976).— "Experimental Verification of the Equivalent Uniform Cycle Concept for Soil", *Symposium on Soil Liquefaction, ASCE National Convention, Philadelphia, October*, pp. 227-254.
- BARKAN, D.D. (1962).— *Dynamics of Bases and Foundations*, Mc. Graw-Hill Book Co., New York.
- BAZARAA, A.R.S.S. (1967).— "Use of the Standard Penetration Test for Estimating Settlements of Shallow Foundations on Sand", Ph. D. dissertation, University of Illinois, Urbana, Ill.
- CASAGRANDE, A. (1936).— "Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slopes and Earth Fills", *Journal of the Boston Society of Civil Engineers*, Vol. 23, pp. 13-32.
- CASAGRANDE, A. (1971).— "On Liquefaction Phenomena", *Geotechnique*, Vol. 21, No. 3, pp. 197-202.
- CASTRO, G. (1969).— "Liquefaction of Sands", *Harvard Soil Mechanics Series No. 81*, Harvard University, Cambridge, Mass.
- CASTRO, G. (1975).— "Liquefaction and Cyclic Mobility of Saturated Sands", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 101, No. GT 6, pp. 551-569.
- CASTRO, G. and PDULOS, S.J. (1977).— "Factors Affecting Liquefaction and Cyclic Mobility", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 103, No. GT 6, pp. 501-516.
- CHAN, K.T. (1978).— "An Analysis of Damage of Slope Sliding by Earthquake on the Baihe Dam and its Earthquake Resistant Strengthening", *Tseng-hua Design Section, Design Department of Earthquake Resistant and Flood Control Command of Miyua Reservoir, P.R.C.*
- COMMITTEE ON SOIL DYNAMICS OF THE GEOTECHNICAL ENGINEERING DIVISION, (1978), "Definition of Terms Related to Liquefaction", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 104, No. GT 9, pp. 1197-1200.
- DE ALBA, P., CHAN, C.K. and SEED, H.B. (1975).— "Determination of Soil Liquefaction Characteristics by Large-Scale Laboratory Tests", *Report No. EERC 75-14, EERC, University of California, Berkeley, CA.*
- DE MELLO, V. (1971).— "The Standard penetration Test— A State-of-the-Art Report", *Fourth Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Puerto Rico, Vol. 1*, pp. 1-86.
- FINN, W.D.L., BRANSBY, P.L., and PICKERING, D.J. (1970).— "Effect of Strain History on Liquefaction of Sand", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 96, No. SM6, pp. 1917-1934.
- FINN, W.D.L., PICKERING, D.J., and BRANSBY, P.L. (1971).— "Sand Liquefaction in Triaxial and Simple Shear Tests", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 97, No. SM4, pp. 639-659.
- FLDRIN, V.A., and IVANOV, P.L. (1961).— "Liquefaction of Sandy Soils", *Proc. Fifth I.C.S.M.F.E., Paris*, Vol. 1, pp. 107-111.
- GHABOUSSI, J. and WILSON, E.L. (1973).— "Liquefaction Analysis of Saturated Granular Soils", *Proceedings Fifth W.C.E.E., Rome*, Vol. 1, pp. 380-389.
- GIBBS, N.J. and HOLTZ, W.G. (1957).— "Research on Determining the Density of Sands by Spoon Penetration Testing", *Proceedings Fourth I.C.S.M.F.E., Vol. 1, London, England*, pp. 35-39.
- HORN, H. (1978).— "North American Experience in Soil Sampling and its Influence on Dynamic Laboratory Testing", *State-of-the-Art Report, Proceedings Session on Soil Sampling and its Importance to Dynamic Laboratory Testing, ASCE National Convention, Chicago, Ill., October*, pp. 113-211.
- ISHIBASHI, I. and SHERIF, M.A. (1974).— "Soil Liquefaction by Torsional Simple Shear Device", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 100, No. GT 8, pp. 871-888.
- ISHIHARA, K. and LI, S. (1972).— "Liquefaction of Saturated Sand in Triaxial Torsion Shear Test", *Soils and Foundations*, Vol. 12, No. 2, pp. 19-39.
- ISHIHARA, J. and YASUDA, S. (1972).— "Sand Liquefaction Due to Irregular Excitation", *Soils and Foundations*, Vol. 12, No. 4, pp. 65-77.
- KISHIDA, H. (1969).— "Characteristics of Liquefied Sands during Mino-Owari, Tohankai and Fukui Earthquakes", *Soils and Foundations*, Vol. 9, No. 1, pp. 75-92.
- LADO, R.S. (1974).— "Specimen Preparation and Liquefaction of Sands", *Technical Note, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 100, No. GT 10, October, pp. 1180-1184.
- LADO, R.S. (1976).— "Effects of Specimen Preparation on the Cyclic Structural Stability of Sands", *Symposium on Soil Liquefaction, ASCE, National Convention, Philadelphia, October*, pp. 199-226.
- LEE, K.L., and SEED, H.B. (1957).— "Cyclic Stress Con-

- Liquefaction of Sand*", *Journal of the Soil Foundations Division, ASCE*, Vol. 93, No. 2.
- FITTON, J.A. (1968).— "Factors Affecting Loading Strength of Soil", *ASTM, STP 450, Symposium on Vibration Effects of Earthquakes on soils and Foundations, American Society of Testing Materials*, pp. 71–95.
- LEE, K.L. and FOCHT, J.A. (1975).— "Liquefaction Potential of Ekofisk Tank in North Sea", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 100, No. GT 1, January.
- LINGYAO, L., KUEIFEN, L. and DONGPING, B. (1980).— "Earthquake damage of Baihe Earth Dam and Liquefaction Characteristics of Sand and Gravel Materials", *Seventh World Conference on Earthquake Engineering (Estambul)*, Vol. 3, pp. 171–178.
- MARCUSON, W.F., III (1978).— "Determination of in situ Density of Sands", *Dynamic Geotechnical Testing, ASTM STP 654, American Society for Testing and Materials*, pp. 318–340.
- MASLOV, N.N. (1957).— "Questions of Seismic Stability of Submerged Sandy Foundations and Structures", *Proceedings Fourth I.C.S.M.F.E. London*, Vol. 1, pp. 368–372.
- MORI, K., SEED, H.B. and CHAN, C.K. (1978).— "Influence of Sample Disturbance of Sand Response to Cyclic Loading", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 104, No. GT 3.
- MULILIS, J.P., CHAN, C.K. and SEED, H.B. (1975).— "The Effects of Method of Sample Preparation on the Cyclic Stress-Strain Behavior of Sands", *Report No. EERC 75-18, University of California, Berkeley*, July.
- MULILIS, J.P., TOWNSEND, F.C. and HOVZ, R.C. (1978).— "Triaxial Testing Techniques and Sand Liquefaction", *Dynamic Geotechnical Testing, ASTM, STP 654, American Society for Testing and Materials*, pp. 265–279.
- PEACOCK, W.H. and SEED, H.B. (1968).— "Sand Liquefaction under Cyclic Loading Simple Shear Conditions", *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 94, No. SM3, pp. 689–708.
- PECK, R.B. (1979).— "Liquefaction Potential: Science Versus Practice", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 105, No. GT3, March, pp. 393–398.
- PRAKASH, S. and GUPTA, M.K. (1970).— "Liquefaction and Settlement Characteristics of Loose Sands under Vibrations", *Proceedings of the Conference on Dynamic Waves in Civil Engineering, University College of Swansea*, ed: Wiley-Interscience, John Wiley and Sons, London, pp. 229–244.
- PYKE, R.M. (1973).— "Settlement and Liquefaction of Sands under Multi-Directional Loading", *Ph. D. dissertation, University of California, Berkeley, CA*.
- PYKE, R., SEED, H.B. and CHAN, C.K. (1975).— "Settlement of Sands under Multidirectional Shaking", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 101, GT4, pp. 379–398.
- SCHMERTMANN, J. (1978).— "Use the SPT to Measure Dynamic Soil Properties? — Yes, But...!", *ASTM, SPT 654, American Society for Testing and Materials*, pp. 341–355.
- SEED, H.B. (1976).— "Evaluation of Soil Liquefaction Effects on Level Ground during Earthquakes", *Proceedings Specialty Conference on Liquefaction Problems in Geotechnical Engineering, Philadelphia, PA.*, pp. 1–104.
- SEED, H.B. and LEE, K.L. (1966).— "Liquefaction of Saturated Sands during Cyclic Loading", *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 92, No. SM6, pp. 105–134.
- SEED, H.B., MORI, K. and CHAN, C.K. (1975).— "Influence of Seismic History on the Liquefaction Characteristics of Sands", *Report No. EERC 75-25, University of California, Berkeley, August*.
- SEED, H.B., PYKE, R. and MARTIN, G.R. (1975).— "Analysis of the Effect of Multi-directional Shaking on the Liquefaction Characteristics of Sands", *Report No. EERC 75-41, University of California, Berkeley, December*.
- SW-AJA (1972).— "Soil Behavior under Earthquake Loading Conditions", *Interim Reports 1, 2, 3, A Joint Venture of Shannon and Wilson, Inc. and Agbabiham-Jacobsen Associates*.
- SINGH, S., DONOVAN, N.C. and PARK, T.K. (1980).— "A Re-examination of the Effect of Prior Loadings on the Liquefaction of Sands", *Seventh World Conference on Earthquake Engineering (Estambul)*, Vol. 3, pp. 321–325.
- TALAGANOV, K., MIHAILOV, V. and BOGOEVSKI, T. (1980).— "Analysis of Soil Liquefaction during 1979 Montenegro Earthquake", *Seventh World Conference on Earthquake Engineering (Estambul)*, Vol. 3, pp. 179–186.
- TAVENAS, S. and LA ROCHELLE, P. (1970).— "Problems Related to the Use of the Relative Density", *Report S-21, Civil Engineering Department, Laval University, Quebec, Canada*.
- TERZAGHI, K. (1956).— "Varieties of Submarine Slope Failures", *Proceedings Eighth Texas Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Austin, Texas*, p. 1.
- TERZAGHI, K. and PECK, R.B. (1948).— *Soil Mechanics in Engineering Practice, New York, John Wiley and Sons, Inc., New York*.

THORBURN, S. (1963).— "Tentative Correction Chart for the Standard Penetration Test in Noncohesive Soils", *Civil Engineering and Public Works Review*, pp. 752-753, June.

TORSTENSSON, B.A. (1975).— "Pore Pressure Sounding Instrument", *Proceedings of the Conference of In Situ Measurement of Soil Properties, ASCE, Vol. 2*, pp. 48-54, June.

TOWNSEND, F.C. (1978).— "A Review of Factors Affecting Cyclic Triaxial Tests", *Dynamic Geotechnical Testing, ASTM STP 654, American Society for Testing Materials*, pp. 356-383.

UMEHARA, Y., ZEN, K. and HAMADA, K. (1980).— "Liquefaction Test under a Partial Drainage Condition and its Application", *Seventh World Conference on Earthquake Engineering (Estambul)*, Vol. 3, pp. 253-256.

WONG, R.T., SEED, H.B. and CHAN, C.K. (1975).— "Cyclic Loading Liquefaction of Gravelly Soils", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, No. GT6, June*, pp. 571-583.

YAMANOUCHI, T., KOREDA, K. and SAKAGUCHI, O. (1976).— "Shirasu Soils in Kagoshima", *Tsuchito-Kiso, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 24, No. 7, pp. 24-32.

YEN, B.C. (1967).— "Viscosity of Saturated Sand near

Liquefaction", *Proceedings International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials, Univ. of New Mexico Press, Albuquerque, N.M.*, pp. 877-888.

YOSHIMI, Y. and OH-OKA, H. (1975).— "Influence of Degree of Shear Stress Reversal on the Liquefaction Potential of Saturated Sand", *Soils and Foundations, Vol. 15, No. 3*, pp. 27-40.

YOSHIMI, Y. and TOKIMATSU, K. (1977).— "Settlement of Buildings on Saturated Sand during Earthquakes", *Soils and Foundations, Vol. 17, No. 1*, pp. 23-38.

YOSHIMI, Y., RICHART, F.E., PRAKASH, S., BARKAN, D.D. and ILYICHEV, V.A. (1977).— "Soil Dynamics and its Application to Foundation Engineering", *State-of-The Art Report, Proceedings Ninth I.C.S.M.F.E., Tokyo, Japan, Vol. 2*, pp. 605-650.

YOUD, T.L. (1972).— "Compaction of Sands by Repeated Shear Straining", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 98, No. SM7*, pp. 709-725.

YOUD, T.L. (1977).— "Packing Changes and Liquefaction Susceptibility", *Technical Note, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, No. GT8*, pp. 918-922.

YOUD, T.L. (1980).— *Comunicación personal.*

REFERENCIAS PARA METODOS DE PREDICCIÓN

- ANDERSON, G.F. (1969).— "An Earthquake Hazard Study of a Dune Sand Site in San Francisco, California", Thesis presented to San José State College, at San José, Calif. in partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science.
- ANNAKI, M. and LEE, K.L. (1976).— "Experimental Verification of the Equivalent Uniform Cycle Concept for Soil", Symposium on Soil Liquefaction, ASCE National Convention, Philadelphia, October, pp. 227–254.
- APPIED TECHNOLOGY COUNCIL (1978), "Tentative Buildings in Niigata City with Special Reference to Foundation Engineering", Soils and Foundations, Vol. VII, No. 1.
- KO, H.Y. and SCOTT, R.F. (1967).— "Deformation of Sand in Hydrostatic Compression", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 93, No. SM3, pp. 137–156.
- KOIZUMI, Y. (1966).— "Change in Density of Sand Subsoil Caused by the Niigata Earthquake", Soils and Foundations, Vol. VIII, No. 2, pp. 38–44.
- LEE, K.L. and ALBEISA, A. (1974).— "Earthquake Induced Settlements in Saturated Sands", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 100, No. GT4, April.
- LEE, K.L. and CHAN, K. (1972).— "Number of Equivalent Significant Cycles in Strong Motion Earthquakes", Proceedings International Conference on Microzonation, Seattle, Washington, Vol. III, October, pp. 609–627.
- LEE, K.L. and FOCHT, J.A. (1975).— "Liquefaction Potential of Ekofisk Tank in North Sea", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 100, No. GT1, January.
- LIQU, C.P. STREETER, V.L. and RICHART, F.E. (1977).— "A Numerical Model for Liquefaction", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 103, No. GT6, June, pp. 589–606.
- MARTIN, G.R., FINN, W.D.L. and SEED, H.B. (1975).— "Fundamentals of Liquefaction under Cyclic Loading", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 101, No. GT5, pp. 423–438.
- MARTIN, P.P. and SEED, H.B. (1979).— "Simplified Procedure for Effective Stress Analysis of Ground Response", Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 105, No. GT6, June, pp. 739–758.
- MATSUO and OHARA (1955).— Journal of Japan Society of Civil Engineering, Vol. 40, No. 6, pp. 11–15.
- MINER, M.A. (1945).— "Cumulative Damage in Fatigue", Journal of Applied Mechanics, Series, A, Vol. 12, No. 1, pp. 159–164.
- Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings", National Bureau of Standards, Special Publication 510, Dept. of Commerce, Washington, D.C.
- BAZANT, Z.P. and KRIZEK, R.J. (1975).— "Saturated Sand as an Inelastic Two-Phase Medium", Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 101, No. EM4, pp. 317–332.
- BAZANT, Z.P. and KRIZEK, R.J. (1976).— "Endochronic Constitutive Law for Liquefaction of Sand", Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 102, No. EM2, pp. 225–238.
- PARK, T. and SILVER, M.L. (1975).— "Dynamic Soil Properties Required to Predict the Dynamic Behavior of Elevated Transportation Structures", U.S. Dept. of Transportation Report DOT-TST-75-44, May.
- PECK, R.B., HANSON, W.E. and THORNBURN, T.H. (1973).— Foundation Engineering (Second Edition), John Wiley and Sons, Inc.
- PREVOST, J.H. (1977).— "Mathematical modelling of monotonic and cyclic undrained clay behaviour", International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 1, pp. 195–216.
- PUCHKOV, S.V. (1963).— "Correlation between the Velocity of Seismic Oscillations of Particles and the Liquefaction Phenomenon of Water-Saturated Sand", Problems of Engineering Seismology, pp. 92–94. Edited by S.V. Medvedev, Translated by Consultants Bureau, N.Y.
- PYKE, R.M. (1973).— "Settlement and Liquefaction of Sands under Multi-Directional Loading", Ph. D. dissertation, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, CA.
- SCHNABEL, P.B., LYSMER, J. and SEED, H.B. (1972).— "SHAKE: A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites", Report No. E.E.R.C. 72-12, University of California, Berkeley, CA.
- SEED, H.B. (1976).— "Evaluation of Soil Liquefaction Effects on Level Ground during Earthquakes", Proceedings Specialty Conference on Liquefaction Problems in Geotechnical Engineering, Philadelphia, PA., pp. 1–104.
- SEED, H.B., ARANGO, I. and CHAN, C.K. (1975).— "Evaluation of Soil Liquefaction Potential during Earthquakes", Report No. EERC 75-28, University of California, Berkeley, October.
- SEED, H.B. and BOOKER, J.R. (1976).— "Stabilization of Potentially Liquefiable Sand Deposits Using Gravel Drain Systems", Report No. EERC 76-10, University of California, Berkeley, April.
- SEED, H.B. and IDRIS, I.M. (1967).— "Analysis of Soil Liquefaction: Niigata Earthquake", Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 93, No. SM3, pp. 83–108.

MULILIS, J.P. (1976).— *Comunicación personal.*

NORMA SISMORRESISTENTE P.D.S. -1. (1974).— *Parte A, Texto Normativo y Comentarios; B.O.E., Núm. 279, 21 Noviembre. Parte B, Aclaraciones Complementarias.*

OH-OKA, H. (1976).— "Drained and Undrained Stress-Strain Behavior of Sands Subjected to Cyclic Shear Stress under Nearly Plane Strain Conditions", *Soils and Foundations*, Vol. 16, No. 3, pp. 19-31.

PALMGREN, A. (1924).— "Die Lebensdauer Von Kugella Geru", *Life and Times of Ball Bearings*, ZVDI, 68 (14), April, pp. 339-341.

BIOT, M.A. (1956).— "Theory of Propagation of Elastic Waves in Fluid-Saturated Porous Solid. I. Low Frequency Range. II. High Frequency Range", *Journal of the Acoustical Society of America*, Vol. 28, No. 2, pp. 168-191.

BLAZQUEZ, R. (1978).— "Endochronic Model for Liquefaction of Sand Deposits as Inelastic Two-Phase Media", Ph. D dissertation, Department of Civil Engineering, Evanston, Ill. U.S.A.

BLAZQUEZ, R. (1981).— "Licuefacción de Suelos. Parte A: Caracterización del Fenómeno", *Boletín núm. 49 de la Sociedad Española de Mecánica del Suelo y Cimentaciones*, pp. 3-22.

BLAZQUEZ, R., KRIZEK, R.J. and BAZANT, Z.P. (1980).— "Site Factors Controlling Liquefaction", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 106, No. GT7, July, pp. 785-801.

BOOKER, J.R., RAHMAN, M.S. and SEED, H.B. (1976).— "GADFLEA. A Computer Programa for the Analysis of Pore Pressure Generation and Dissipation during Cyclic or Earthquake Loading", Report No. EERC 76-24, University of California, Berkeley, October.

CUELLAR, V. (1974).— "Rearrangement Measure Theory Applied to Dynamic Behavior of Sand", Ph. D. dissertation, Civil Engineering Department, Northwestern University, Evanston, Ill., U.S.A.

CUELLAR, V. (1978).— "A Simple Shear Theory for the One Dimensional Behavior of Dry Sand under Cyclic Loading", *Proceedings of Dynamical Methods in Soil and Rock Mechanics*, Karlsruhe, Vol. 2, pp. 101-112.

DOBRY, R. and GRIVAS, D.A. (1978).— "Stress-Strain Relation for Soils under Earthquake Loading - Technical Background", Research Report 78-2, Dept. of Civil Engineering, Rensselaer Polytechnic Institute, Troy, New York, July.

DOBRY, R. and LADD, R. (1979).— Discussion to "Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground during Earthquakes", by H.B. Seed, and "Liquefaction Potential: Science versus Practice", by R.B. Peck, Approved for publication in the *Journal of the Geotechnical Division, ASCE*.

SEED, H.B. and IDRIS, I.M. (1971).— "Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 97, No. SM9, pp. 1249-1273.

SEED, H.B., IDRIS, I.M., MAKDISI, F. and BANERJEE, N. (1975).— "Representation of Irregular Stress Time Histories by Equivalent Uniform Stress Series in Liquefaction Analyses", Report No. EERC 75-29, University of California, Berkeley, October.

SEED, H.B., LEE, K.L. and IDRIS, I.M. (1969).— "An Analysis of the Scheffield Dam Failure", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 95, No. SM6, November, pp. 1453-1490.

DONOVAN, N.C. (1971).— "A Stochastic Approach to the Seismic Liquefaction Problem", *Proceedings of the First International Conference on Applications of Statistics and Probability to Soil and Structural Engineering*, Hong Kong, September. pp. 514-535.

DONOVAN, N.C. and SINGH, S. (1976).— "Liquefaction Criteria for the Trans-Alaska Pipeline", *Symposium on Soil Liquefaction, ASCE National Convention, Philadelphia, October*, pp. 139-167.

DRNEVICH, V.P. (1967).— "Effect of Strain History on the Dynamic Properties of Sand", Thesis presented to the University of Kentucky at Lexington, Ky., in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.

FACCIOLI, E. (1973).— "A Stochastic Model for Predicting Seismic Failure in a Soil Deposit", *International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 1, pp. 293-307.

FARDIS, M.N. (1978).— "Probabilistic Liquefaction of Sands during Earthquakes", Ph. D. dissertation, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MASS.

FINN, W.D.L. and BHATIA, S. (1980a).— "Endochronic Theory of Sand Liquefaction", *Proceedings Seventh W.C.E.E., Istanbul*, Vol. 3, pp. 149-155.

FINN, W.D.L. and BHATIA, S. (1980b).— *Verification of Nonlinear Effective Stress Model in Simple Shear*, ASCE Fall Convention.

FINN, W.D.L., LEE, K.W. and MARTIN, G.R. (1977).— "An Effective Stress Model for Liquefaction", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 103, No. GT 6, pp. 517-533.

FINN, W.D.L., MARTIN, G.R., and LEE, M.R.W. (1978).— "Comparison of Dynamic Analyses for Saturated Sands", *ASCE, Geotechnical Engineering Division, Specialty Conference on Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Vol. 1, Pasadena, California, pp. 472-491.

FINN, W.D.L., VAID, Y.P. and BHATIA, S.K. (1978).— "Constant Volumen Cyclic Simple Shear Testing", *Proceedings Second Int. Conf. on Microzonation San Francisco, CA., Vol. 11*, pp 839-852.

- DOBRY, R. and SWIGER, W.F. (1979).— "Threshold Strain and Cyclic Behavior of Cohesionless Soils", *Proceedings Third ASCE/EMOE Specialty Conference, Austin, Texas, September*, pp. 521–525.
- DOBRY, R. POWELL, D.J., YOKEL, F.Y. and LADD, R.S. (1980).— "Liquefaction Potential of Saturated Sand: The Stiffness Method", *Proceedings Seventh WCEE, Istanbul*. Vol. 3, pp. 25–32.
- DOBRY, R., YOKEL, F.Y., LADD, R.S. and POWELL, D.J. (1979).— "Prediction of Pore Pressure Build-up and Liquefaction of Sands during Earthquakes by the Cyclic Strain Method", *Research Report, National Bureau of Standards, U.S. Dept. of Commerce, Washington, D.C.*
- SEED, H.B., MARTIN, P.P. and LYSMER, J. (1976).— "Pore Water Pressure Changes during Soil Liquefaction", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 102, No. GT4, April, pp. 232–346.
- SEED, H.B., MORI, K. and CHAN, C.K. (1975).— "Influence of Seismic History on the Liquefaction Characteristics of Sands", *Report No. EERC 75–25, University of California, Berkeley, August*.
- SILVER, M.L. and SEED, H.B. (1971a).— "Deformation Characteristics of Sands Under Cyclic Loading", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 97, No. SM9, pp. 1081–1098.
- SILVER, M.L. and SEED, H.B. (1971b).— "Volume Changes in Sand During Cyclic Loadings", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 97, No. SM9, pp. 1171–1182.
- TENG, W.C. (1964).— *Foundation Design, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J.*
- VALERA, J. and DONOVAN, N.C. (1976).— "Comparison Studies of Methods for Evaluating Soil Liquefaction", *Symposium on Soil Liquefaction, ASCE, National Convention, Philadelphia, October*, pp. 359–388.
- WHITMAN, R.V. (1970).— "The Response of Soils to Dynamic Loadings", (Final Report), *Contract Report No. 2–26, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi*.
- YAGI, N. (1972).— "Volume Change and Excess Pore Pressure of Sand due to Cyclic Shear", *Proceedings Seventh Conference of Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp. 297–300 (in Japanese).
- YEGIAN, M.K. (1980).— "Empirical Procedure for Pore FLORIN, V.A., and Ivanov, P.L. (1961).— "Liquefaction of Sandy Soils", *Proc. Fifth I.C.S.M.F.E., Paris, Vol. 1*, pp. 107–111.
- GHABOUSSI, J., and DIKMEN, S.U. (1978).— "Liquefaction Analysis of Horizontally Layered Sands", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 104, No. GT 3, March, pp. 341–356.
- HALDAR, A. and TANG, W.H. (1979).— "Probabilistic Evaluation of Liquefaction Potential", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 105, No. GT2, February, pp. 145–163.
- KISHIDA, H. (1966).— "Damage to Reinforced Concrete Pressure Prediction in Sands", *Proceedings Seventh WCEE, Istanbul*, Vol. 3, pp. 313–320.
- YEGIAN, M.K. and WHITMAN, R.V. (1978).— "Risk Analysis for Ground Failure by Liquefaction", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 104, No. GT7, July*, pp. 921–938.
- YOKEL, F.Y., DOBRY, R., POWELL, O.J. and LADD, R.S. (1980).— "Liquefaction of sands during Earthquakes. The Cyclic Strain Approach", *International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea, (Great Britain), January*.
- YOSHIMI, Y., RICHART, F.E., PRAKASH, S., BARKAN, D.D. and ILYICHEV, V.A. (1977).— "Soil Dynamics and its Application to Foundation Engineering", *State-of-the Art Report, Proceedings Ninth I.C.S.M.F.E., Tokyo, Japan, Vol. 2, p. 605–650*.
- YOSHIMI, Y. and TOKIMATSU, K. (1977).— "Settlement of Buildings on Saturated Sand during Earthquakes", *Soils and Foundations, Vol. 17, No. 1*, pp. 23–38.
- YOUD, T.L. (1972).— "Compaction of Sands by Repeated Shear Straining", *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, A.S.C.E., Vol. 98, No. SM7*, pp. 709–725.
- YOUD, T.L. and PERKINS, D.M. (1978).— "Mapping Liquefaction-Induced Ground Failure Potential", *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104, No-GT4, April*, pp. 433–446.
- ZIENKIEWICZ, O.C., CHANG, C.T. and HINTON, E. (1978).— "Non-linear Seismic Response and Liquefaction", *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol. 2*, pp. 381–404.

PUBLICACIONES DE LA DIRECCIÓN DE VIALIDAD
DE LA PROVINCIA DE BUENOS AIRES

Nº

1. Pavimentación de las R.N. 33 y 226. Convenio entre la D.V.B.A. y la D.N.V., 1957.
- 2 y 3. Régimen de Coparticipación Vial para las Municipalidades. Decreto ley 17.861 y decreto reglamentario 21.280, 1957; 2ª ed., 1960, agotada, 3ª ed. 1966.
4. Clasif. de mat. para subr. del H.R.B.: su correl. con el valor sop. de California e interpr. Dr. C. L. Ruiz, 1958, 2ª ed. 1960.
5. Estudio de la red prim., secund. y total de caminos de Buenos Aires. Ing. E. Humet, 1958, 2ª ed., 1964.
6. Vigas continuas con momento de inercia variable. Ing. L. J. Rozycki, 1959, agotada.
7. Mesa redonda sobre el plan vial de la provincia de Buenos Aires. 1950-1963. 1958, 2ª ed., 1961, agotada.
8. Autarquía de la D.V.B.A. Decreto ley 7.823; decreto reglamentario 17.486. Nueva ed., 1959, agotada.
9. I Concurso de Trabajos sobre Temas Viales. 1959, 2ª ed., 1962. Dimensionado de pavimentos flexibles de Texas y California y su comparación con el procedimiento del C.B.R. utilizado en la Prov. de Buenos Aires. Ing. J. M. Lockhart. Método para determinar la homogeneidad de la mezcla en la construcción de bases y sub-bases de suelo cemento. M.M. de O. R. A. Duarte. El estudio de los suelos para subrasantes. Criterio adoptado por el laboratorio de la D.V.B.A. Agrim. C. F. Marchetti.
10. Ley de caminos, cercas y tranqueras. Nueva edición, 1960.
11. Concentr. crítica de "filler", su origen y signif. en la dosif. de mezclas asfál. Dr. C. L. Ruiz, 1960, 2ª ed., 1966.
12. Características físicas de los suelos y sus relaciones. Ing. V. Carri, 1960, 2ª ed., 1966.
13. II Concurso de Trabajos sobre Temas Viales. 1960, agotada. Algo sobre la red vial de segundo orden de la provincia de Buenos Aires. Ing. J. R. Villar. Costo de los usuarios de caminos en la prov. de Buenos Aires. Ing. E. F. Weber y Agrim. C. A. Peña. Método para obtener relaciones de humedad-densidad. Sr. R. O. Tejo. Rango de suficiencia para carreteras. Ing. E. F. Weber.
14. Normas técnicas de la Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires. 2ª ed., 1961.
15. Alcantarillas tipo. Departamento de Estudios y Proyectos. 1961, 2ª ed., 1966.
16. Nota sobre el comportamiento práctico de materiales "subnormales" para bases de pav. Dr. C. L. Ruiz, 1961.
17. III Concurso de Trabajos sobre Temas Viales. 1961, agotada. Ensayo de estab. mediante el penetrómetro de cono. Ing. F. J. Lilli. Bases de tosca. Una solución y un problema. Ing. R. G. de Sousa. Hacia una reforma sustancial del régimen de adjud. de obras viales por contrato. Dr. J. A. Migoni e Ing. J. R. Villar. La influencia del agreg. de cal a las mezclas de suelo-cemento. M.M. de O. R. A. Duarte y Agrim. C. F. Marchetti. Índices de prioridad para la inversión de los fondos de conserv. en la red pavim. Ing. L. R. Luna. Predicción del tránsito vial en la R. Argentina. Ing. E. F. Weber y Agrim. J. A. Bilbao. Alcantarillas prefabr. Ings. L. R. Luna y P. García Gausi. La estabilización de suelos con cal en el Estado de Texas. Sus posibil. en la prov. de Buenos Aires. Ing. F. J. Lilli.
18. La estabilización de los suelos por medio del cemento. Ing. R. Peltier, Traduc., 1962.
19. Consideraciones sobre la constitución, ejecución, comportamiento y degradación de las capas de base, por acción del tránsito pesado y la intemperie. Ing. J. Durrieu, Traduc. 1962.
20. Introducción a la ingeniería de tránsito. Ing. W. T. Jackman. Traduc. 1962.
21. Función del Laboratorio de Ensayos de Mat. en los Dep. Viales de los EE.UU. Agrim. C. F. Marchetti, 1962.
22. Promoción Vial Municipal. Encuesta sobre organización vial en las comunas. Ing. F. E. Poggio, 1962, agotada.
23. Diseño estructural de pavimentos flexibles. Ing. F. J. Lilli, 1962.
24. Interpretación osmótica del hinchamiento de los suelos expansivos. Dr. C. L. Ruiz, 1962.
25. Previsiones para la seguridad y rapidez del tránsito. Ley 6.312. Agotada. Actualizada por Pub. Nº 59.
26. Grandes Rutas del Plan Vial 1963. 1962, agotada.
27. Problemas de la adhesividad en la técnica de los revestimientos carreteros. Ing. J. Bonitzer, 1962.
28. IV Concurso de Trabajos sobre Temas viales, 1962. Determ. de los vacíos en las mezclas asfál. en forma directa. Agrim. P. R. Sosa y Téc. Quím. N. O. Ferrari. Investig. de las desviaciones individuales entre operadores, su comparación con un operador automático en las medidas del ensayo Marshall. Agrim. J. Ruiz. Interpr. del ensayo "Equivalente de arena". M.M. de O. R. A. Duarte y Agrim. C. F. Marchetti. Hormigón pretendido. Tentativas, recom. y aplicación. Ing. P. García Gausi. El camino de tierra y su circunstancia bonaerense. Ing. J. R. Villar. Apuntes sobre manten. preventivo de máq. viales. Sres. A. R. Cangelosi y P. S. Cuomo.
29. Segundo simposio del Equipo Vial, 1962.
30. Consid. acerca de la reunión intern. sobre diseño estruct. de pav. flex., en Ann Arbor, EE.UU. Dr. C. L. Ruiz, 1963.
31. Distribución del tránsito. Ing. R. A. Montalvo, 1963.
32. Inspección de materiales con detectores electromagnético. Ings. R. S. Blanco y J. V. Dreizen, 1963.
33. Vigas continuas con momento de inercia variables de sección a sección del mismo tramo. Ing. J. Petrucci, 1963.
34. Mesa redonda sobre banquetas. Trabajos, experiencias, investigaciones. 1962.
35. Observaciones sobre las exigencias y contralor de la compactación de las subrasantes. Dr. C. L. Ruiz, 1963, agot.
36. Puente arco laminar rígido. Ings. C. J. Luisoni y A. A. Giacobbe, 1963.
37. Catálogo de la Biblioteca Técnica René A. Féminis, 1963.
38. V Concurso de Trabajos sobre Temas Viales, 1963. Tramos experimentales de bases construidas con granito desintegrado. Ings. F. J. Lilli y R. R. Barrientos. Sugerencias extraídas del estudio y comienzo de constr. de una obra cuyo llamado a licitación fue hecho por el procedim. "Tabla de Valores de Precios Unitarios". Ing. J. M. Kenny. Estudio de la correlación entre las medidas de estabilidad de suelos finos obtenidos en los ensayos de Valor Soporte California (C.B.R.) y penetrómetro de cono. Sr. R. T. Santángelo. Agrimensura vial. Métodos en relacionam. y planim. Agrim. E. A. Rotsche. Costos unitarios de transp. sobre camiones. Ing. M. Yuffe y Agrim. N. Lamotta. Bases para un proy. de especific. sobre motoniveladoras. Ings. J. V. Dreizen y R. S. Blanco. Influencia de las caracter. del suelo en la dosific. de mezclas de suelo-cemento. Mapa tentativo de los porcentajes óptimos de cemento para la dosific. de mezclas de suelo-cemento en la Prov. de Buenos Aires. Sres. A. H. Delorenzo y O. R. Ocampos. Hacia un horizonte. Ing. E. A. Petrucci y Sr. C. Novoa. Ensayo sobre el tránsito en la ciudad de B. Blanca. Sr. J. Lis. Obras licitadas por el Sistema de Tablas. Ings. R. Meneses y H. Claudio.
39. Accesos a centros urbanos. Ing. E. A. Petrucci, 1964.

Nº

40. Program. de obras y proy. por el mét. P.E.R.T. "Critical Path Method". Ing. J. M. M. Corvalán, 1964, agotada.
41. Construcción de caminos por el sistema de peaje. Ing. J. D. Luxardo, 1964, agotada.
42. Tipos y causas de fallas en los pavimentos de carreteras. Ing. F. N. Hveem, Traduc., 1964.
43. Problemas de diseño y comport. de pavim. en la Prov. de Buenos Aires. Ings. J. M. Lockhart y F. J. Lilli, 1964.
44. Alcantarillas prefabricadas para obras de arte menores. Ings. L. R. Luna y P. García Gausi, 1964.
45. VI Concurso de Trabajos sobre Temes Viales, 1964. Análisis crítico del Régimen de Coparticip. Vial Munic. de la Prov. de Buenos Aires. Ing. J. R. Villar. Las soluciones para la reconstr. de los pavim. de hormigón y el problema de las cargas de la estruc. vial. Ing. L. A. Cardozo. El uso del amianto como "filler" en las mezclas asfált. de tipo superior. Téc. Quím. N. O. Ferrari. La Contrib. de Mejoras en la Ley de Vialidad de la Prov. de Buenos Aires. Agrim. Juan A. Urrutia. Estudio sobre volúmenes de tráns. en caminos de la red vial de la Prov. de Buenos Aires. Agrims. J. A. Bilbao y E. Bandel. Hormigón pretensado. Algunas secc. típicas de hormigón pretensado. Ing. P. García Gausi. La red troncal vial de la Prov. de Buenos Aires. Agrim. C. D. Craig.
46. Presentación y comen. sobre los Diagramas Shell 1963 para el diseño de pavim. flexibles. Dr. C. L. Ruiz, 1964
47. Hormigón pretensado. Tentativa, recomendaciones y aplicación. Ing. P. García Gausi, 1964.
48. Criterio de calidad y bases para la adq. de cales destinadas a la corrección y estabiliz. de los suelos. Ing. F. J. Lilli, 1965.
49. Sobre el cálculo de espesores para refuerzo de pavimentos. Dr. C. L. Ruiz, 1965.
50. Apuntes sobre mantenimiento preventivo de máquinas viales. Sres. A. R. Cangelosi y P. S. Cuomo, 1965.
51. La utilización de arenas con ligantes bituminosos. Ing. V. Lejú. Traduc., 1965.
52. Algunas normas para la selección del tipo de intersección a diferente nivel. Ing. J. M. M. Corvalán, 1965.
53. II Congreso Vial Municipal: 153 ponencias, 28 monografías, 14 peticiones, discusiones, etc. 1965.
54. Canalización de intersecciones a nivel. Ing. J. M. Corvalán, 1965.
55. Interpret. de las fallas de las carp. asfált. por resiliencia. Influencia de la fase gaseosa en el comport. bajo carga de los materiales compresibles. Dr. C. L. Ruiz, 1965.
56. VII Concurso de Trabajos sobre Temes Viales. Estudio de velocidad en caminos de la prov. de Buenos Aires. Ing. M. Leiderman y Agrim. J. A. Bilbao. Estudio sobre limitación de veloc. en la ruta Nº 78. Téc. J. Lis. Hormigón preten. Suger. y alcances. Ing. P. García Gausi. Agrimensura vial. Taquimetría y triangulación. Agrim. E. A. Rotsche. Sobre mejoram. y consolid. de caminos de tierra. Ing. L. A. Cardozo. Igualdad de dos métodos de análisis económico. Alumnos Escuela de Ingen. de Caminos. 5ª prom. La expropiación. Sr. O. D. García.
57. Interpret. ensayo Marshall. Relac. estabil.-fluencia. Aplicación a las mezcl. asfálticas no convenc. y al criterio de calidad. Dr. C. L. Ruiz, 1966.
58. Ley General de Expropiaciones Nº 5708. 1966. Agotada. Actualizada por Public. Nº 73.
59. Ley Nº 6312. Previsiones para la seguridad y rapidez del tránsito en la provincia de Buenos Aires, 1966.
60. Tendencias actuales en la construcción de puentes. Ing. A. A. Giacobbe, 1966.
61. Acerca del cálculo de los pilotes y paredes empotr.- en el suelo, según el Prof. Snitko. Dr. Ing. Ch. Cristow, 1968.
62. La disminución del fondo de caminos. Dr. J. A. Migoni, 1966.
63. Sistemas de transporte urbano y normas para su funcionamiento. Ing. A. García Baldizzone, 1966.
64. Cuarto Simposio del Equipo Vial. Cinco artículos sobre el tema; 1966.
65. Autopistas. Soluciones para sus intersecciones. Ing. J. M. M. Corvalán, 1966.
66. VIII Concurso de Trabajos sobre Temes Viales, 1966. Hacia una posible incorp. de ensayos y métodos modernos de diseño en los laborat. de obras. Ing. C. Francesio. Algunas soluciones a los probl. que plantea la determin. de la densidad de equil. en base al método de la razón de compact. Proyecto de la norma. Ing. R. T. Santángelo. Iluminación en intersec. Ing. H. Claudio. Los fenóm. hipnóticos como causa de accid. de tránsito. Dr. I. M. Glizer. Determin. de la resist. al deslizam. en los caminos paviment. de la red provin. Agrim. J. Yáñez. Hormigón pretensado. Deformac. e interpret. Ing. P. García Gausi.
67. Tránsito. Considerac., estudio y análisis técnico del reordenam. de la ciudad de B. Blanca. Téc. J. Lis, 1967.
68. Conservación de caminos en EE.UU. y Canadá. Ing. L. R. Luna, 1967.
69. Diagramas. Líneas de infl. y momentos flect. en vigas continuas y estruct. aportic. Dr. W. Valentín, 1967.
70. Equipamiento vial de las comunas, 1967.
71. La estabil. de suelos con cal en Texas. Sus posibil. en la Prov. de Buenos Aires. Ing. F. J. Lilli, 1970.
72. Consorcios camineros. Decreto 4876/967, 1967.
73. Ley General de Expropiaciones Nº 5708/952 y sus modificaciones, 1967.
74. Vigas continuas y estructuras aporticadas. Ejemplos analítico-numéricos de cálculo. Ing. L. Rozycki, 1968.
75. Soluc. a los probl. que plantea la determin. de la densidad de equil., en base al mét. de la razón de compact. Ing. R. T. Santángelo, 1967.
76. IX Concurso de Trabajos sobre Temes Viales, 1967. Análisis del proy. de mezclas para bases granulares cementadas. Fundam. para fijar un crit. de calidad. Ings. N. Villabona de Suárez y R. T. Santángelo. Neces. de recursos constantes para finan. la obra vial en la prov. de Buenos Aires. Cont. J. R. Fredes y Sr. H. E. Toffoletti. Patología vial. Dr. I. M. Glizer. Hormigón preten. Razón e interpret. de las experien. de orientación para medir las deform. sobre probetas. Ing. P. García Gausi.
77. Vigas empotr. en ambos extremos y viga continua de 5 tram. con mom. de inercia variab. Ing. L. J. Rozycki, 1968.
78. Recubrimiento de hormigón. Ing. M. E. Aubert, 1968.
79. Métodos y normas de diseño de plazas de peaje. Ing. E. Ogueta, 1968.
80. Predicciones de tránsito para obras viales financiadas por el sistema de peaje. Ing. E. Ogueta, 1968.
81. Organización y administración de entes de peaje. Ing. E. Ogueta, 1968.
82. Tablas de funciones hiperbólicas del 0,001 al 10.000. Dep. Estudios y Proyectos, 1968.
83. Abacos de flex. simple, mét. de rotura, para secc. circul. con armad. simétr. Ing. H. M. Somenson y Sr. Raúl O. Boada, 1969.
84. X Concurso de Trabajos sobre Temes viales, 1968. El transp. de suelos en la ejec. de la obra básica. Ing. C. Francesio. Un análisis de los accid. de tránsito. Agrims. E. Bandel y J. Yáñez. La clotoide. Ing. E. A. Petrucci. Las técnicas del hormigón preten. en las obras del futuro. Ing. P. García Gausi. Censo de origen y destino de tránsito de B. Blanca. Agrim. C. A. Lavoarito Prefabric. parcial en secc. mixtas de hormigón precompr. y armado para la construc. de alcantarillas y puentes menores. Ings. H. M. Somenson y E. M. Sánchez y Sr. R. O. Boada.
85. Ensayo dinámico de pavimentos mediante propogación de ondas. Ing. Martín Bruck, 1969.
86. Influen. de los voladizos en los mom. flect. de las placas de puentes. Ings. L. Rozycki y H. M. Somenson, 1969.
87. Régimen legal, económico y financiero de los contratos administrativos en Francia. Dr. H. Dolgopol, 1969.

N°

88. De la Contribución de Mejoras, 1969.
89. XI Concurso de Trabajos sobre Temes Viales, 1969. Rendimiento de equipos viales. Arq. L. A. Magram.
90. La comput. en apoyo técn. Diseño y cómput. del camino. Ings. J. C. Gonzalo y S. Mitidieri, Agrim. N. Chisari y Sr. R. De La Portilla, 1970.
91. Normas a observar en el tránsito. Sr. F. Holoubeck, 1970.
92. Educación vial para docentes. Comité de Seguridad en el Tránsito, 1970.
93. Ensayos estáticos y dinámicos de un puente pretensado. Ings. A. Huber, C. Torregiani y H. Cervera, 1970.
94. XII Concurso de Trabajos sobre Temes Viales, 1970. La escoria de altos hornos en el diseño de un pavim. rígido. Ing. C. Francesio. Aspectos económ. del transp. Ing. J. C. Gonzalo. La computadora en apoyo técnico. Diseño y cómputo del camino. Ings. J. C. Gonzalo y S. Mitidieri, Agrim. N. Chisari y Sr. R. De La Portilla, 1970.
95. VI Simposio del Equipo Vial. 1971. Equipos necesarios para estudios de tránsito. Agrim. C. M. Morelli. Análisis de tensiones en el diseño estructural de la maquinaria vial. Ing. H. D. Basso. Evaluación de cargadores frontales montados sobre neumáticos. Dr. E. Wehrill. Algunas consid. sobre preparación de especific. técnicas para licitac. de equipos viales para organismos del Estado nacional. Ing. L. Farberoff. La utiliz. de turbinas de gas como plantas de poder en la maquinaria vial. Ings. O. Frattini y V. R. Bertuccio. Técnicas y equipos actuales para el aserrado de juntas en los pavim. de hormigón. Ings. A. S. C. Fava y J. Zuker.
96. Análisis teórico de la composición de las intersecciones a distinto nivel. Traducción, 1972.
97. XIII Concurso de Trabajos sobre Temes Viales, 1971. La fisuración refleja en las capas asfálticas. Ing. C. Francesio. Ensayo de un sistema para el diseño, cálculo planim. y cómputo de superf. de una rotonda circular con apoyo de la comput. electrónica. Agrim. O. H. Grandi.
98. Concurso de Dibujos sobre Educación Vial. 1971.
99. XIV Concurso de Trabajos sobre Temes Viales. 1972. Evaluación econ. de dos proyec. alternat. Agrims. E. Bandel y J. Yáñez. Una metodol. para el dimens. de apoyos de neopreno en puentes. Ing. R. Igolnikow. Censo de cargas en tránsito. Sr. J. Lis. La sistematiz. electrónica de datos en el control de la gestión de la obra vial. Agrim. A. Magram, Sr. R. Rodríguez y Sra. O. E. Colombo. Nuevos aspectos en materia de derecho administr. disciplinario con motivo de la vigencia de la ley 7575. Dr. O. H. Suriani.
100. Ley de autarquía de la D.V.B.A., N° 7943/972 y su Reglamentación N° 922/73, 1973.
101. Estructura orgánico-funcional de la Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires, 1973.
104. Régimen de Coparticipación Vial para las Municipalidades. Decreto-Ley 8071 y su Reglamentación, Decr. 5048.
105. Seminario sobre medios y objetivos de la obra vial. Julio 1977.
106. Plan Vial 1977-979, junio 1977.
107. Actividad Vial (lapso abril/977 - abril/979).
108. La infraestructura vial y el proceso económico. Ing. R. M. Agüero Olmos, octubre 1979.
- OTRAS EDICIONES**
- Plan vial de la provincia de Buenos Aires. Años 1959-1963. Tomos I y II. Síntesis, memoria, etc. 1ª, 2ª, 3ª ed.
- Primer Simposio de Banquinas, 1959.
- Segundo Simposio de Banquinas, 1960.
- Normas Técnicas de la Dirección de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires, 1961.
- Primer Simposio del Equipo Vial, 1960, agotado.
- Cálculo gráfico de cotas medias de base de terraplén y préstamos. Ing. M. A. Fornari, 1936.
- Planilla para cálculo de movimiento de tierra, 1936.
- Trazado de curvas espirales. Ing. M. A. Fornari, 1936.
- La Zona Escuela de la Dirección de Puentes y Caminos de la Provincia, en Mercedes. Ing. L. O. Laura, 1934.
- Día del Camino, 1960.
- Boletín Bibliográfico, mensual, números 1 al 202.
- Revista "Vialidad", trimestral, números 1 al 81.