

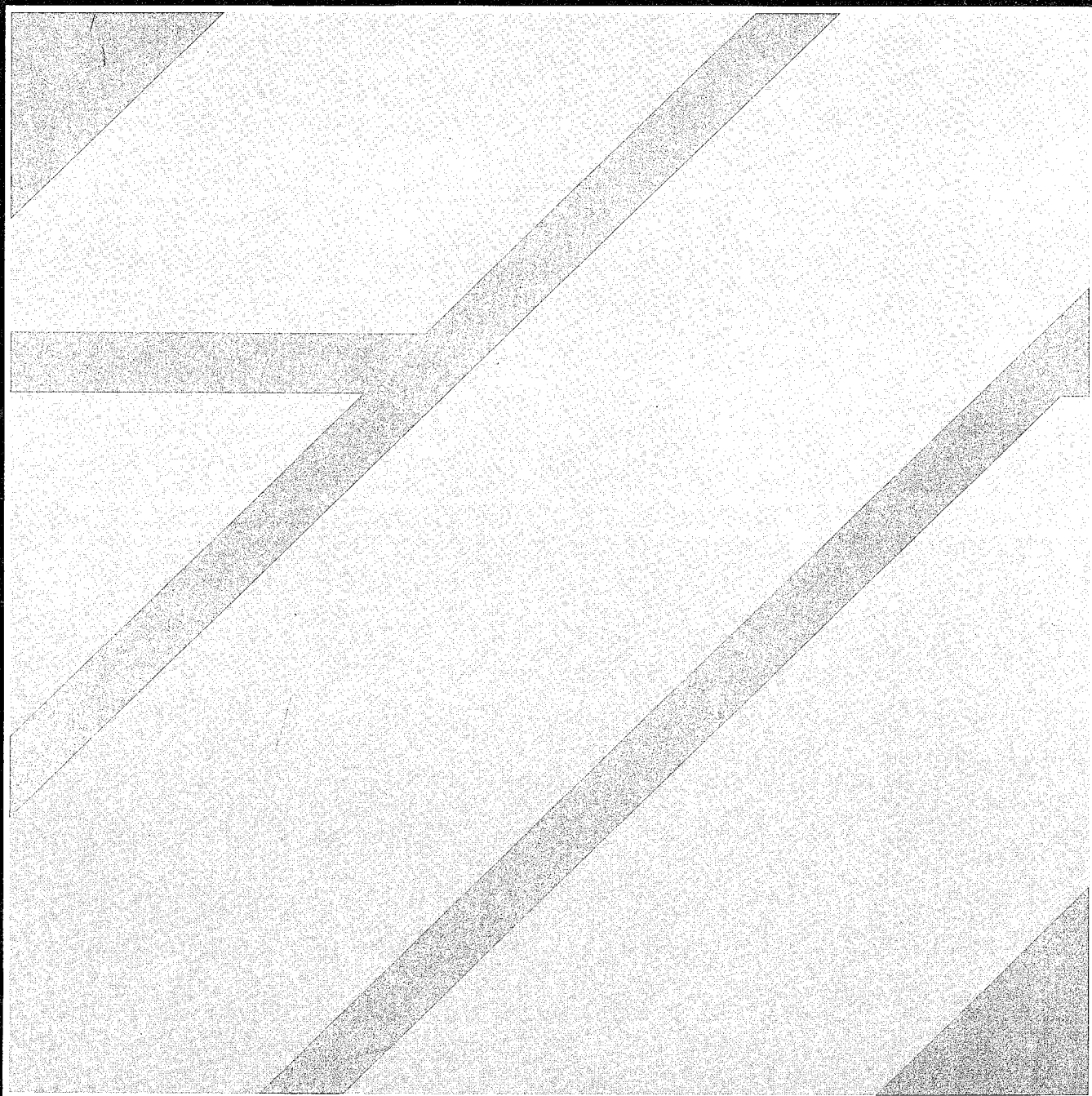


VOLUMEN 1

NUMERO 1

JULIO 1986

REVISTA de la SOCIEDAD CHILENA de INGENIERIA HIDRAULICA



REVISTA DE LA SOCIEDAD CHILENA DE INGENIERIA HIDRAULICA

DIRECTORIO

PRESIDENTE : Eduardo Varas Castellón
TESORERO : Sergio Radrigán Vogel
SECRETARIO : Jorge Bravo Soissa

DIRECTORES : Ernesto Brown Fernández
Pablo Isensee Martínez
Humbero Peña Torrealba
Alberto Sepúlveda Vera

DIRECTOR HONORARIO: Horacio Mery Mery

COMITE EDITOR DE LA REVISTA :

Luis Ayala Riquelme
Bonifacio Fernández Larrañaga
Alejandro López Alvarado
Alberto Sepúlveda Vera

Domicilio San Martín 352, Santiago (Sede del Instituto de Ingenieros de Chile).

Inscripción Nº 64.902 - Dirección de Bibliotecas, Archivos y Museos, Depto. de Derechos Intelectuales.

Valor del Ejemplar : \$ 500.-

I N D I C E

	Página
Presentación	1
Simposio sobre análisis de riesgos y frecuencia de crecidas. Luis Arrau del Canto	3
Método para la determinación de hidrogramas unitarios sintéticos (H.U.S.) en Chile. Andrés Benítez G. y Francisco Arteaga E.	11
La hidrología en el Reino Unido. Eduardo Varas C.	25
Análisis global de la realidad actual y proyecciones del regadío en la región del Bío Bío (VIII). Víctor Aros Araya	31
Regulación y dotación en un predio de riego. Pablo Isensee Martínez	39
Funcionamiento red de distribución de agua alimentada por dos plantas de bombeo. Fernando Baraona del Río y Alejandro Steiner T.	45
Nuevos métodos de ensayo en laboratorios hidráulicos para un mejor conocimiento del funcionamiento y diseño de estructuras marítimas en uso en el Instituto Nacional de Hidráulica. Luis Estellé A.	53
Memorias de Título y Tesis de Grado	75
Libros y Publicaciones	79
Revistas	81
Eventos	83
Noticias de A.I.I.H. Región Latinoamericana	91
Ricardo Seguel Gutiérrez	93

Página

Artículos recibidos para próximos números de
la revista

95

Normas para la presentación de colaboraciones

97

Presentamos a los miembros de nuestra Sociedad el primer número de la "Revista de la Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica", publicación destinada a promover y reforzar el contacto entre los ingenieros y profesionales que se desempeñan en las distintas áreas de la Ingeniería Hidráulica en el país.

Esta revista viene a llenar el vacío dejado por la discontinuación del Boletín, primer intento realizado para cumplir con el objetivo de mantener una vinculación periódica entre los asociados.

En esta nueva publicación se ha recogido la experiencia anterior y se ha hecho un esfuerzo por superar las dificultades que limitan la continuidad de este tipo de revistas.

El Comité Editor expresa su optimismo frente a esta tarea, optimismo que es avalado tanto por la cálida y entusiasta acogida que tuvo la invitación que se formulara a varios colegas a comprometer su colaboración en los primeros números, como por la creciente actividad que se manifiesta en el seno de nuestra Sociedad.

Las páginas de esta publicación están abiertas a recibir colaboración de todos los miembros de la Sociedad. El Comité Editor espera que la acogida favorable a esta iniciativa se refleje en el deseo de todos y de cada uno de los asociados de colaborar activamente en dar vida a esta, nuestra revista de ingeniería hidráulica.

En la revista se han considerado, con carácter permanente, las secciones cuyos contenidos y alcances se señalan a continuación.

ARTICULOS. Toda contribución que a juicio del Comité Editor sea de interés ser comunicada a los miembros de la Sociedad. Comunicaciones técnicas, históricas o informativas, como también resúmenes de tesis realizadas.

DISCUSIONES. Toda contribución en la cual se discuta o comente artículos publicados en congresos nacionales y/o en la revista de la Sociedad.

TESIS TERMINADAS. Listado de las tesis terminadas en las diferentes universidades del país durante el período que indique el Comité Editor.

LIBROS Y REVISTAS PUBLICADOS. Listado seleccionado de publicaciones recientes de cuya aparición se tiene conocimiento, indicando si ella está disponible en bibliotecas de centros universitarios y/o institucionales.

EVENTOS. Actividades de la Sociedad así como Congresos, Simposios, Conferencias y Seminarios a nivel nacional, regional e internacional.

SIMPOSIO SOBRE ANALISIS DE RIESGOS Y FRECUENCIA
DE CRECIDAS

Ingeniero Civil, Luis Arrau del Canto
Jefe de Proyectos, Dirección de Riego
Ministerio de Obras Públicas.

1.- INTRODUCCION

Entre el 13 y 18 de mayo de 1986, se llevó a efecto en la ciudad de Baton Rouge, Louisiana, USA, un Simposio Internacional sobre Análisis de Riesgos y Frecuencia de Crecidas.

La realización de este evento fue difundida internacionalmente por parte de la Universidad de Louisiana, en calidad de organizadora, en el mes de mayo de 1984.

Probablemente, por haberse organizado con bastante anticipación y por estar auspiciado por prestigiosas instituciones y sociedades profesionales internacionales, entre ellas el ICID (International Commission on Irrigation and Drainage), el Simposio tuvo gran éxito y contó con participantes de prácticamente todos los continentes, presentándose 157 trabajos de investigación provenientes de 30 países.

Las sesiones técnicas se realizaron principalmente en el Salón Auditorium del pabellón " Louisiana State University Union", ubicado en el corazón de la ciudad universitaria, inmediato al centro de Baton Rouge.

Los proceedings estarán listos y serán remitidos a los participantes aproximadamente en el mes de Noviembre de 1986 (habrá copia en la Biblioteca del Ministerio de Obras Públicas). La razón del desfase obedece a que se incluyeron en el programa charlas adicionales de expertos, cuyo detalle será publicado en los documentos finales y no fue conocido sino hasta el desarrollo del evento.

La materia objeto del Simposio, " Análisis de Riesgos y Frecuencia de Crecidas", fue dividida en diversos temas, para lo cual se definieron 22 sesiones, FR1 a FR22. La gran cantidad de trabajos presentados obligó a desarrollar las sesiones en forma simultánea en el Salón Auditorium, o Sala A, y en 2 salas de clases habilitadas especialmente para estos efectos, denominadas Salas B y C.

En Cuadro Nº 1 siguiente se detallan los temas específicos tratados en cada sesión, y la sala en que fueron presentados. Asimismo, al final del nombre de cada tema se indica entre paréntesis, un número que corresponde a la cantidad de trabajos incluidos en cada sesión.

CUADRO N° 1

SESIONES TECNICAS DEL
SIMPOSIO

SESION	SALA	TEMA
FR1	A	Errores y Valores Singulares (5)
FR2	B	Aplicación al Diseño de Proyectos de Recursos Hídricos (5)
FR3	C	Valorización de los Daños por Crecidas (5)
FR4	A	Riesgos y Confiabilidad en Proyectos de Recursos Hídricos (9)
FR5	B	Análisis Paleohidrológico de Crecidas (8)
FR6	C	Inundaciones Urbanas y Costeras (7)
FR7	A	Hidrología de Crecidas (7)
FR8	B	Modelos Estadísticos para Análisis de Frecuencia (7)
FR9	C	Simulación de Escurrimientos y Pronósticos (7)
FR10	A	Programas de Control de Crecidas (8)
FR11	B	Modelos Estadísticos para Análisis de Frecuencia (8)
FR12	C	Simulación de Escurrimientos y Pronósticos (8)
FR13	A	Control de Crecidas y Protecciones (8)
FR14	B	Modelos Estadísticos para Análisis de Frecuencias (7)
FR15	C	Análisis de frecuencia de lluvias (9)
FR16	A	Crecidas de Diseño (8)
FR17	B	Entropía en Análisis de Frecuencia de Crecidas (4)
FR18	B	Estimación de Parámetros (5)
FR19	C	Análisis Regional de Frecuencia de Crecidas (7)
FR20	A	Análisis Regional de Frecuencia de Crecidas (8)
FR21	B	Selección de Modelos de Frecuencia de Crecidas (9)
FR22	C	Modelos Estocásticos con Variables Múltiples (8)

Adicionalmente a las 22 sesiones, se programaron 2 sesiones especiales, FR23 y FR24. La sesión FR23 fue destinada a una breve presentación por parte de varias instituciones federales de los EE.UU. (Federal Emergency Management Agency, Federal Energy Regulatory Commission, National Weather Service, Tennessee Valley Authority, U.S. Army Corps of Engineers, U.S. Bureau Of Reclamation, U.S. Geological Survey, U.S. Nuclear Regulatory Commission), acerca de sus experiencias en el análisis de frecuencia y riesgos, en tanto que la sesión FR24 fue una mesa redonda sobre las necesidades de investigación relativas al análisis de frecuencia y riesgos de crecidas.

Como culminación del evento, se visitó la Estación Experimental del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos, en Vicksburg,

Estado de Mississippi, en la cual se conoció en detalle el funcionamiento de algunos modelos hidráulicos de presas y puertos.

A continuación, se resumen algunas conclusiones relevantes del simposio, que marcan de cierta manera la tendencia actual de la investigación en el campo del estudio de las crecidas y sus efectos. Asimismo, se presenta una breve descripción de la Estación Experimental citada.

2.- Algunas conclusiones relevantes del Simposio.

- 2.1 Las series estadísticas de crecidas poseen errores y valores singulares que no siempre son suficientemente examinados, lo cual lleva a adoptar modelos no adecuados para la serie, calibrar los parámetros y extrapolar valores erróneamente, adoptándose valores de crecidas de diseño en múltiples ocasiones no apropiados. Para evitar en parte este problema, se están desarrollando métodos de prueba, que permitan detectar los errores y valores singulares. Asimismo, se han multiplicado las técnicas de selección de modelos, con 1 y más parámetros y se está dando una mayor importancia a la calidad de los datos históricos, a través de un mejoramiento en las técnicas de medición, o estimación de las crecidas.
- 2.2 Se ha detectado en diferentes países, que las series de datos de crecidas pueden estar compuestas por múltiples poblaciones. En caso de verificarse esto, los resultados de los análisis tradicionales de frecuencia de crecidas no serían representativos de los fenómenos físicos, puesto que estos análisis suponen que las series anuales observadas son una muestra de una población única y homogénea. Esto ha motivado el reciente desarrollo de funciones de distribución mixtas, es decir, que combinan dos o más funciones (lognormal, etc.).
- 2.3 Existe preocupación por la falta o deficit de investigación relativa a la evaluación de los riesgos y confiabilidad que deben adoptarse en el diseño de estructuras hidráulicas, puesto que en la mayoría de los casos, los análisis culminan con los cálculos de las probabilidades de excedencia y períodos de retorno de los eventos. Estos conceptos han sido vastamente desarrollados y son muy utilizados en el caso de la ingeniería mecánica, química, electrónica, y otros campos.
- 2.4 Otro factor que constituye una preocupación de los hidrólogos, corresponde al problema de estimar un caudal de punta para diferentes períodos de retorno, dado el caudal medio diario. Una relación valiosa encontrada para estos efectos es la razón entre el peak anual y el caudal medio diario correspondiente. Esta razón es tratada como una variable aleatoria con distribución lognormal.
- 2.5 Están tomando bastante auge los modelos estocásticos con 2 y más variables, a fin de estimar varios parámetros en forma conjunta, tales como el caudal de punta, volumen total de la crecida y duración, etc. Asimismo, constituyen valiosas herramientas para la definición de probabilidades conjuntas de ocurrencia de eventos, cuyas principales aplicaciones se han materializado en el estudio de crecidas de ríos, y también en el cálculo del período de retorno de una crecida

según diferentes estados de saturación de los suelos.

- 2.6 En relación a la aplicación al proyecto de obras, se plantea en varios casos el análisis de los daños y beneficios esperados para diferentes condiciones de crecidas, sobre la base de los cuales se define el criterio de diseño. Se critica el cálculo de la crecida máxima probable, argumentando por un lado que su valor es muy diferente según sean las hipótesis adoptadas y, por otro, que generalmente conduce a vertederos en los cuales gran parte de su capacidad no es jamás utilizada.
- 2.7 Se destaca la importancia económica de planificar la construcción de una presa en el menor tiempo posible, de modo de reducir el caudal de diseño de las obras de desviación.
- 2.8 Respecto a la valorización, o estimación de daños, la tendencia es el desarrollo de modelos "hidroeconómicos", que permiten definir los diseños a través del concepto de riesgos de crecidas. Se están desarrollando modelos que utilizan el término de "probabilidad esperada", es decir, se define una serie de probabilidades de daños a la cual se le calcula el valor matemático esperado.
- 2.9 A pesar de que para cada cuenca es necesario definir el escurrimiento a base de sus propias características, se han desarrollado en el laboratorio algunas modelaciones de cuencas tipo. Los parámetros más relevantes en el caso de suelos saturados, son la rugosidad y la pendiente.
- 2.10 El control de crecidas es un problema complejo, que implica el análisis de una serie de alternativas de conjuntos de obras, tales como embalses de almacenamiento, presas de control de sedimentos, pretiles, cuencas de retardo, secciones de control, obras de desvío de cauces, protección contra deslizamientos, etc. Estas obras pasan a formar parte de diversos usos tales como recreación, mantención de lechos de ríos, protección de cepas de puentes, etc. La planificación integral correspondiente hace bastante complejo el análisis y desde luego, en la práctica se requiere de sistemas telemétricos avanzados de control y manejo, de las obras y acciones. Se han desarrollado metodologías para resolver este problema, cuya tendencia es dividir el sistema en varios subsistemas, hasta donde sea posible, y definir para cada uno de ellos sus alternativas de control e interacciones. De esta manera, se minimiza una función de suma de los costos de todos los subsistemas considerando las diversas alternativas, sujeto a las restricciones físicas de la cuenca y a que la probabilidad de inundación en los diferentes puntos de control sea menor a un cierto valor predeterminado como de riesgo aceptable.
- 2.11 Se están desarrollando varios métodos "paleohidrológicos" de estudio de antiguos eventos de crecidas, ocurridas antes de que aparecieran las técnicas de medición directa.

La información que se obtiene está basada en las depositaciones de los sedimentos en los ríos, y es utilizada para estimar frecuencias de crecidas especialmente en zonas áridas y semiáridas. Se postula

que con este procedimiento es posible obtener con mayor propiedad la crecida máxima esperada, encontrándose la mayor aplicación en el diseño de obras civiles.

- 2.12 Algunos métodos basados en el principio de máxima entropía fueron presentados para la investigación de ciertas funciones de distribución y sus parámetros. El problema de maximización es formulado en términos de los multiplicadores de Lagrange, y la solución de las ecuaciones resultantes permite obtener la distribución que mejor se ajusta a la serie. La comparación de estos métodos a base de entropía, con otros, puede realizarse utilizando el modelo de simulación de Monte Carlo.

3.- La WES

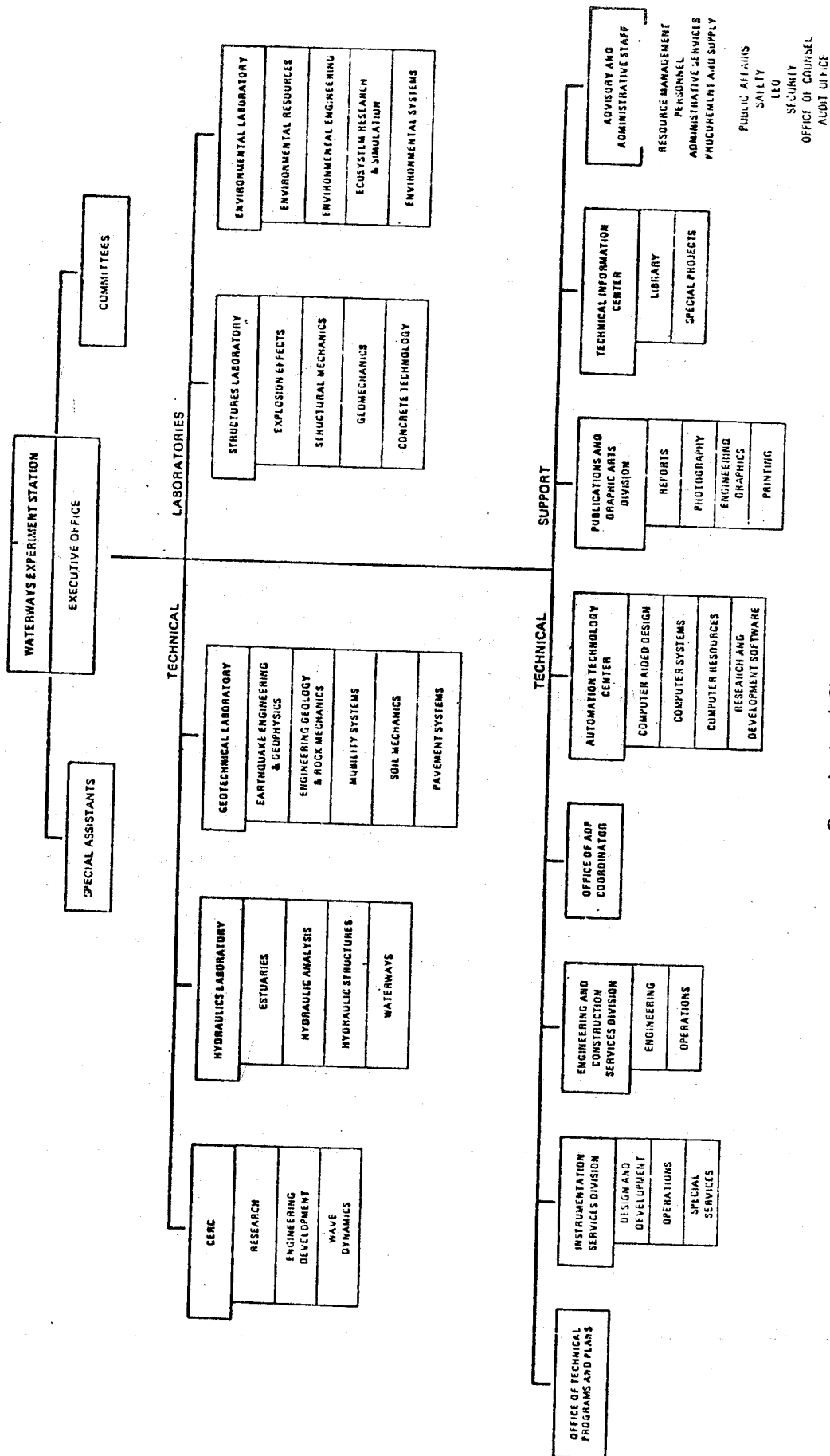
La Estación Experimental "Waterways Experiment Station" (WES) del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos, es un complejo de investigación que nació en 1929, luego de uno de los mayores desastres de esa nación, cual fue la inundación provocada por la crecida del río Mississippi en el año 1927. Comenzó como un laboratorio de hidráulica de apoyo a la comisión encargada de planificar y desarrollar el programa de control de las crecidas en el valle. A medida que este programa fue avanzando, fue necesario crear un laboratorio de suelos para el diseño del sistema de pretilles, así como de sus fundaciones. Luego, para las misiones del Cuerpo de Ingenieros durante la II Guerra Mundial y, posteriormente, para satisfacer todos los requerimientos propios de la era espacial y del crecimiento poblacional, fueron agregándose diferentes instalaciones y laboratorios complementarios.

Hoy en día, se realizan las investigaciones, ensayos y desarrollo de 5 laboratorios internacionalmente reconocidos, que abarcan misiones militares y civiles del Cuerpo de Ingenieros y de la Nación. Tiene una extensión del orden de 300 há., 1500 empleados (700 ingenieros y científicos, 600 técnicos y 200 administrativos) y un programa de trabajo de 100 millones de dólares, cubierto en su totalidad por 120 patrocinadores, entre ellos el Cuerpo de Ingenieros y otras agencias federales, y también bajo ciertas condiciones especiales la industria privada y países extranjeros. En cuadro N° 2 se entrega un organigrama ilustrativo.

Junto a los laboratorios existe una oficina de Elementos de Apoyo Técnico, que los asiste en el cumplimiento de las múltiples misiones de investigación, ensayos, desarrollos y transferencias tecnológicas. Esta oficina comprende básicamente cinco organismos: División de Publicaciones y Artes Gráficas, Centro de Procesamiento Automático de Datos, División de Servicios de Ingeniería y Construcción, Centro de Información Técnica, y División de Servicios de Instrumentación.

Los laboratorios son los siguientes:

- Laboratorio de Hidráulica.- Se encarga del control de crecidas, navegación y problemas de sedimentación en cursos de agua y puertos.



Organizational Chart

- Laboratorio de Estructuras.- Su función básica es estudiar las respuestas de las estructuras ante diferentes tipos de carga. Con al tos explosivos se simulan explosiones nucleares y sus efectos, en tanto que mediante procedimientos vibratorios se simulan sísmos. También se investigan las propiedades dinámicas de la tierra y sus materiales afines, así como las propiedades del concreto y del cemento, con el objeto de lograr mayor resistencia y economía.
- Laboratorio del Medio Ambiente (M.A.).- Básicamente, investiga los efectos en el M.A. de los proyectos de desarrollo de los recursos hídricos, así como la interacción entre las actividades militares y el M.A. Los estudios incluyen todos los aspectos de la investi- gación pertinentes a la política, legislación y regulación de la protección del M.A.
- Centro de Investigación de Ingeniería Costera.- Este laboratorio utiliza modelos físicos y numéricos, así como investigaciones de terreno, para los estudios de olas, mareas, corrientes, procesos y materiales relacionados con obras costeras, que ayudan a resolver problemas de construcción marina, protección contra tormentas, ero- sión de playas, inundación costera y navegación. Llama especialmen- te la atención en este laboratorio, un generador de olas consisten- te en una serie de placas adyacentes una a la siguiente, con 3 gra- dos de libertad en sus movimientos, accionadas directamente por un computador. Con diferentes programas, el computador comanda las placas de modo de generar todo tipo posible de oleajes, tormentas marinas, etc. en cualquiera dirección, lo cual es de gran utilidad en el análisis del comportamiento de todo tipo de estructuras de un puerto, así como del efecto erosivo del oleaje en las costas. De esta manera, se diseñan en algunos casos estructuras que per- miten no sólo evitar la erosión de las playas, sino que provocan la depositación de arenas para recuperarlas.
- Laboratorio de Geotecnia.- Aborda virtualmente cualquier tipo de ensayo de suelo para el diseño y proyectos de investigación, movi- lización de vehículos militares por caminos no tradicionales, efec- tos de sísmos y geología aplicada a la ingeniería.

Indudablemente, la WES constituye una de las mayores estaciones ex- perimentales del mundo en el campo de la ingeniería civil en gene- ral, y de las obras hidráulicas en particular. Gran parte de los ade- lantos en estas materias, publicados por el " US Army Corps of Engineers", provienen de este maravilloso centro de investigación.

METODO PARA LA DETERMINACION DE HIDROGRAMAS UNITARIOS SINTETICOS

(H.U.S.) EN CHILE

Ing. Andrés Benítez G. Jefe Div. Estudios Hidrológicos. ENDESA(1)

Ing. Francisco Arteaga E. Ingeniero Civil (U.Ch.)

1. INTRODUCCION

En el año 1974 el ingeniero Cristián Rodríguez V., como tema de Memoria para recibir el título de Ingeniero Civil (UC), realizó un estudio análogo, bajo mi supervisión como Profesor Guía. El estudio se efectuó con cartografía de escala 1 : 250 000 (IGM), que era la existente en esa época y con los antecedentes existentes en ese entonces.

Al realizar algunos estudios comparativos empleando la metodología establecida, pero utilizando la cartografía de escala 1 : 50 000 (IGM) se observaron algunas discrepancias respecto al resultado de ese estudio.

En el año 1985 propuse rehacer el estudio utilizando cartografía de escala 1 : 50 000 y más estaciones fluviométricas, incluso algunas de régimen pluvio-nival, para lo cual debía fijarse la cota de la línea de nieve.

El ingeniero Francisco Arteaga E. se interesó por este estudio, el que realizó acuciosamente y cuyos resultados se dan a conocer en este trabajo como divulgación y aprovechando que en el mes de agosto tendrá lugar una Mesa Redonda sobre el tema de "Crecidas".

2. ANTECEDENTES UTILIZADOS

Además de las cartas 1 : 50 000 del IGM, se utilizaron antecedentes fluviométricos y pluviométricos de 34 cuencas comprendidas entre los ríos Aconcagua y Chamiza, inclusive.

3. OBTENCION DE LOS DATOS BASICOS

Para determinar la cuenca pluvial de las pluvio-nivales, se establecieron las cotas de la línea de nieve utilizando estudios existentes o determinando un perfil térmico. Las cotas variaron entre los 2 000 m.s.n.m. (Aconcagua) y los 1 600 m.s.n.m. (Bío-Bío al sur).

Para cada cuenca se determinaron sus características fisiográficas más relevantes como son:

- Area de la cuenca.

(1) Casilla 1392 - Santa Rosa 76, Of. 1607

- Forma de la cuenca, que puede quedar representada por el producto $L \bar{L}$ (longitud del cauce más largo por la distancia entre el C. de G. de la cuenca y su salida), el coeficiente de forma K, definido por Gravelius.
- Pendiente de la cuenca, determinada utilizando los métodos de Mociornita, pendiente media del cauce principal, de Taylor y Schwarz, del rectángulo equivalente a su área (M. Roche), de Nash.

4. DETERMINACION DE LOS HIDROGRAMAS UNITARIOS (H.U.)

Para determinar el H.U. de cada cuenca, se seleccionaron en cada una varias ondas de crecida generadas por precipitaciones de corta duración. A cada una se le calculó el H.U. y se le aplicó el método del Hidrograma "S" para estimar el tiempo unitario " t_u " que generó la crecida. Posteriormente todos los H.U. se transformaron en un H.U. de igual t_u , y los más semejantes se promediaron para obtener el H.U. definitivo.

5. ESTABLECIMIENTO DE RELACIONES

Las características principales de un H.U. son el tiempo de retardo (t_R), el caudal máximo instantáneo (Q_p), el tiempo base (T_b) y la forma del hidrograma.

Las relaciones establecidas se pueden agrupar en dos:

- relaciones del tipo Snyder;
- correlaciones múltiples.

En el primer caso se han mantenido válidas las relaciones:

$$q_p = C_p t_R^\alpha \quad (1/s/km^2) \quad (1)$$

$$t'_u = \frac{t_p}{5,5} \quad (2)$$

$$t_R = t_p + 0,25 (t_u - t'_u) \quad (3)$$

$$T_b = C_b t_R^\gamma \quad (4)$$

y sólo se han considerado varios casos para calcular t_p .

Para estimar el parámetro t_p se establecieron las siguientes relaciones:

- Relaciones según Snyder, donde

$$t_p = C(L \bar{L})^\alpha \quad (\text{horas}) \quad (5)$$

- Relaciones según Linsley, Kohler y Paulhus, como

$$t_p = C_t \left(\frac{L \bar{L}}{\sqrt{s}} \right) \quad (\text{horas}) \quad (6)$$

siendo:

s = pendiente de la cuenca según los diferentes métodos indicados anteriormente.

Utilizando correlaciones múltiples se partió de relaciones generales, suponiendo que la función que relacionaba t_p , q_p y T_b con las características del H.U. eran lineales, o sea de la forma:

$$t_p, q_p, T_b = a_1 L + a_2 \bar{L} + a_3 S + a_4 A + a_5 K + a_0$$

y suponiendo diferentes formas para calcular el parámetro "s".

6. RESULTADOS OBTENIDOS

Conforme se analizaban los resultados se observó que, como ocurrió en el primer estudio, se presentan dos zonas de características diferentes que corresponden a una Zona I, comprendida entre las cuencas de los ríos Aconcagua y Maule, y otra Zona II que abarca las cuencas entre los ríos Itata y Chamiza y posiblemente más al sur.

Las relaciones mejores de cada caso se incluyen en el Cuadro N° 1. En todos ellos la pendiente que proporciona mejores resultados es la calculada según el método de Moćiornita (s_1).

7. FORMA DEL H.U.

Se analizó como forma del H.U. uno triangular, el propuesto por M. Roche y uno adimensional.

Al utilizar el H.U. triangular en varias cuencas que se estudiaron posteriormente, se observó que el T_b debía ser muy pequeño, por lo cual el triángulo resultante era casi isósceles, lo cual se apartaba de la realidad.

El proporcionado por el método de Roche no se consideró apropiado.

Por estas razones se recomienda el adimensional, para cuya determinación se calcularon los H.U. adimensionales de cada cuenca estudiada, resultando análogos en todas las cuencas y para ambas zonas. EL H.U. adimensional obtenido es el siguiente:

t/t_s	q/Q_p	t/t_s	q/Q_p
0,0	0,0	1,8	0,35
0,2	0,08	2,0	0,25
0,4	0,25	2,2	0,16
0,6	0,50	2,4	0,10
0,8	0,85	2,6	0,055
1,0	1,00	2,8	0,025
1,2	0,87	3,0	0,010
1,4	0,65	3,2	0,00
1,6	0,50		

El problema que se presenta al aplicar este método es que el volumen escurrido obtenido del H.U. es distinto al real, o sea:

$$V(H.U.) \neq A \times P_u \quad (7)$$

donde:

A = área de la cuenca (en m^2)
 P_u = precipitación unitaria (0,001 m)

o sea, la relación:

$$\frac{V(H.U.)}{AP_u} \neq 1,00 \quad (8)$$

estando el valor de K , comprendido entre:

$$0,95 \leq K \leq 1,08$$

Para transformar el H.U. calculado en el real, se debe dividir éste por K o sea:

$$H.U._R = \frac{H.U.}{K} \quad (9)$$

De esta forma el valor de Q_p , debe dividirse también por K , por lo que se obtiene otro diferente al obtenido mediante fórmulas, pero que siempre queda dentro del error que se comete al aplicar el método teórico (Lámina N° 3).

8. METODO PROPUESTO

En el Cuadro N° 1 se han incluido las mejores relaciones obtenidas en cada caso, considerando distintas formas de calcular la pendiente.

Los resultados son análogos y aceptables en todos los casos, pero se propone utilizar el método "tipo Linsley" por aparecer más homogéneo y representar mejor sus ecuaciones la realidad física.

La pendiente s_1 , corresponde a la obtenida por el método de Moçiorrita, que se calcula como:

$$s_1 = \frac{\Delta h \left(\frac{l_0}{2} + \sum l_i + \frac{l_n}{2} \right)}{A} \quad (10)$$

donde:

Δh = diferencia de cota entre líneas de nivel (m)
 l_0 = longitud de la primera o más baja curva de nivel (m)
 l_i = longitud de las curvas de nivel (m)
 l_n = longitud de la última o más alta curva de nivel (m)
 A = área de la cuenca en m^2

En las láminas N° 1 a N° 6 se incluyen las relaciones gráficas para obtener t_p , q_p y T_b , que permiten observar las dispersiones de la correlación.

9. COMPARACION DE LOS RESULTADOS CON EL ESTUDIO ANTERIOR DE BENITEZ-RODRIGUEZ

En el estudio de Benítez-Rodríguez, también se utilizó el método de Linsley et al. y la pendiente de Moćiornita, por lo cual los estudios son comparables.

A continuación se incluye un cuadro comparativo, teniendo en cuenta las relaciones:

$$t_p = C_t \left(\frac{L \bar{L}}{\sqrt{s}} \right)^\alpha ; q_p = C_p t_R^\beta ; T_B = C_B t_p^\gamma \quad (11)$$

	Método Benítez-Rodríguez	Método Arteaga-Benítez
Zona Aconcagua-Maule		
C_t	0,30	0,386
α	0,444	0,397
C_p	269	355,2
β	-1,08	-1,22
C_B	2,32	2,70
γ	1,15	1,104
Zona Itata-Chamiza		
C_t	2,60	1,315
α	0,177	0,241
C_p	190	171,3
β	-0,865	-0,829
C_B	3,79	5,45
γ	0,853	0,714

Para comparar los H.U. obtenidos con ambos métodos se han realizado dos cálculos numéricos con diferentes valores del factor $\frac{L \bar{L}}{\sqrt{s}}$, cuyos resultados se incluyen a continuación:

	Zona Aconcagua-Maule				Zona Itata-Chamiza			
$\frac{L \bar{L}}{\sqrt{s}}$	400		4 000		400		4 000	
	B-R	A-B	B-R	A-B	B-R	A-B	B-R	A-B
t_p	4,3	4,2	11,9	10,4	7,5	5,6	11,3	9,7
q_p	55,7	61,7	18,5	20,4	33,3	41,1	23,3	26,0
T_b	11,1	13,2	35,9	35,8	21,1	18,6	30,0	27,6

B-R = Método Benítez-Rodríguez

A-B = Método Arteaga-Benítez

Bibliografía

1. Arteaga F. et al. (1985) "Método para la determinación de Hidrogramas Unitarios Sintéticos en Chile" (Memoria de título U.Ch.) (ENDESA).
2. Benítez A. et al. (1974) "Método para la determinación de Hidrogramas Unitarios Sintéticos en Chile" (Memoria de título U.C.) (ENDESA).

CUADRO N° 1

METODO DEL HIDROGRAMA UNITARIO SINTETICO

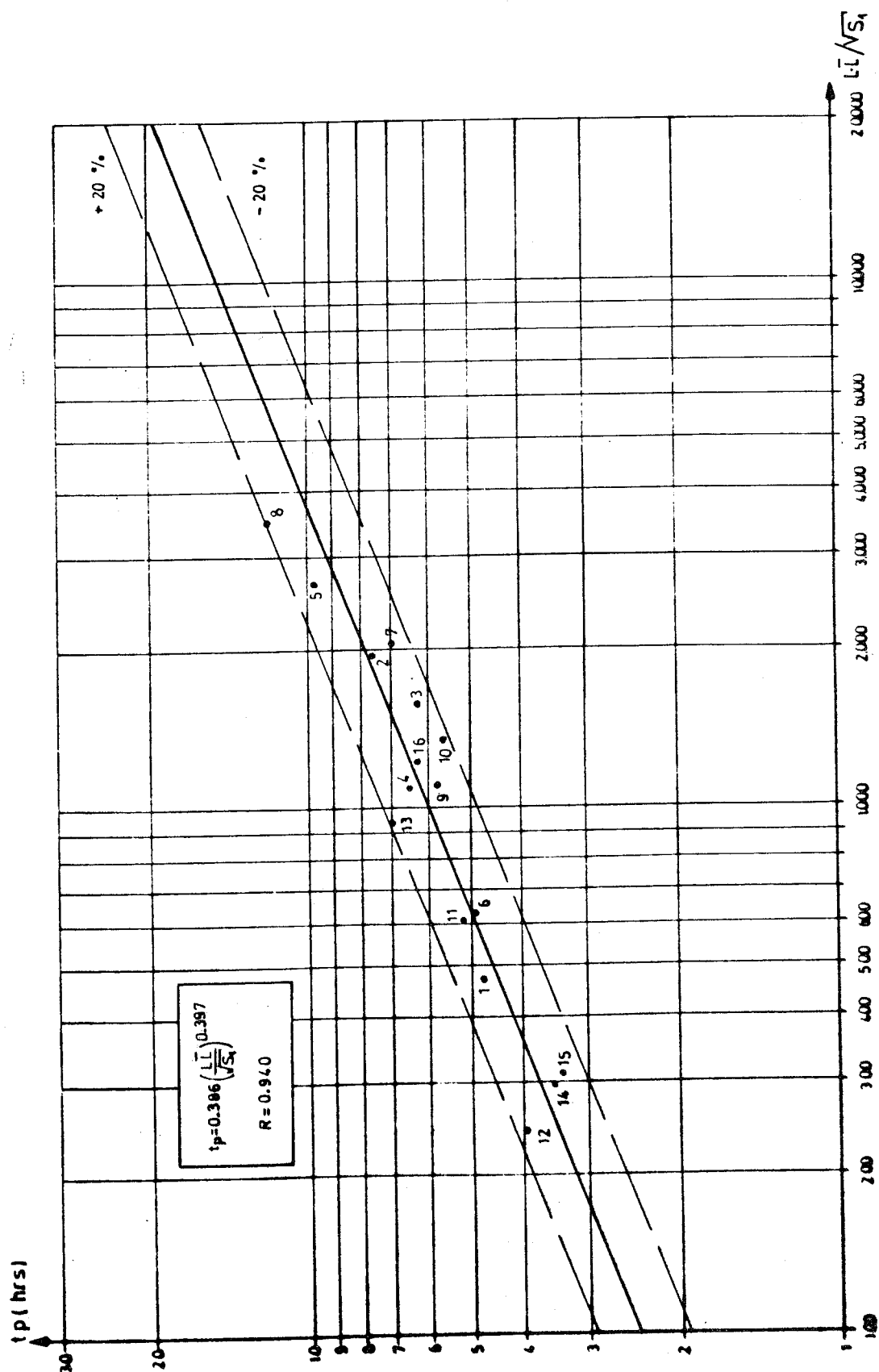
ZONA I : ACONCAGUA-MAULE

PARAMETRO	RELACIONES TIPO SNYDER	RELACIONES TIPO LINSLEY	CORRELACIONES MULTIPLES
TIEMPO DE RETARDO	$t_p = 0,432(L \bar{L})^{0,414}$ $R = 0,88$	$t_p = 0,386(\frac{L \bar{L}}{\sqrt{S_1}})^{0,397}$ $R = 0,94$	$t_p = 0,505 \frac{\bar{L}^{0,763}}{S_1^{0,208}}$ $R = 0,95$
CAUDAL PEAK	$q_p = 355,2 t_p^{-1,220}$ $R = 0,92$	$q_p = 355,2 t_p^{-1,220}$ $R = 0,92$	$q_p = 276,6 \frac{\bar{L}^{0,990} S_1^{0,331}}{\bar{L}^{1,799}}$ $R = 0,94$
TIEMPO BASE	$T_b = 2,70 t_p^{1,104}$ $R = 0,98$	$T_b = 2,70 t_p^{1,104}$ $R = 0,98$	$T_b = 2,70 t_p^{1,104}$ $R = 0,98$

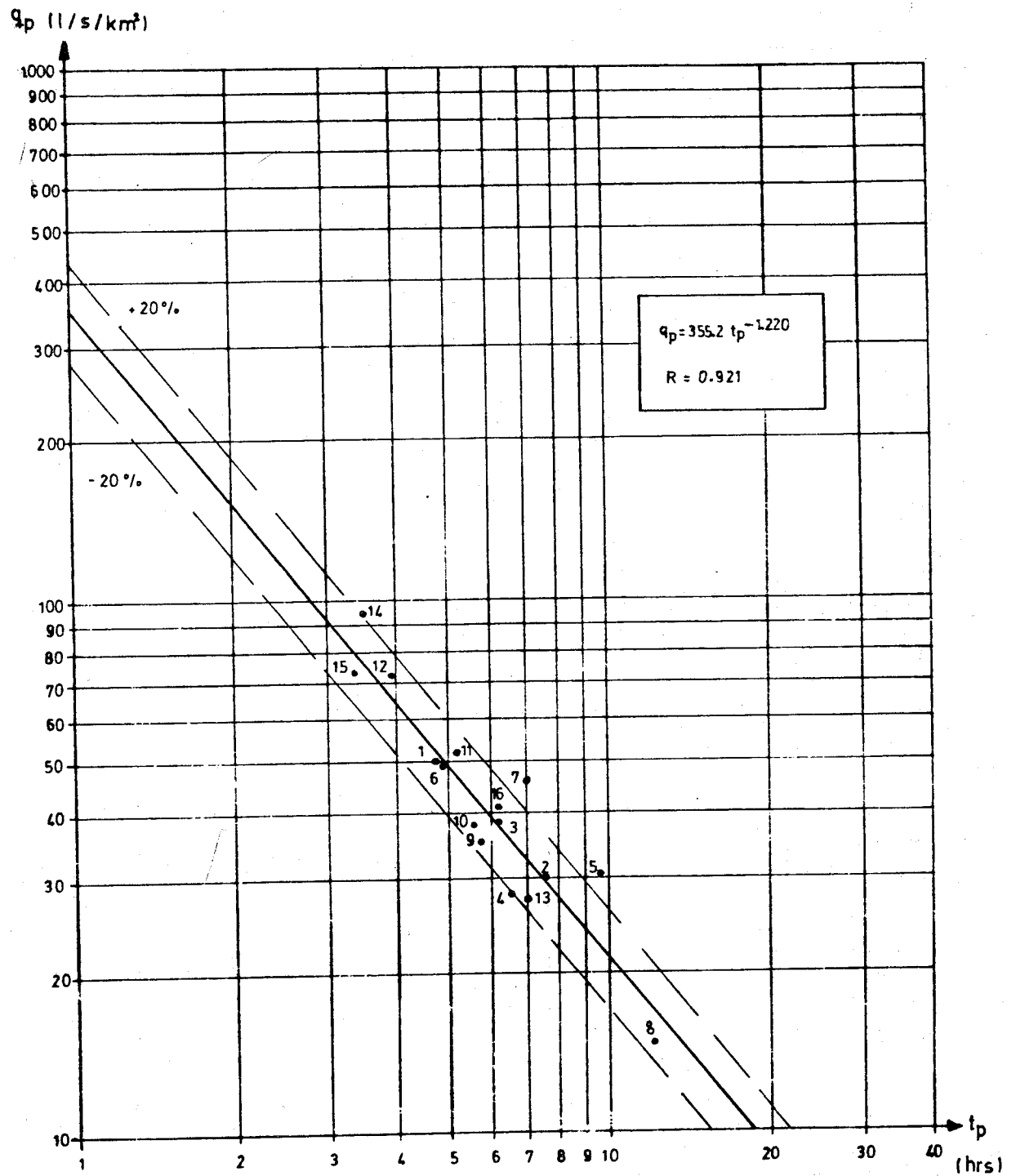
ZONA II : ITATA-CHAMIZA

TIEMPO DE RETARDO	$t_p = 1,256(L \bar{L})^{0,277}$ $R = 0,99$	$t_p = 1,315(\frac{L \bar{L}}{\sqrt{S_1}})^{0,241}$ $R = 0,98$	$t_p = 1,634 \frac{\bar{L}^{0,569} S_1^{0,035}}{K^{0,126}}$ $R = 0,99$
CAUDAL PEAK	$q_p = 171,3 t_p^{-0,829}$ $R = 0,96$	$q_p = 171,3 t_p^{-0,829}$ $R = 0,96$	$q_p = 121,5 \frac{S_1^{0,092}}{\bar{L}^{0,153} A^{0,137}}$ $R = 0,96$
TIEMPO BASE	$T_b = 5,45 t_p^{0,714}$ $R = 0,99$	$T_b = 5,45 t_p^{0,714}$ $R = 0,99$	$T_b = 5,45 t_p^{0,714}$ $R = 0,99$

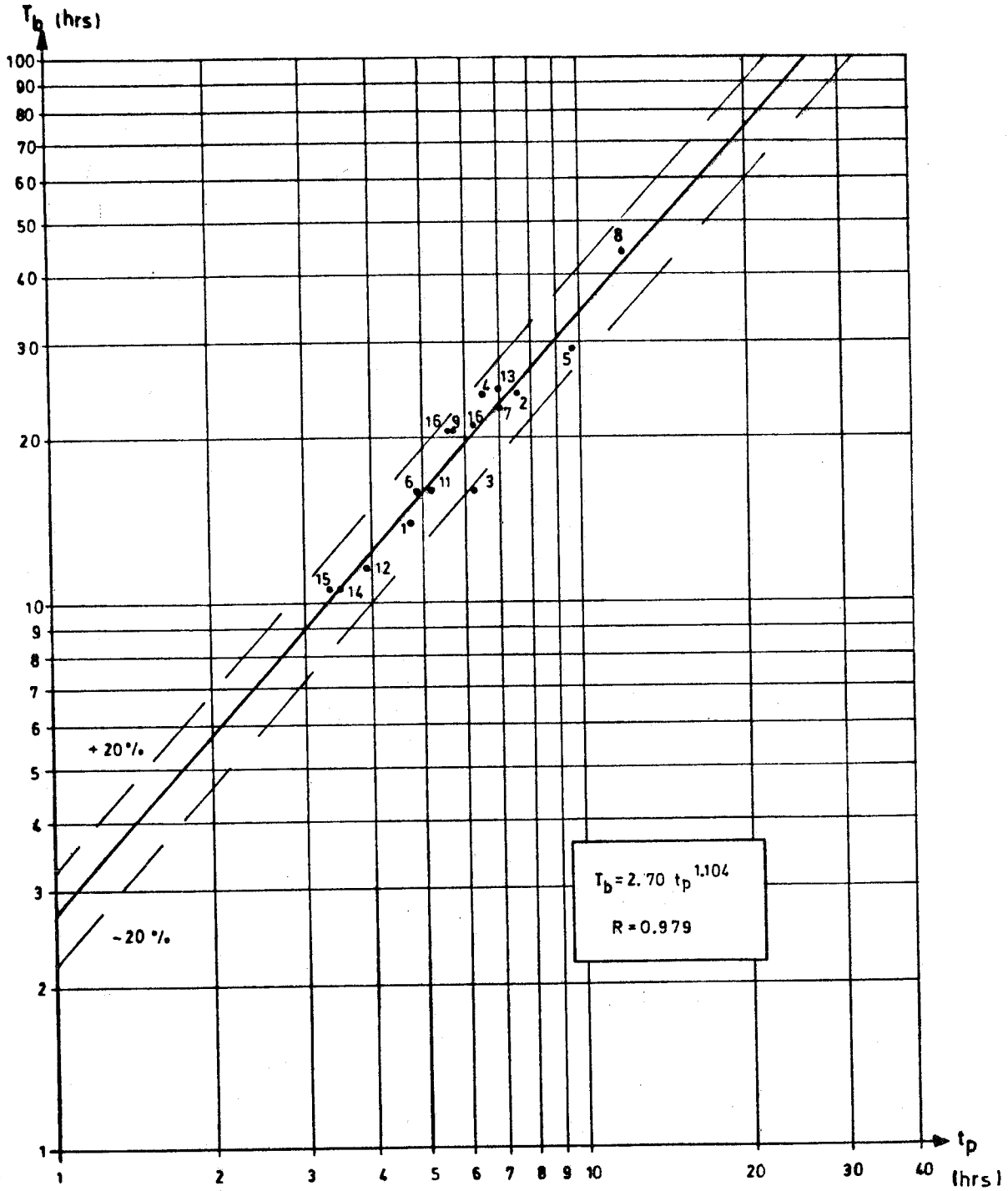
ZONA I: ACONCAGUA-MAULE



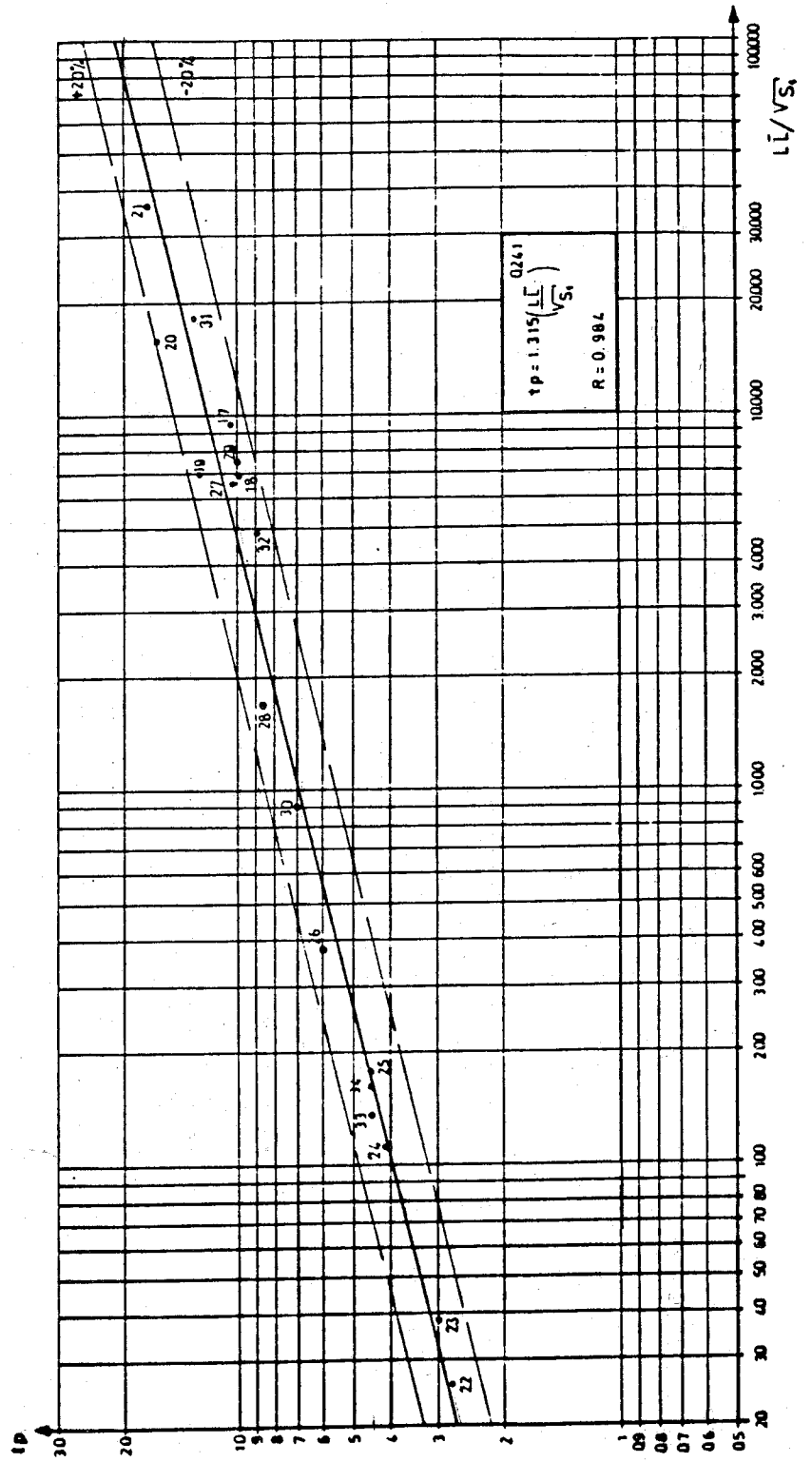
LAMINA N° 2
ZONA I : ACONCAGUA MAULE



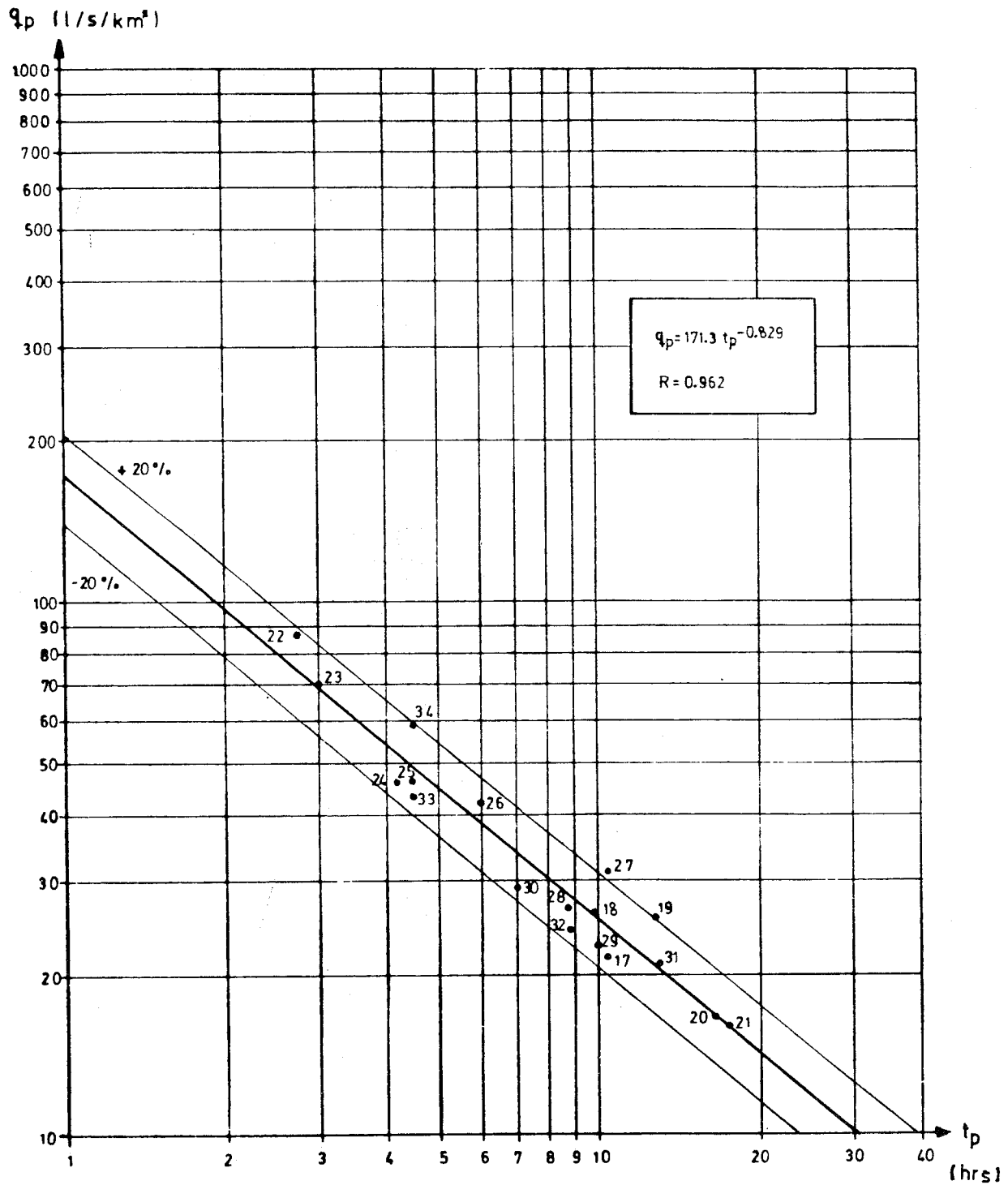
LAMINA N° 3
ZONA I: ACONCAGUA-MAULE



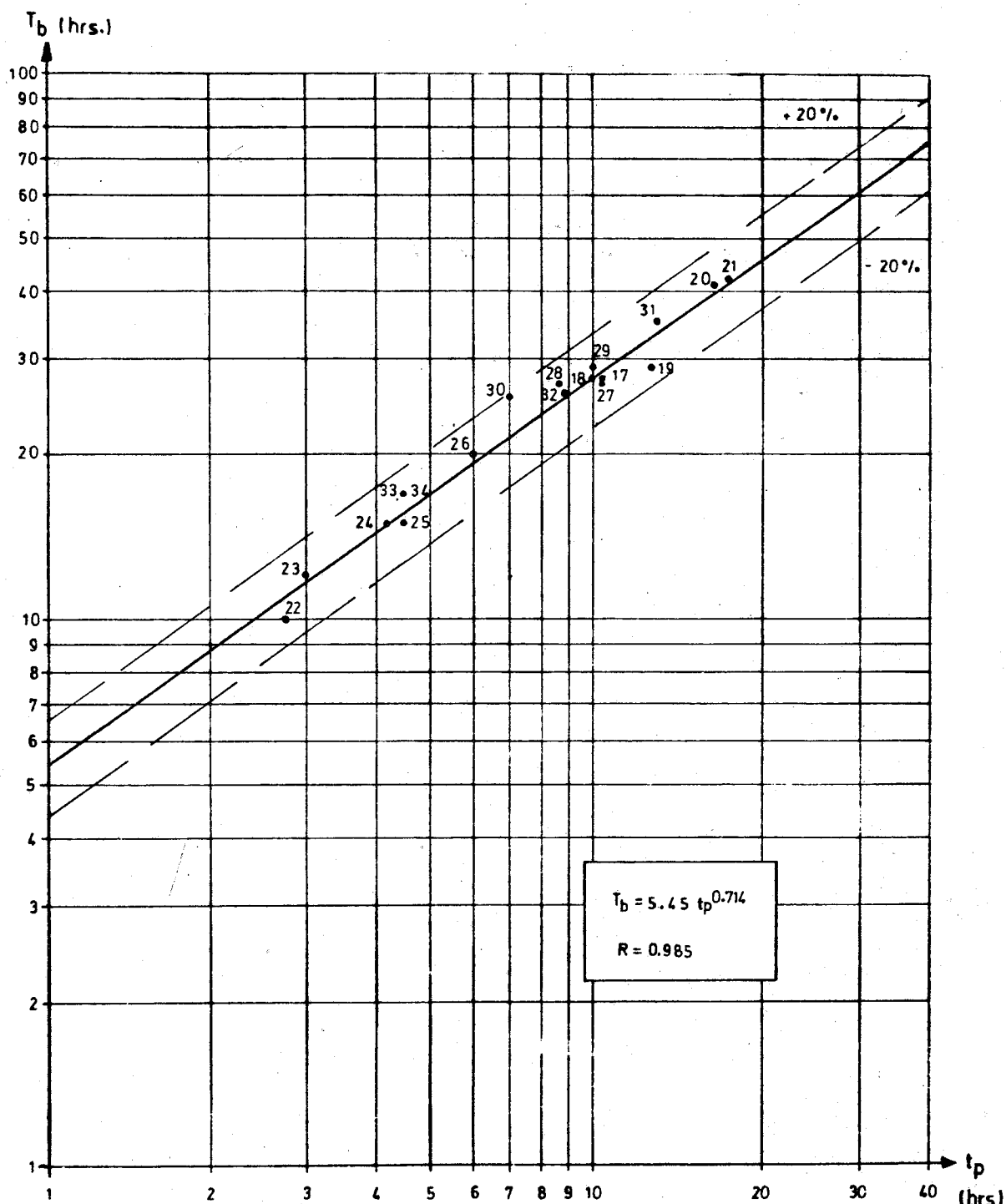
LAMINA N° 4
ZONA II: ITATA-CHAMIZA



LAMINA N°5
ZONA II: ITATA-CHAMIZA



LAMINA N°6
ZONA II: ITATA-CHAMIZA



LA HIDROLOGIA EN EL REINO UNIDO.

Eduardo Varas C. (*)

1. INTRODUCCION.

El Departamento de Ingeniería Hidráulica de la Pontificia Universidad Católica de Chile tiene un programa de intercambio académico con el Imperial College of Science and Technology bajo el auspicio del Consejo Británico. En el marco de este programa tuve la oportunidad de visitar en Febrero y Marzo, diversas instituciones en el Reino Unido. Estuve en los más importantes centros universitarios que cuentan con programas de pre y post-grado y con proyectos de investigación en hidrología e hidráulica. Las Universidades visitadas fueron el Imperial College (Londres), University of Birmingham, University of Newcastle, Oxford, Cambridge, University of Strathclyde (Glasgow, Escocia), University College (Galway, Irlanda.). Adicionalmente, tuve oportunidad de conocer la labor que realizan otras instituciones públicas y privadas, como el Institute of Hydrology de Wallingford, Severn-Trent Water Authority, River Forth Purification Board, y el Irish Office of Public Works en Irlanda.

Este artículo tiene por objeto resaltar algunos temas específicos en que se está trabajando en estas instituciones para dar así una visión de la hidrología en el Reino Unido. Por razones obvias de espacio y del grado de conocimiento que tengo sobre la hidrología británica esta síntesis no pretende ser una revisión del estado de esta ciencia en el Reino Unido sino que sólo destacar un par de aspectos que ilustran el nivel y el grado de desarrollo que se ha alcanzado.

Para ello me referiré en forma breve a tres temas : la recolección y manejo de la información hidrológica, el programa de estudio de crecidas y de pronóstico de inundaciones y el área de modelos matemáticos del ciclo hidrológico. En mi opinión estos temas resumen en buena medida algunos de los puntos claves actuales, y tienen relevancia con la problemática hidrológica de Chile.

Ing.Civil U.C., Ph.D. Stanford University, Profesor Depto. Ingeniería Hidráulica Pontificia Universidad Católica de Chile, Casilla 6177, Santiago.

2. ASPECTOS HIDROLOGICOS ESPECIFICOS.

2.1 Programa de Manejo y recolección de Información.

Toda labor en hidrología descansa en forma muy importante en la disponibilidad de información pertinente, precisa y lo más completa posible. Es innecesario recalcar la importancia de este punto, a pesar de que tan a menudo nos enfrentamos en la vida profesional a problemas de falta de información. Uno de los aspectos más impactantes de mi visita fue conocer como se realiza el proceso de manejo de información en el Reino Unido.

Se ha dado mucha importancia en diversas instituciones a este problema. Hoy en día la mayoría de las instituciones que recogen información han transformado o están en vías de transformar sus estaciones a sistemas equipados con "data loggers". Tanto las estaciones fluviométricas como las pluviométricas están equipadas con estos aparatos, que básicamente consisten en una memoria electrónica capaz de almacenar la información. Cada cierto tiempo, el sensor envía la lectura de ese instante a la memoria para ser almacenada. El medio de almacenamiento varía, las primeras estaciones estaban provistas de un cassette o cinta magnética para almacenar la información, en los últimos modelos, estos elementos se han reemplazado por un "chip" de memoria. Adicionalmente, las estaciones están equipadas con un "modem" que las conecta a la oficina principal a través de la red telefónica local.

De esta manera, el Ingeniero desde la oficina, puede tener acceso a cualquiera de las estaciones y solicitar las lecturas almacenadas. Lo usual es que la estación almacene en memoria las lecturas de quince días en intervalos de media hora. El mini o micro computador de la oficina está programado de manera que cada cierto tiempo en forma automática, interroga a cada una de las estaciones disponibles y solicita que se le envíe la información almacenada y deja las memorias en blanco para que queden disponibles para el próximo período. Los datos hidrológicos pasan de esta manera a ser incorporados a un banco de información de disponibilidad inmediata, eliminando los continuos trasposos de datos entre distintos medios, y minimizando las posibilidades de error.

Algunas estaciones tienen tambien la posibilidad de establecer ellas mismas un contacto con la oficina principal al ocurrir situaciones especiales tales como, ascenso brusco de nivel, o bien cuando se sobrepasa un nivel predeterminado. Ello da la posibilidad de incorporar estas estaciones en tiempo real a modelos de previsión de crecidas, ya que al recibirse este mensaje de

7
alerta, el computador activa inmediatamente su programa de pronóstico y previsión.

Las ventajas de este sistema frente a opciones tradicionales son innegables. Se obtiene una red de información que está siempre al día y actualizada, se minimizan las ocasiones de error en la transferencia de información de un medio a otro, se puede presentar, resumir y publicar la información en forma oportuna, se libera tiempo de hidromensores e ingenieros para otras acciones más provechosas, permite tener programas de pronóstico en tiempo real que respondan en forma casi instantánea y finalmente, tiene un costo razonable, comparable o menor que los enfoques tradicionales.

Este sistema se ve complementado por un programa de medición de lluvia por medio del radar que cubre una parte importante del Reino Unido y que a corto plazo cubrirá todo el país. Esta herramienta da una visión sinóptica de las tormentas y de su movimiento y presenta un cuadro dinámico y completo de las lluvias en cada momento. El programa tiene todavía que resolver el problema de calibración de las lecturas de radar, pero tiene un interesante potencial.

2.2. Estudio de Crecidas.

Es indudable que la acción más significativa de la hidrología inglesa en los últimos años ha sido el Estudio de Crecidas del Reino Unido. (NERC, 1975). A iniciativa del Institution of Civil Engineers (ICE) en 1967 se reunió, tomando como sede el Instituto de Hidrología de Wallingford, un grupo numeroso de especialistas quienes se definieron como tarea el análisis exhaustivo de las técnicas de estimación de crecidas en uso en ese momento. En esta idea participaron además, la Meteorological Office, Hydraulics Research Station, Irish Office of Public Works y otras instituciones.

El estudio fue publicado en un informe completísimo de 5 volúmenes que resume los datos utilizados, los métodos estudiados y los argumentos y análisis en los cuales se basan las recomendaciones elaboradas. Este estudio se ha convertido en un texto de consulta y en un manual de procedimientos de amplia aplicación en el Reino Unido y también en el exterior. Constituye un verdadero ejemplo de enfoque serio y completo a un problema formulado globalmente.

La recomendación original del ICE establecía que debían examinarse todos los aspectos pertinentes de la hidrología de crecidas con el fin de entender la causa de las inundaciones, asistir en los análisis de frecuencia de crecidas,

extender registros y proveer estimaciones de precipitaciones máximas. Se debían recopilar y analizar críticamente todos los datos disponibles, realizar estudios de frecuencia de gastos y de volúmenes máximos, efectuar estudios regionales entre crecidas y características de las cuencas con el objeto de mejorar la precisión de estimaciones en puntos específicos, proporcionar métodos en lugares sin información, estudiar los procedimientos para derivar relaciones precipitación-escorrentía y la propagación de las ondas de crecida.

El encargo original se cumplió en forma muy satisfactoria y es hoy día un estudio muy completo del problema. La labor finalizada en 1975, está en continua revisión, ya que el Instituto de Hidrología se ha preocupado en forma constante de distintos aspectos del problema y ha seguido analizando y poniendo al día los resultados obtenidos y los métodos propuestos.

3. EL MODELO SHE.

Gracias a la disponibilidad de los computadores actuales, es posible desarrollar modelaciones muy realistas de los fenómenos del ciclo hidrológico, incluyendo los aspectos de variabilidad espacial. Un ejemplo reciente y completo de este enfoque es el modelo SHE (Sistema Hidrológico Europeo), que representa un esfuerzo mancomunado del Institute of Hydrology de Wallingford, SOGREAH y el Instituto Danés de Hidrología.

Este modelo usa las ecuaciones diferenciales parciales no lineales para representar el flujo subterráneo en la zona saturada y no saturada del suelo, y también para el flujo superficial. Se incluye una componente de intercepción y evaporación, basado en las ecuaciones de Penman-Monteith y en el modelo de intercepción de Rutter. El modelo de evaporación incluye la especificación de las características aerodinámicas, de resistencia, y la distribución de las raíces de la cubierta vegetal. El modelo también incluye el proceso de deshielo.

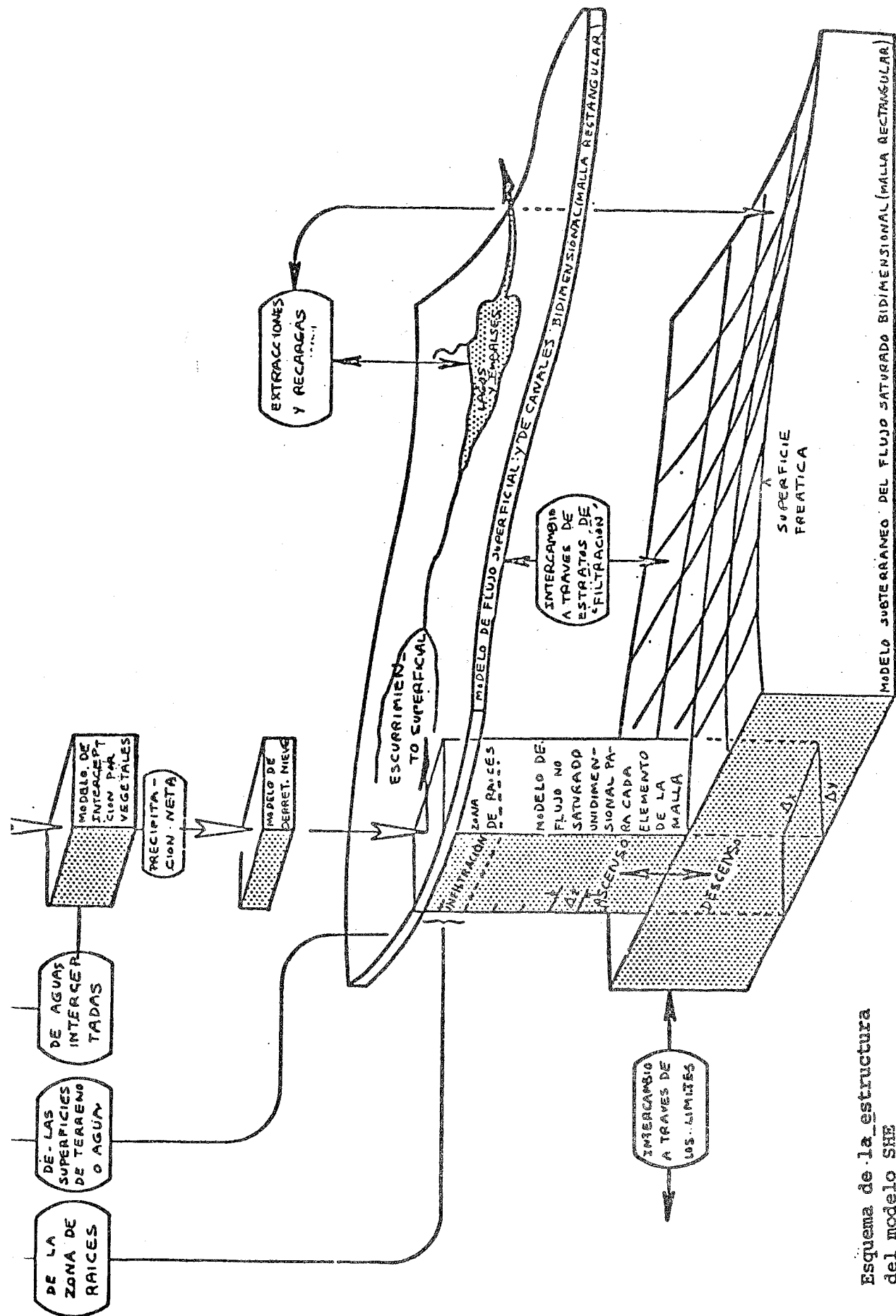
El escurrimiento en la zona no saturada se obtiene mediante la solución de la ecuación de Richards para un terreno de varios estratos y requiere especificar la variación de la humedad y la función de conductividad para cada estrato. La zona saturada queda representada por un esquema de diferencias finitas implícito con cambio de dirección y necesita una estimación de los coeficientes de transmisibilidad y almacenamiento. El flujo superficial se representa mediante un modelo de onda cinemática y el flujo en los cauces se basa en las ecuaciones de flujo no permanente de Saint Venant.

Todos los procesos anteriores se definen para cada uno de los elementos espaciales que representan la cuenca, obteniéndose así un modelo espacial, no lineal y no permanente de los fenómenos del ciclo hidrológico. Este modelo se encuentra operativo y se ha empleado en algunas situaciones aun cuando se puede decir que está todavía en una etapa experimental. Los resultados hasta el momento, muestran la potencialidad de este enfoque sobretodo porque permite ir analizando a lo largo del tiempo la respuesta de la cuenca y visualizar la importancia que tienen conceptos tales como el de area-fuente. Un esquema de la estructura del modelo SHE se aprecia en la Figura 1.

Una formulación de este tipo tiene un gran valor, porque contribuye a través de la experimentación numérica y la simulación a mejorar nuestra comprensión del proceso de respuesta de una cuenca. Es probable que el uso de estos modelos sea una gran ayuda para mostrar las limitaciones del conocimiento de algunos procesos y la importancia relativa que ellos tienen en la respuesta de la cuenca mostrando así la dirección en la cual deben encaminarse las investigaciones futuras.

4. CONCLUSIONES

La visita efectuada a Inglaterra, Gales, Escocia e Irlanda fue sumamente provechosa e interesante, tanto desde el punto de vista profesional y académico como también cultural y turístico. Tuve oportunidad de conocer distintos equipos profesionales preocupados de una gran variedad de problemas, y que indican el buen nivel en que se está en estas materias. Los aspectos resumidos en este artículo son sólo un índice de la situación pero ilustran la conveniencia de estar informados sobre los adelantos que se están generando en Hidrología en el Reino Unido.



Esquema de la estructura del modelo SHE

FIGURA 1

ANALISIS GLOBAL DE LA REALIDAD ACTUAL Y
PROYECCIONES DEL REGADIO EN LA REGION DEL BIOBIO (VIII)

Víctor Aros Araya
Ingeniero Civil U. de Chile
Prof. Asociado
Universidad de Concepción

A.- INTRODUCCION

En esta Región existen 2 grandes hoyas hidrográficas, la del Itata y la del Bío-bío, cuyos recursos hídricos son usados en forma bastante diferenciada en lo que al regadío se refiere y con características propias que las hacen similar y a la vez diferentes de las del resto del país. Desde luego, existen conceptos erróneos que se han transmitido desde hace unas dos décadas que a veces de tanto repetirlos se han transformado en políticas orientadoras especialmente para el sector público y que es necesario despejar, al menos en esta ocasión, en forma global. Uno de ellos consiste en afirmar, contrariamente a la realidad histórica, que el regadío en esta Región no se justifica por ser limítrofe entre el Sur y el Centro, y al Sur no debe regarse; que existen excesos de aguas y procedería sólo defenderse de esos excesos; que la calidad de los suelos es muy mala; que sólo ha habido preocupación por las obras hidráulicas y no por el desarrollo agrícola consiguiente, etc. Según nuestra opinión, respaldada básicamente por nuestra experiencia profesional y docente de más de 15 años en la región, estos conceptos no son sino algunas justificaciones de un accionar demasiado centralizado en materia de regadío, caracterizado por impulsar sólo los proyectos importantes cercanos a la metrópolis Santiaguina por un lado, y por otro la movilización creada por diversos motivos, para procurar el divorcio insalvable entre las Obras hidráulicas y el consiguiente desarrollo agrícola.

En este breve análisis, pretendemos dar algunas razones globales que justifican mantener, mejorar y acrecentar la acción de regar como uno de los motores fundamentales para el desarrollo agrícola de la Región en cada una de las hoyas de la Región. Pensamos que la hoya hidrográfica, constituye la unidad básica de planificación integral de los diversos usos del recurso agua.

Casilla 53_C Concepción

Este principio es de particular interés para las regiones Centro y Centro-Sur de Chile, y en especial para la del Bío Bío, en que la planificación de usos del agua inter hoyas aún no conviene por la enorme potencialidad agrícola de una de ellas y desarrollo industrial y poblacional de la otra.

B.- HOYA DEL ITATA

Consideraciones Generales

En esta zona la economía es esencialmente agrícola y las condiciones del clima exigen la acción de regar como medio básico para aumentar la producción y también la productividad. En promedio se puede estimar que en esta zona 1 Há. regada produce del orden de 3 a 6 veces lo correspondiente a 1 Há. de secano. La agricultura de secano se reduce a siembras de trigo y empastados naturales de muy baja productividad. El riego en cambio permite desarrollar cultivos de chacarería y productos industriales tales como remolacha, semillas oleaginosas y también frutales. El riego permite además mantener empastados artificiales de alto poder alimenticio, esenciales para un mayor desarrollo ganadero.

El agua en la zona es abundante, sin embargo su distribución a lo largo del año no corresponde a las necesidades de los cultivos. La temporada de riego empieza a principios de Octubre y se alarga hasta las primeras lluvias importantes de otoño. El caudal de los ríos es abundante durante la primavera debido a los deshielos, pero en Verano se producen fuertes estiajes que se acrecientan en los meses de Febrero y Marzo en los cuales la situación de la agricultura de riego es realmente crítica. En la mayoría de los ríos de la hoya el caudal del mes de Noviembre es del orden de unas 8 veces superior al caudal del mes de Febrero. La construcción de embalses que acumulen el agua de la época de abundancia para épocas de escasez aparece así como un imperativo categórico para el desarrollo agrícola y para aumentar los niveles acupacionales en el campo.

En la actualidad, la hoya del Itata cuenta con alrededor de 130.000 Há. bajo canal, pero de hecho es posible regar en forma permanente y segura sólo del orden de 100.000 Há. La meta por alcanzar podría ser la de dar abastecimiento seguro a los terrenos actualmente regados en forma deficiente, y al mismo tiempo incorporar el máximo de superficie posible de suelos planos de buena calidad que actualmente permanecen de secano y que totalizan aproximadamente unas 100.000 Há. adicionales; es decir,

sería factible dicho en términos globales duplicar con adecuada seguridad la superficie actualmente regada. Para estos efectos el Estado, a través de la Dirección de Riego, ha identificado y estudiado intensamente a lo largo de los años, una serie de proyectos importantes, cuyos desarrollos por razones de la más variada índole, han sido injustificadamente suspendidos, postergados o cancelados, ahogándose así las expectativas del desarrollo agrícola que realmente le corresponde a esta importante hoya hidrográfica del país.

Características básicas del riego actual en la Hoya

En la Hoya del río Itata existen aproximadamente 100.000 Hás. bajo riego seguro, es decir, con posibilidad de excedencia entre el 85% y 100%.

De estas 100.000 Hás. el Estado ha colocado bajo riego la siguiente cantidad por orden cronológico:

- Canal Colicheo	1.200 Hás.
- Embalse Tucapel	100 "
- Canal Quillón	2.000 "
- Embalse Coihueco	4.000 "
Total:	8.300 Hás.

Esta cantidad representa el 8,3%. Es decir, la acción del Estado en materia de poner Hás. bajo riego, ha sido por no decir nula, bajísima. El saldo del área bajo riego, es decir, 91.700 Hás. ha sido responsabilidad exclusiva del área privada en las funciones de iniciativa, construcción, puesta en riego y desarrollo agrícola, y en el transcurso de varias décadas. ¿Cuáles son las características básicas actuales de estos sistemas y prácticas de riego? En general podemos decir que son las siguientes, válidas para toda la hoya hidrográfica sin hacer referencia específica a ningún canal:

Los canales son todos muy antiguos, con secciones transversales muchas veces irregulares, trazados tortuosos, pendientes excesivas, taludes laterales inestables, etc. La pendiente excesiva ha producido en muchas ocasiones erosiones considerables hasta el punto de dejar totalmente al desnudo el subsuelo ripioso y permeable característico de los sectores precordilleranos de los valles. Las pérdidas por infiltración son así considerables y si a esto se agrega la mala mantención de los cauces que permanecen muchas veces cubiertos de malezas que consumen una cantidad apreciable de humedad, se concluye que la pérdida total de agua es en ocasiones superior al 50% del caudal captado en el río.

La multiplicidad de canales derivados de un mismo cauce natural, con sus bocatomas sin las obras mínimas para su correcta operación, como compuertas de admisión y de descarga, sistemas de desripiación y de medida de caudales apropiada es otra característica típica de los canales sobretodo de los más antiguos. Este fenómeno particularmente notable en todos los ríos de la hoya bajo análisis, donde debido a la fuerte pendiente de los ríos hay pocos lugares con condiciones favorables para una captación ideal, trae como consecuencia adicional que en un corto trecho del río se derivan numerosos canales que continúan en forma casi paralela o separándose paulatinamente, dejando una extensa faja de terreno inutilizado para la agricultura. Este vicio ha sido provocado principalmente por los primeros en construir su canal; los que una vez realizado el esfuerzo no querían compartirlo con los que deseaban regar a posterior; o a la inversa, estos últimos preferían conducir sus aguas independientemente, sin importarles el mayor costo que les representaba ni el terreno adicional que ocupaban.

Los canales carecen de revestimiento en zonas de alta permeabilidad que tienen porcentajes de pérdida media por infiltración superior a lo aconsejable. La falta de estadísticas en este sentido hace difícil evaluar, sin estudios previos, la magnitud del problema que representan las infiltraciones de estos canales, que incide en el mejor aprovechamiento del agua.

En general el estado de conservación es deficiente, en especial en sus obras de arte, tales como caídas, canoas, sifones, puentes y alcantarillas, muchas de las cuales suelen ser de carácter provisional o han sobrepasado su vida útil.

Esta crítica alcanza también a varios embalses acumuladores de regulación nocturna, que presentan sus muros cubiertos de vegetación inconveniente, con su talud cargado por el oleaje con insuficiencia en sus obras de evacuación y deficiente conservación de las obras para entregar el agua.

La acumulación en los bordes de los canales de los materiales extraídos de las limpias, que además presenta abundante vegetación, especialmente de zarza, impide la realización de la limpia en buena forma e imposibilita la vigilancia del canal y la correcta distribución del agua, debido a los rodeos que efectúan los celadores por la falta de camino de borde.

No obstante lo anterior, la infraestructura de riego existente representa una inversión importante y su

reposición por modernos sistemas de canales significarían un costo tan elevado que difícilmente podría afrontarse en su integridad

Un caso análogo al de los canales ocurre con el riego a nivel predial. Los sistemas de riego y drenaje dentro de cada propiedad son rudimentarios y su mantención es deficiente. La aplicación del agua en el suelo se hace normalmente por tendidos en que no se controla la cantidad de agua aplicada, la uniformidad de la penetración del agua en cada sector del campo sembrado, y, en general, es muy poco frecuente el uso de los métodos de riego aconsejados por la técnica moderna. El riego por aspersión, los sistemas por bordes o por control de nivel freático son prácticamente inaplicados. La existencia de una antigua tradición de riego presenta la ventaja de que el usuario produce en los rendimientos de los cultivos y no presenta oposición para su empleo en nuevas áreas que se incorporan al riego. Tienen sin embargo, la desventaja sería de la dificultad para desarraigar costumbres y vicios tradicionales. El agricultor y el campesino piensan en forma instintiva que mientras mayor sea la cantidad de agua aplicada al campo mejor será el resultado de sus cosechas, y tratan por eso de conducir por sus canales el máximo de agua posible. El derroche así producido tiene por consecuencia que una parte importante del agua aplicada a la tierra retorne a las corrientes naturales en forma de derrame superficial. Se tiene así que la eficiencia sea posiblemente una de las más bajas del mundo.

Es interesante destacar, sin embargo, que el máximo de derroche de agua se produce lógicamente en las épocas en que los ríos tienen abundancia de caudal. Una característica típica de los principales ríos de la zona central es su abundancia de agua en los meses de primavera debido al derretimiento de las nieves de la cordillera; en los meses de verano el caudal decrece fuertemente, pues sólo los glaciares de la alta cordillera continúan alimentando a los ríos ya que la nieve fresca se ha derretido con los primeros calores. En estas condiciones la eficiencia de riego varía mucho a lo largo del período de riego siendo bajísima en los meses de primavera y más razonable en el período de estiaje. Al no existir en la mayoría de los ríos, embalses que permitan acumular estos sobrantes de agua de primavera, la baja eficiencia en esta época del año no reviste gran importancia económica pues si las aguas sólo son captadas en la cantidad estrictamente necesaria, el destino alternativo de los sobrantes es de escurrir libremente hacia el mar. Aún más, es posible que este derroche tenga algunos aspectos positivos; las aguas de primavera se ocupan muchas veces en el regadío de cereales y pastos naturales, lo cual, si bien no es lo ideal representa la única posibilidad de aprovechamiento

de esta agua, ya que un cultivo más noble exige un riego continuo a lo largo de todo su período vegetativo. Por otra parte, la baja eficiencia en esta época produce pérdidas por infiltración hacia las napas subterráneas las que en parte retornan a los cauces naturales con cierto retardo haciendo menos serio el estiaje de verano en las zonas más bajas de los ríos.

La reutilización de las aguas de derrame y recuperaciones de riego, sean éstos superficiales o provenientes del drenaje de napas subterráneas que restituyen nuevamente el caudal del río, es un caso frecuente en los ríos nuble y particularmente el Diguillín. Indudablemente, la reutilización de aguas de riego presenta el inconveniente del deterioro en la calidad del recurso. Las aguas provenientes de recuperaciones se cargan de salinidad en el contacto con los suelos cultivados, especialmente si éstos han sido abonados con fertilizantes químicos. Afortunadamente este problema no se ha presentado con características serias, debido seguramente a la óptima calidad original de las aguas de riego que provienen en su mayoría del derretimiento de nieves y glaciares. Es posible sin embargo, que el uso más intensivo de fertilizantes químicos afecte en el futuro la calidad de las aguas de recuperación.

Esta modalidad tan peculiar de la utilización de las aguas de riego se ve favorecida por la fuerte pendiente de los valles que hace posible la utilización de las aguas de recuperación por simples derivaciones gravitacionales.

Se podría afirmar que la hidrología de la mayoría de los esteros y ríos de la hoya se encuentra influenciada por el riego en el sector en que los ríos y esteros atraviesan las zonas regadas. Es a veces muy difícil saber cuál sería el caudal de un estero si el riego en sus inmediaciones de aguas arriba desapareciera.

Estudios preliminares realizados indican que si bien la eficiencia a nivel predial es muy baja, la eficiencia global a nivel de la cuenca es razonablemente elevada. El planteamiento económico de un programa destinado al mejoramiento de la eficiencia de riego no puede, en consecuencia, ser analizado dentro de una visión de lo que ocurre solamente en el predio, sino que debe plantearse dentro del contexto general de la economía de los recursos de la hoya hidrográfica. Un análisis general de cada subhoya resulta difícil de realizar, pues, como ya se dijo, la influencia del riego en la hidrología del río sólo podría ser cuantificada mediante largas y sistemáticas investigaciones.

C.- HOYA DEL BIOBIO

La situación global vista anteriormente en lo referente a necesidades de riego y su justificación es muy similar a la hoya del Itata, con la diferencia que en la del Biobío existen importantes sistemas de regadío que le dan un fuerte sostén al desarrollo agrícola. La mayor parte de estos sistemas han sido construidos por acción del Estado y entregados para ser operados y conservados por asociaciones de usuarios. Cubren en total un área del orden de las 160.000 Hás. regadas con un 85% de seguridad. Estos sistemas son los siguientes:

Canal del Laja	75.000 Hás.
Canal Biobío Sur	32.000 Hás.
Canal Zañartu	20.000 Hás.
Canal Biobío-Negrete	11.500 Hás.
Canal Duqueco-Cuel	6.000 Hás.
Canal Biobío Norte	6.000 Hás.
Canal Coreo	3.500 Hás.
Canal Quillaileo	3.000 Hás.
Canales Menores	<u>3.000 Hás.</u>
	160.000 Hás.

Gran parte de esta seguridad de riego es dada por las Obras de Regulación del Lago Laja ubicado en el extremo superior del río del mismo nombre, uno de los principales tributarios del Biobío.

Los recursos hidráulicos existentes permitirían incorporar áreas adicionales al regadío; sin embargo, la política en esta hoya, según nuestra opinión, debería estar orientada a mejorar los actuales sistemas hasta el grado más fino, antes que el deterioro llegue a ser irreversible. Aquí, la acción privada debe ser fundamental en operar y conservar los sistemas de regadío matrices y secundarios, así como mejorar la tecnificación del regadío.

La incorporación masiva de nuevas áreas al regadío, en esta hoya no se justifica, para algunos casos excepcionales de subhoyas cuyos microclimas ofrecen características de aridez o semi-aridez evidentes. Los recursos sobrantes entonces deberían orientarse hacia otros usos como el energético, industrial, doméstico o recreacional.

D.- REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

- 1.- Política Nacional de Riego. INSTITUTO DE INGENIEROS DE CHILE (1970)
- 2.- Principios de Planificación Hidráulica. Relator Guy Chapond. Seminario sobre Desarrollo Integral de un Proyecto de Riego y Conservación (Proyecto PNUD). Los Angeles, Enero 1977.
- 3.- Análisis de la realidad actual y proyecciones del riego en la VIII Región. Relator Víctor Aros A. Seminario sobre Proyectos de Regadío en la Hoya del Itata. Chillán, Junio 1977.

REGULACION Y DOTACION EN UN PREDIO DE RIEGO

Pablo Isensee Martínez

1.- INTRODUCCION

En este trabajo se presenta un análisis de las relaciones que deben existir entre las necesidades de riego de un predio, el tiempo de aplicación del agua, la dotación en el canal y la capacidad de regulación, ya sea nocturna o de fin de semana.

Dichas relaciones permiten determinar, simultáneamente, la dotación y el volumen de regulación mínimos necesarios para satisfacer las necesidades en las horas riego requeridas.

Si el predio ya cuenta con un cierto volumen de regulación, se puede calcular la dotación mínima en el canal que permite garantizar la demanda del predio en las horas de riego disponibles.

Estas relaciones fueron desarrolladas por el autor como parte de la elaboración del modelo de simulación del Sistema de recursos del río Maipo. IPLA (1985).

Ingeniero Civil. Chilectra Generación. San Antonio 580.

2.- ANALISIS

Para el planteamiento del problema se supone un predio de una hectárea con necesidades de agua diarias y horas de riego conocidas. El predio cuenta con un cierto volumen de regulación y una cierta dotación en el canal.

2.1.- Regulación nocturna.

Mediante un análisis de la operación del embalse se puede deducir la capacidad de regulación nocturna necesaria.

Durante las horas de riego el embalse debe proporcionar un volumen de agua igual a la diferencia entre la necesidad predial diaria y el volumen representado por la dotación en el canal. Terminado el tiempo de riego, el embalse habrá disminuido su volumen en la cantidad V_1 , dada por

$$V_1 = \text{NPD} - D * 3,6 * \text{HR} \quad \text{E01}$$

en que
 NPD = necesidad predial diaria (m^3/ha)
 D = dotación (lt/s/ha)
 HR = tiempo de riego diario (horas)

Durante las $24 - \text{HR}$ horas restantes el embalse debe completar su capacidad llenándose con la dotación en el canal. El volumen a llenar es V_2 , dado por

$$V_2 = D * 3,6 * (24 - \text{HR}) \quad \text{E02}$$

Ambos volúmenes deben ser iguales a la capacidad de regulación nocturna requerida (CRN), de manera que se tiene la ecuación

$$\text{NPD} - D * 3,6 * \text{HR} = D * 3,6 * (24 - \text{HR}) \quad \text{E03}$$

Despejando D , resulta

$$D = \text{NPD} / (3,6 * 24) \quad \text{E04}$$

Reemplazando D en cualquiera de los dos miembros de la ecuación E03, se obtiene la siguiente expresión para la capacidad de regulación nocturna :

$$\text{CRN} = \text{NPD} * (1 - \text{HR} / 24) \quad \text{E05}$$

2.2.- Regulación de fin de semana.

La capacidad de regulación semanal que se requiere en un predio que se riega un cierto número de días a la semana puede determinarse mediante un análisis del estado del embalse al fin de cada día.

Diariamente el embalse debe proporcionar la diferencia entre la necesidad predial y el volumen disponible con la dotación en el canal. Terminada la jornada de riego, el embalse habrá bajado su volumen en la cantidad V3, dada por

$$V3 = NPD - D * 3,6 * HR \quad E06$$

Durante las 24-hr horas restantes, el embalse acumulará la dotación en el canal y su volumen subirá en la cantidad V4

$$V4 = D * 3,6 * (24 - HR) \quad E07$$

La disminución neta de volumen en cada día es la diferencia entre V3 y V4, de manera que al cabo de los DRS días de riego el embalse habrá experimentado una variación de volumen V5, con

$$V5 = (V3 - V4) * DRS \quad E08$$

Sin embargo, para obtener la máxima variación de almacenamiento, aún es necesario agregar la acumulación en las horas de la noche del último día. Por consiguiente, la capacidad de regulación de fin de semana (CRS) será

$$CRS = V5 + V4 \quad E09$$

Por otro lado, desde el momento en que termina la jornada del último día hasta el fin de la semana, el embalse debe llenarse completamente con la dotación en el canal. De modo que la capacidad de regulación semanal es

$$CRS = V4 + D * 3,6 * 24 * (7 - DRS) \quad E10$$

La resolución simultánea de las ecuaciones E06 a E10 entrega la dotación y la capacidad de regulación semanal requeridas. La dotación es

$$D = NPD * DRS / (3,6 * 168) \quad E11$$

y la capacidad de regulación es, por su parte

$$CRS = NPD * DRS * (8 - DRS - HR / 24) / 7 \quad E12$$

3.- APLICACION

Se considera ahora un predio que ya dispone de regulación. Sea CR esta capacidad, pero expresada por unidad de superficie, es decir, en (m³/ha). Interesa obtener la dotación mínima que se requiere en el canal.

3.1.- Caso CR < CRN.

La dotación debe permitir satisfacer la necesidad predial descontado el volumen del embalse, el cual estará lleno al inicio de cada jornada, luego

$$D = (NPD - CR) / 3,6 / HR \quad E13$$

El embalse se llenará en HLL horas dadas por

$$HLL = CR / D / 3,6 \quad E14$$

3.2.- Caso CRN < CR < CRS.

En esta situación la dotación debe ser la que corresponde a la capacidad de regulación nocturna, esto es

$$D = NPD / 3,6 / 24 ; \text{ según ecuación E04}$$

En efecto, a pesar de que se dispone una capacidad superior a CRN, que es la mínima requerida para regulación nocturna, no es posible reducir la dotación sin agotar el embalse en algún día de la semana y sin provocar un déficit de riego.

En este caso el embalse se llena en HLL horas, dadas por

$$HLL = 24 - HR \quad E15$$

El embalse parte y termina lleno cada día.

3.3.- Caso CR > CRS.

En estas condiciones la dotación debe ser la correspondiente a la capacidad de regulación semanal de acuerdo con la ecuación E11.

El número de horas en que se llenará el embalse será

$$HLL = 24 * (8 - DRS - HR / 24) \quad E16$$

4.-CONCLUSIONES.

Las relaciones presentadas pueden ser de utilidad para el diseño de una nueva red de canales. Se podrá efectuar un análisis técnico económico que defina la mejor combinación entre la capacidad de los canales matrices y el volumen de regulación predial.

En un predio en particular también podrá llevarse a cabo una comparación entre los derechos de agua del predio y la dotación requerida con regulación nocturna o semanal. Si los derechos exceden a dicha dotación, podría analizarse la conveniencia de vender este excedente para financiar la obra de regulación siempre que el proyecto sea económicamente atractivo.

5.-REFERENCIAS.

IPLA, "PROYECTO MAIPO. ESTUDIO HIDROLOGICO E HIDROGEOLOGICO".
COMISION NACIONAL DE RIEGO, 1984

FUNCIONAMIENTO RED DE DISTRIBUCION DE
AGUA ALIMENTADA POR DOS PLANTAS DE BOMBEO

Fernando Baraona del Río (1)
Alejandro Steiner Tichauer (2)

R E S U M E N

En este trabajo se presenta una metodología para el análisis del funcionamiento de una red de distribución de agua alimentada por dos plantas de bombeo. El sistema señalado se plantea como una red de distribución conocida, la cual es alimentada directamente desde dos plantas de bombeo independientes y ubicadas en distintos puntos de la red, con un tercer y único punto de descarga, el cual debe satisfacer condiciones de caudal y presiones pre-definidas.

Este tipo de instalaciones es frecuente en redes de incendio y/o servicios que operan normalmente con agua no potable.

No se analiza en esta oportunidad la resolución de la red misma, puesto que existen numerosos métodos y programas computacionales que resuelven adecuadamente este problema.

(1) Ingeniero Civil - Profesor Depto. Ingeniería Civil U. de Chile
- Jefe de Proyectos, MINMETAL.
Galvarino Gallardo 2125, Providencia-Stgo.

(2) Ingeniero Civil- Socio Cade-Idepe

1. INTRODUCCION

El diseño de una red de distribución de agua es un problema resuelto desde hace mucho tiempo y los métodos y programas de computador existentes permiten, en general, determinar diámetros, pérdidas de carga, presión y sentido del flujo, en los diferentes tramos de la red, ya sea ésta alimentada desde un sistema externo como matriz de agua potable, estanque o una planta de bombeo.

El problema aumenta en complejidad si la red es abastecida mediante dos plantas de bombeo, ubicada en dos nodos distantes entre sí.

Debe considerarse además que es preciso conocer cómo funciona la red con el objeto de elegir las bombas más adecuadas a este sistema.

La metodología que aquí se presenta fue desarrollada en 1980 con el objeto de diseñar una red de incendio de las características señaladas, la cual era alimentada con agua de mar.

2. ANTECEDENTES

Para la descripción del procedimiento se ha considerado lo siguiente:

2.1. Red de Distribución

Se supone la red de distribución de agua conocida. Los diámetros se han predeterminado mediante un programa de resolución de redes u otro método conveniente. Se conocen los dos nodos a los cuales se encuentran conectadas las plantas de bombeo.

2.2. Líquido a Bombear

Es preciso conocer las características del líquido, pues en el caso de agua de mar los materiales deben seleccionarse para evitar la incrustación de mariscos y sales y la corrosión tanto de las bombas, válvulas e instrumentos, como de las tuberías.

2.3. Bombas

Para la resolución del problema es necesario conocer las características de las bombas que componen cada planta de bombeo.

Por lo tanto se requiere pre-seleccionar el número y tipo de bomba. Pueden ser diferentes para cada planta de bombeo

y aún distintas en una misma planta, en caso de existir más de una.

2.4. Nodos de descarga

Con el objeto de disminuir al máximo el número de casos a estudiar, conviene elegir los nodos de descarga de la red más desfavorables (lejanos) y/o aquellos que tengan una relevancia especial dentro del sistema.

Además se conocen las condiciones mínimas de caudal (Q_0) y/o de presión (P_0) que debe satisfacer el sistema en cada nodo de descarga analizado.

Se han señalado en particular aquellos antecedentes que específicamente requiere este método para el diseño de la red de distribución indicada; por lo tanto son conocidas también las condiciones generales del sistema: presiones máximas y mínimas de trabajo, ubicación de la red, condiciones ambientales en que operan los equipos, disponibilidad de materiales y equipos, diámetros comerciales, suministro de energía, etc. comunes a este tipo de problemas.

3. METODOLOGIA DE ANALISIS

Para obtener las condiciones de funcionamiento del sistema se utilizó la siguiente metodología.

- a) Se representan las curvas características de las bombas de cada una de las plantas de bombeo por una serie de pares de valores (Q , H). En nuestro caso se ajustó una parábola, por el método de los mínimos cuadrados. (Ver figura N° 1).
- b) Se fija para la planta de bombeo N° 1 un punto de funcionamiento, digamos el par (H_3 , Q_3) señalado en la figura N° 1a.
- c) Se define una serie de valores de caudal (q_j) para las bombas de la planta de bombeo N° 2, tomadas del rango de variación de caudales que señala la curva característica de dichas bombas, ver figura N° 1b.
- d) Se fija un caudal para el nodo correspondiente a la planta de bombeo N° 2, tomado de la serie de caudales (q_j) anterior, y se resuelve la red con dicho valor fijo, digamos q_2 .
- e) Se tiene como resultado, para el par de valores (H_3, Q_3) de la planta de bombeo N° 1 y el caudal q_2 de la planta de bombeo N° 2, los siguientes valores (ver figura N° 2a)

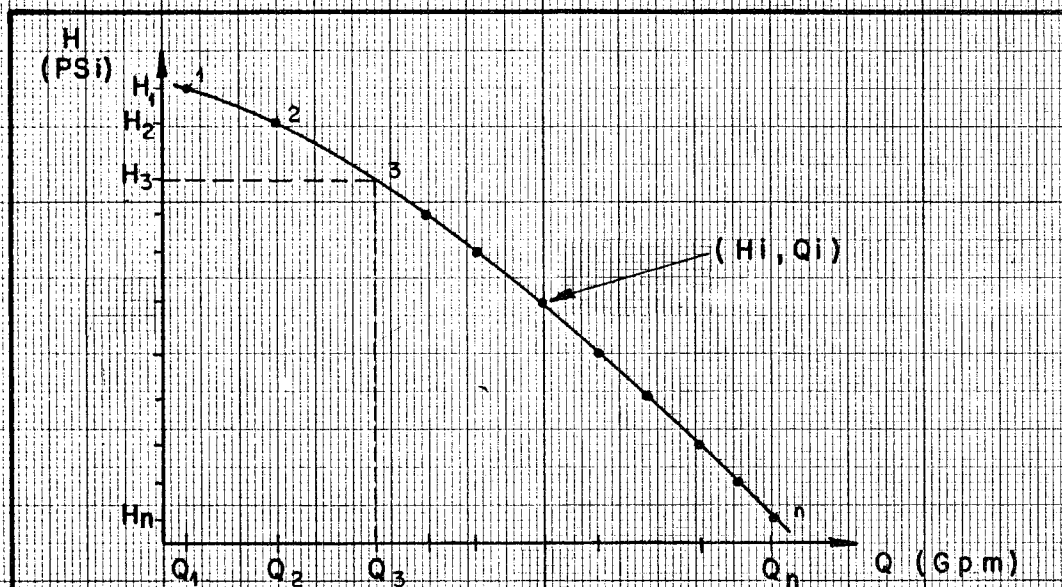


FIGURA Nº 1 a : PLANTA DE BOMBEO Nº 1

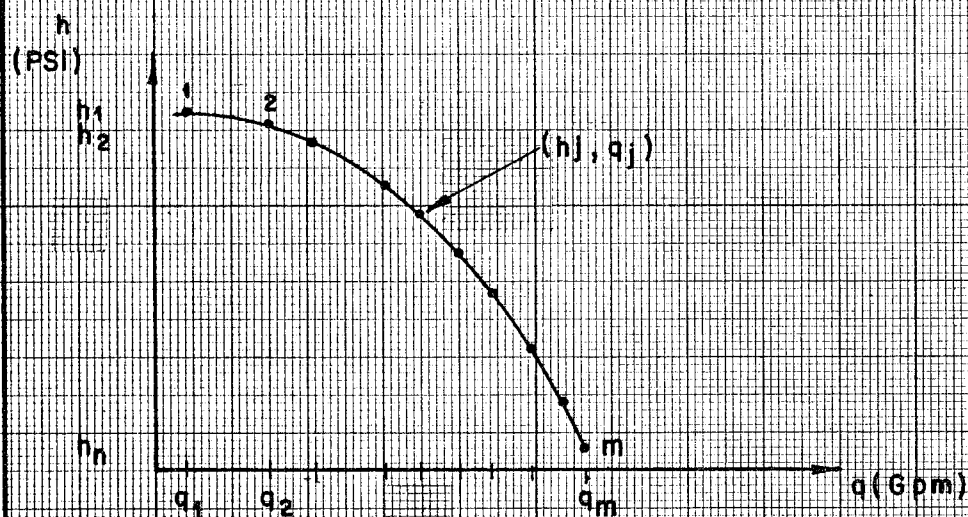


FIGURA Nº 1 b : PLANTA DE BOMBEO Nº 2

FIGURA Nº 1 CURVAS CARACTERISTICAS DE BOMBAS

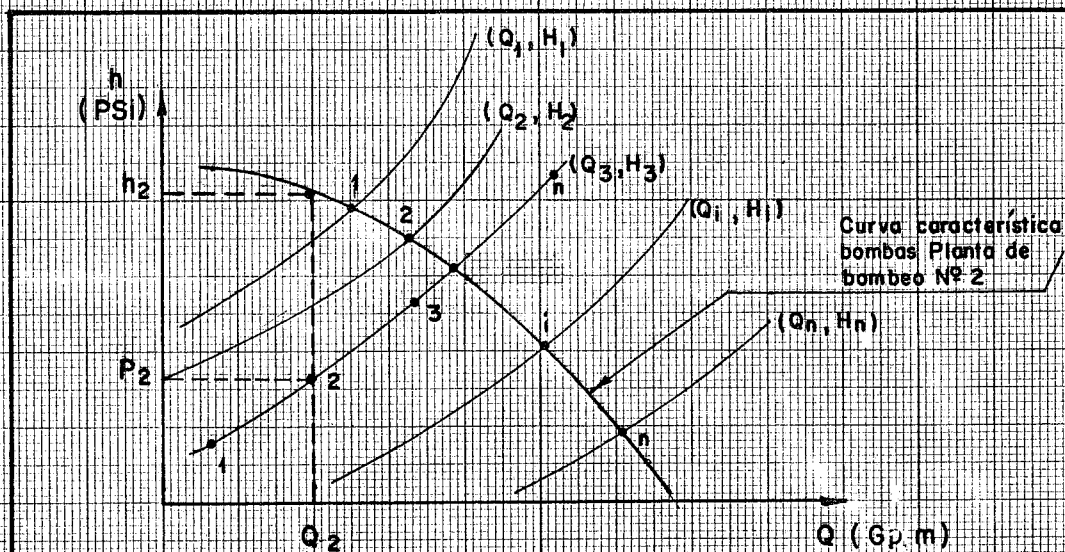


FIGURA Nº 2a : PLANTA DE BOMBEO Nº 2

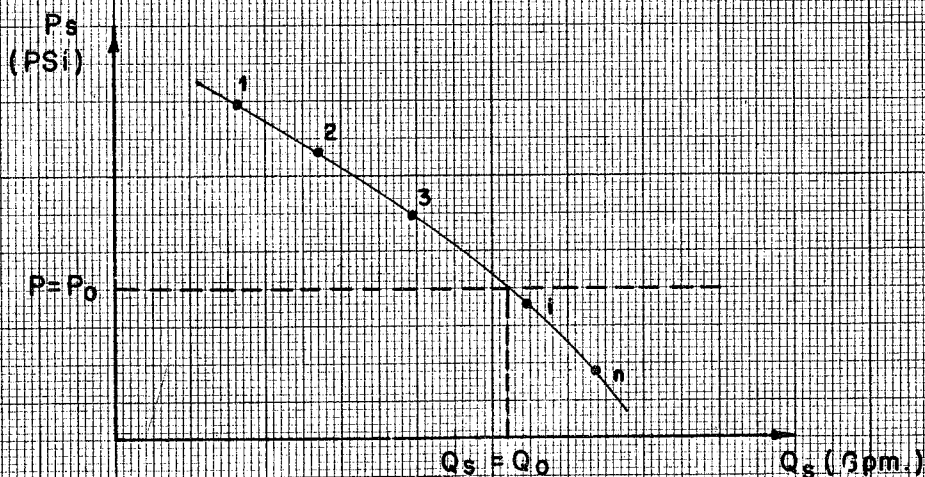


FIGURA Nº 2b : NODO DE SALIDA

FIGURA Nº 2 GRAFICOS DE RESULTADOS Y ANALISIS

-Presión de trabajo en el nodo correspondiente a la planta de bombeo N° 2 (P_2)

-Presión y caudal en el nodo de salida (P_s, Q_s)

- f) Repitiendo lo señalado en d y e anteriores para los m valores de q se obtiene una serie de pares de valores (p_i, q_i) que definen la curva paramétrica para el nodo correspondiente a la planta de bombeo N°2 (curva (H_3, Q_3) de la figura N° 2a).
- g) Si se repite el proceso señalado en d, e y f para distintos pares de valores (H_i, Q_i) de la planta de bombeo N° 1 se obtiene la familia de curvas mostrada en la figura N° 2a.
- h) Analizando los resultados obtenidos para la planta de bombeo N° 2 (figura N° 2a) y superponiendo la curva característica de las bombas de dicha planta de bombeo se puede observar que:
- La única posibilidad de funcionamiento de las bombas de la planta N° 2 es por la curva característica de sus bombas.
 - La única posibilidad de funcionamiento de la red es moviéndose a través de la familia de curvas encontrada.
 - Por lo tanto las únicas soluciones posibles son las intersecciones de la curva característica de las bombas de la planta de bombeo N° 2 con la familia de curvas (puntos numerados 1 a n en la figura N° 2a).
- i) A cada punto de intersección encontrado le corresponde un sólo punto en la curva de operación de las bombas de las plantas de bombeo N°s 1 y 2 y un sólo par de valores (P_s, Q_s) en el nodo de descarga de la red.
- Se obtiene por lo tanto, para el nodo de descarga, una serie de valores (P_s, Q_s) que corresponden bi-unívocamente a los correspondientes puntos de operación de ambas plantas de bombeo (ver figura N° 2b).
- j) Al imponer en el nodo de descarga (figura N° 2b) que la presión mínima sea P_o se obtiene el caudal Q_o correspondiente; con este valor de la figura N° 2 se obtienen los puntos de operación de las bombas de las plantas de bombeo N°s 1 y 2.
- k) Como el problema es continuo y ha sido abordado en forma discreta, es poco probable encontrar directamente la

solución (intersecciones mostradas en la figura N° 2a) y será necesario efectuar una interpolación entre dos puntos consecutivos.

Este proceso se debe repetir para cada nodo de salida que se desee estudiar y finalmente analizando el conjunto de los resultados obtenidos se puede fácilmente tomar la decisión acerca de aquellos tramos de la red que pudiera ser necesario modificar los diámetros para obtener las condiciones requeridas en el nodo de salida y cuales son los puntos de operación de las bombas consideradas.

Se ha desarrollado un programa computacional que realiza el proceso descrito, el cual puede adaptarse como subrutina para ser usado por cualquier programa de resolución de redes de distribución de agua.

4. EXTENSIONES DEL PROCEDIMIENTO

En esta oportunidad se ha descrito, para simplificar, el caso de una sola bomba en cada planta de bombeo. Sin embargo, debe procederse en igual forma si la operación del sistema es más compleja, ésto es si en cada planta existe más de una bomba y éstas pueden estar conectadas en serie o en paralelo. En este caso bastaría con introducir como curva característica de las bombas, la curva correspondiente a la envolvente, de acuerdo al tipo de instalación que se tiene, serie o paralelo.

Es también posible analizar una red que descarga por más de un nodo en forma simultánea. En este caso la cantidad de iteraciones aumenta considerablemente debido a la cantidad de combinaciones de caudales posibles en los diferentes nodos considerados. Este problema puede simplificarse imponiendo condiciones a los nodos tales como caudales mínimos (máximos) o relacionando los caudales de los nodos con respecto a uno predeterminado.

NUEVOS METODOS DE ENSAYO EN LABORATORIOS
HIDRAULICOS PARA UN MEJOR CONOCIMIENTO DEL
FUNCIONAMIENTO Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS MA-
RITIMAS. EN USO EN EL INSTITUTO NACIONAL DE
HIDRAULICA.

LUIS E. ESTELLE A. (1)

1.- INTRODUCCION

El INSTITUTO NACIONAL DE HIDRAULICA , (INH), como es de conocimiento general, es una institución dedicada al estudio de los fenómenos hidráulicos y de Mecánica de Fluidos, preferentemente en el Laboratorio.

La justificación de los estudios hidráulicos en Laboratorio, radica en que, ni el progreso de la ciencia, ni el uso de sistemas matemáticos, son herramientas suficientes, en muchos casos, para dar solución satisfactoria a los problemas ante los que se encuentra la ingeniería.

El ingeniero no puede construir su obra y luego comprobar si satisface las necesidades para las que fue diseñada.

El panorama actual de posibilidades que nos ofrece la técnica en la actualidad, puede esquematizarse en la Fig. Nº 1.

Parte importante de la labor desarrollada en el Laboratorio, la constituye la "Ingeniería de Costa" e "Hidráulica Marítima". La técnica del modelo reducido en este campo ha experimentado estos últimos años un creciente desarrollo, debido a que en muchos casos es el único medio viable para el diseño.

(1) Ingeniero Civil U. C.
Jefe Laboratorio de Peñaflo
Instituto Nac. de Hidráulica
Casilla Nº 2 - Peñaflo.

En el modelo es muy fácil, por ejemplo, cambiar la forma propuesta para un determinado proyecto de puerto para, de esta manera, poder elegir el diseño óptimo.

2.- TENDENCIAS ACTUALES QUE GUIAN LOS ESTUDIOS DE MODELOS EN HIDRAULICA MARITIMA EN EL I.N.H.

El avance de la tecnología mundial, aplicada al campo de los estudios en Hidráulica Marítima con modelos físicos, han permitido al I.N.H. orientar cada vez con mayor vigor sus simulaciones hacia tres aspectos:

1.) Reproducción fiel de los fenómenos objeto de estudio (eliminar esquematizaciones).

2.) Obtener medidas de variables físicas reproducidas y aquellas que surgen como consecuencia de las anteriores y que son necesarias para el proyecto y diseño, cada vez más precisas, (eliminar los efectos de errores sistemáticos y efectos de escala).

3.) Rapidez y confiabilidad en los estudios, lo que implica captura de datos en naturaleza, construcción de modelos, etc., en forma rápida y económica (automatización y mecanización de procesos para el logro de estudios de calidad a costos razonables).

De acuerdo a lo expuesto, el objetivo final se puede resumir como: "Llegar al punto óptimo de equilibrio entre la seguridad de las obras objeto de estudio, su costo de mantenimiento y operación y la inversión necesaria y justa para conseguir tales objetivos, impidiendo de esta manera desperdiciar recursos económicos útiles para el desarrollo del país".

3.- LA REPRODUCCION DEL OLEAJE EN MODELOS FISICOS A ESCALA

3.1. Características generales de una ola.

Una ola se define como una ondulación de una superficie líquida, generalmente en contacto con un gas.

Las olas reales tienen una forma irregular debido a las causas que las generan y a los mecanismos de crecimiento, propagación y decaimiento.

El resultado final de los mecanismos mencionados, es una perturbación irregular, a veces caótica, de la superficie del mar. La Fig. Nº 2 muestra un registro de olas obtenido en las cercanías de Isla de Pascua.

3.2. Principales estudios estadísticos basados en registros de olas.

El análisis de un registro como el mostrado es difícil. Para poder obtener información útil para los fines de la Ingeniería, es necesario recurrir a la Estadística.

Los avances más notables en este aspecto fueron realizados alrededor de la década del 40, durante la II Guerra Mundial y durante la década de 1950.

En EE. UU., SVERDERUP y MUNK (1947), relacionan información de vientos con registros de olas en puntos de estudio previamente determinados. De esta manera obtuvieron para cada condición de viento, una perturbación superficial que denominaron "Oleaje Significativo" y sus características, "Amplitud Significativa" y "Período Significativo".

En Inglaterra, LONGUETT-HIGGINS (1952), aplica teorías usadas por RAYLEIGH para el sonido y determina la primera distribución estadística de las olas de un registro, de utilidad.

De esta manera, se puede establecer relaciones para fracciones del registro:

$$\bar{H}_R = \frac{\int_{H_R}^{\infty} H P(H) dH}{P(H' > H_R)}$$

$\bar{H}_{0,01}$	$= 1,67 H_S$	Promedio del 1 % más alto	Ola Máxima
$\bar{H}_{0,1}$	$= 1,27 H_S$	Promedio del 10 % más alto	
$H_{1/3}$	$= H_S$	Promedio de 33 % más alto	Ola Signi- ficativa
$\bar{H}$	$= 0,63 H_S$	Promedio General	Ola Media
H_{RMS}	$= 0,70 H_S$	Raíz media cuadrática	-

En EE. UU. y Alemania, investigadores relacionan la energía de un registro separado en frecuencias (Espectro), con la velocidad del viento. De esta manera surgió el espectro de BRETSCHNEIDER (1959), espectro recomendado para océanos abiertos. Posteriormente, PIERSON y MOSKOWITZ (1964), derivaron un nuevo espectro a partir de datos de registros de olas y vientos obtenidos en estaciones meteorológicas en el Océano Atlántico; este espectro se recomienda para condición de mar completamente desarrollado, (se denomina así, a una condición total de transferencia de energía entre el viento y las olas, para las condiciones meteorológicas presentes).

Finalmente, HASSELMAN et al. (1973), desarrolló un nuevo espectro conocido como "Espectro de JONSWAP". Este espectro, basado en información meteorológica en el Mar del Norte, representa la condición de mar en ausencia de Swell y para condiciones de generación de olas correspondiente a fetch limitado.

La Fig. Nº 3 muestra los espectros de olas mencionados.

3.3. Reproducción del oleaje en el Laboratorio.

La primera reproducción corresponde a una ola sinusoidal de amplitud y período fijo. Desde el punto de vista del análisis espectral, es una ola "Monocromática". Esta representación simplista, por supuesto no se ajusta a las olas reales y además, introduce resonancias parásitas dentro del estanque de dimensiones limitadas.

Las limitaciones comentadas para las olas regulares, llevaron a los investigadores a idear una segunda generación de máquinas. Esta máquina reproduce un tren de olas. De esta manera se lograban dos ventajas: la primera, disminuían las resonancias parásitas y la segunda, permitía excitar los lugares de estudio no sólo con el período de la ola, sino que además, con el período del tren.

El criterio para la concepción y uso de esta máquina, fue el de reproducir siempre un parámetro en variación continua, ya sea período, dirección o posición de los puestos de medición. El I.N.H. optó primero por la variación continua de la dirección y luego, por la variación continua del período.

El hecho de reproducir una variación de períodos sin cambiar la excentricidad, conduce a reproducir olas que no tienen nada que ver con la realidad (amplitud pequeña para períodos largos y grandes para períodos cortos). Esto se subsanó con un variador continuo de excentricidad en marcha.

De esta manera, esta segunda generación de máquinas de olas se acercó un poco más a las olas reales.

El avance en el conocimiento estadístico de las olas, las posibilidades de efectuar medidas de olas reales en lugares de interés, con instrumentos relativamente sencillos de instalar y procesar, (boyas medidoras Waverider); el acceso al control electrónico de servomecanismos y las posibilidades que ofrece la computación en control de equipos, captura de información y procesos de datos, llevaron a los investigadores en el campo a idear y diseñar una tercera generación de máquinas de olas, conocida como "máquinas de olas irregulares y naturales".

Este tipo de generador de olas o máquina, (Fig. Nº 4), consiste en una paleta vertical movida por un servosistema hidráulico.

La posición de la paleta es controlada por una señal eléctrica desde un generador de función de ola (WFG). La señal controladora se genera a partir de una lectora de cintas perforadas que contiene el registro de olas deseado, (éste puede ser un espectro de olas como el Bretschneider, PM, etc. o bien, un espectro de olas registrado directamente en el lugar de estudio). Este registro digital se transforma así en una señal análoga eléctrica, que es incorporada al servosistema para controlar la posición de la paleta en todo instante.

El período medio del espectro de olas, es controlado por la velocidad de lectura de la cinta perforada y la amplitud de las olas es controlada con la amplificación en el generador de función de ola (WFG).

Este tipo de paletas están basadas en la función de transferencia de Biessel, función que proporciona la relación entre la amplitud de la ola "a" y la amplitud del movimiento de la paleta "X_o".

Finalmente, como se aprecia en la Fig. Nº 5, el oleaje reproducido se asemeja al oleaje de la naturaleza y se ajusta a la distribución de Rayleigh y la de los espectros de olas medidas o teóricos.

4.- PROPOSITOS DE LOS ENSAYOS EN MODELO EN HIDRAULICA MARITIMA.

Si consideramos que los aspectos más relevantes a considerar para el diseño de un puerto, pueden resumirse como sigue:

rales:

- Antecedentes básicos de las condiciones naturales:

- Clima
- Mecánica de Suelos
- Oleajes
- Mareas
- Transporte de sedimentos
- Etc.

- Requerimientos impuestos por el tipo de barco que operará y el tipo de carga en los sistemas de carga y descarga y en las disposiciones de amarra y defensas a usar.

- Definición de las alternativas de facilidades capaces de cumplir los requerimientos para las condiciones naturales impuestas para el estudio.

- Optimización del proyecto, considerando las condiciones naturales impuestas y los requerimientos operacionales.

Observaremos que en los dos últimos aspectos y dejando de lado el problema del transporte sólido de sedimentos que por su delicadeza, importancia en algunos casos y complejidad, constituye un tema por sí mismo, los estudios en modelo pueden proporcionar una gran utilidad en problemas como:

- Estudios de Agitación
- Estabilidad de Rompeolas
- Ensayos de Aspectos Específicos.

Estos estudios deben llevarse a efecto en una cerrada cooperación y coordinación con los ingenieros consultores y proyectistas, con el objeto de orientar las investigaciones hacia soluciones económicas y eficientes.

Los estudios de agitación siempre conllevan un

compromiso entre las condiciones de seguridad para la navegación en la entrada del puerto y las condiciones de "agitación interior" en los distintos sectores de atraque.

Tradicionalmente, los estudios de agitación se realizan por dos medios:

1.) Limitando la "agitación interior" a valores máximos (expresados éstos en valor absoluto. Ej.: 1 m).

2.) Comparando la eficiencia de la solución en estudio con respecto al oleaje incidente, por medio de disminuir la "amplitud relativa". Entendiendo por ésta a la siguiente relación:

$$K = \frac{H_{\text{Local}}}{H_{\text{Aguas profundas}}}$$

La agitación descrita en los términos anteriores es un parámetro que orienta el diseño pero en general, como veremos a continuación, no es el parámetro más indicado para calificar la bondad del "abrigo".

Un "clima de olas", "Estado de mar" o "Descripción estadística de olas", está compuesto, en general, por dos tipos de olas que se superponen. La primera es una ola normalmente de largo período - 18 a 25 segs. -, conocida como "swell" y la segunda, es una ola más bien de período corto - 6 a 10 segs. - pero muy enérgico, conocida como "storm waves" u "ola de temporal".

El "swell" es una ola generada a una gran distancia y sus efectos, en términos de agitación, pueden llegar a ser muy perjudiciales en zonas abrigadas, debido a que al combinarse con olas de temporal pueden configurar "Grupos de olas", que dan origen a olas de largo período, "long waves", que por resonancia provocan movimientos muy importantes de embarcaciones amarradas en su interior, lo que se traduce en esfuerzos en amarras que muchas veces superan a los esfuerzos de diseño de éstas, produciéndose su rotura.

Las "olas de temporal" son generadas, normalmente, a una distancia relativamente cercana a la zona de estudio y su acción es importante en combinación con las olas ya mencionadas, en la producción de agitación interior de corto período y en olas de diseño de estructuras.

Los aspectos del oleaje mencionados, considerando que un puerto es, por esencia, el lugar reservado para la permanencia de barcos y para conseguir realizar con seguridad el intercambio de mercaderías entre éste y la tierra, cobran una importancia decisiva en la calificación de la bondad de los sitios de atraque. En efecto, el movimiento y las fuerzas de amarras de barcos atracados en los distintos sitios de un puerto pueden ser, en la mayoría de los casos, el parámetro más significativo en la operación de un puerto. En consecuencia, no basta con conocer el valor de la amplitud del oleaje en el interior, sino que es aconsejable conocer el comportamiento del flotador dentro del sector de abrigo.

Un barco, al igual que todo cuerpo flotante, tiene 6 posibilidades de movimiento. Estas son, (Fig. Nº 6):

3 Rectilíneos :	SURGE	(Largar)
	SWAY	(Cimbrarse)
	HEAVE	(Elevarse)
3 Rotacionales :	ROLL	(Voltear)
	PITCH	(Cabecear)
	YAW	(Guiñar)

Los barcos amarrados en un atracadero están sometidos a estos 6 movimientos, separados en dos grupos o dos tipos. El primer tipo es el de los movimientos naturales de un barco sin amarras (libre) y son:

Movimientos libre :	- HEAVE
	- ROLL
	- PITCH

que casi no son alterados por el sistema de amarras y defensas. El otro tipo de movimientos son:

Mov. adicional barco amarrado :	- SURGE
	- SWAY
	- YAW

que dependen fuertemente del tipo de defensas y disposición de amarras, puesto que tienden a contener los desplazamientos del barco desde su posición de equilibrio.

Estos movimientos se incrementan radicalmente cuando el período de las fuerzas actuantes (oleaje), es del mismo orden que el período natural del barco amarrado.

Este tipo de fenómeno no puede ser caracterizado, en general, por teorías sencillas que respondan adecuadamente. Es por esto que el modelo físico es una herramienta hasta el momento insustituible.

Sin embargo, esta técnica debe ser reproducida con las siguientes precauciones:

1.) El oleaje reproducido debe ser una fiel representación de las condiciones naturales. Principio de fidelidad entre modelo y prototipo, que implica una serie de exigencias técnicas, como son, entre otras:

- Reproducción de olas irregulares y naturales, (forma y espectro de energía de registros tomados en el lugar de estudio).

- Reproducción simultánea de ondas cortas y ondas largas.

- Eliminación de ondas parásitas en el modelo.

2.) El modelo físico debe representar en semejanza las condiciones geométricas a estudiar. Esta condición implica la reproducción fiel de la topografía y batimetría en estudio.

3.) El barco modelo, sus elementos de amarra y defensa, deben estar representados en semejanza. Es decir, se debe cumplir con:

- Forma de barco semejante
- Comportamiento dinámico semejante, (distribución de pesos, períodos de movimiento, semejantes)
- Disposición de amarras y defensas, semejante.
- Comportamiento dinámico de amarras y defensas, semejante.

4.) Equipos de medición apropiados y precisos. Se debe disponer de equipos para medir:

- Oleaje incidental y residual
- Movimientos de la embarcación
- Esfuerzos en amarras y defensas

En estos estudios, la reproducción de olas "irregulares y naturales" es de primera importancia.

La Fig. Nº 7 muestra que el movimiento del barco para olas regulares, es casi plano. La razón es que el movimiento sólo está controlado por el período de la ola y éste es mucho menor que el período natural del barco. Consecuentemente, la amplificación es casi cero.

La situación para olas irregulares es radicalmente distinta. El barco es ahora forzado a moverse con movimientos largos de ondas largas, causadas por grupos de ondas. Estas ondas largas tienen períodos del mismo orden de magnitud que el período del barco amarrado.

En modelo, los movimientos son medidos por medio de potenciómetros angulares. Del mismo modo, los esfuerzos en amarras se miden con transductores de fuerza.

Con estos ensayos se persigue la elección óptima de los siguientes aspectos específicos para un puerto:

- Elección de la forma del puerto:

- Elección de la longitud de rompeolas óptima
- Determinación del ancho de la boca de entrada.

- Elección de las estructuras de atraque:

- Ubicación de estructuras de atraque
- Orientación óptima
- Tipo de estructura óptima desde el punto de vista de la agitación (absorbente, reflejante, etc.)

- Elección del tipo de sistema de amarras:

- Ubicación de las defensas de atraque
- Determinación del número y tipo de amarras más adecuado, (Ej.: Rigidez de amarras necesaria y esfuerzos de diseño).
- Necesidad y eficiencia de un sistema de pretensión.

Otro aspecto de importancia en el diseño de un puerto, es el relativo al estudio de la estabilidad de rompeolas.

Estos estudios pueden dividirse básicamente en dos:

- Estudios en Modelo Bidimensional (Canal de Olas)
- Estudios en Modelo Tridimensional

Por otro lado, es posible diferenciar los rompeolas en tres tipos, según su forma de actuar:

1. Rompeolas absorbentes
2. Rompeolas reflejantes
3. Rompeolas parcialmente absorbentes

Tradicionalmente estos estudios son realizados en modelos bidimensionales o canales de olas; sin embargo, si la sección principal del rompeolas se ve expuesta a ataques de olas en forma oblicua, es necesario el estudio de la estabilidad en un modelo tridimensional.

En general, es aconsejable el estudio en modelos tridimensionales; sin embargo, en muchos casos, limitaciones de escala debido a la necesidad de representar esfuerzos mínimos de origen viscoso, obligan al uso de modelos bidimensionales.

Las nuevas máquinas de olas con que cuenta el I.N.H., capaces de reproducir olas irregulares y naturales de dimensiones apreciables, permiten el estudio a escalas bastante poco reducidas en modelos tridimensionales.

Finalmente, es necesario hacer presente que la tendencia moderna en este campo es

- Reproducir olas irregulares y naturales
- Efectuar los estudios en modelos tridimensionales a una escala adecuada, (aprox. 1/50).
- Precaución en el uso de elementos prefabricados frágiles como dolos y tetrápodos.

Los objetivos perseguidos en estos estudios, son los siguientes:

- ROMPEOLAS ABSORBENTES:

- Elección de los elementos de la coraza
- Comportamiento de los elementos de filtro
- Estabilidad de bermas y del pie de la estructura
- Determinación del coronamiento
- Evaluación de la intensidad de sobrepaso y run-up
- Estudio de etapas constructivas
- Estudio de parapetos

- ROMPEOLAS REFLEJANTE:

- Estabilidad general del rompeolas
- Esfuerzos de diseño
- Estabilidad de las protecciones al pie
- Evaluación de la intensidad de sobrepaso.

Estos nuevos métodos de ensayos, que permite la tecnología actual, hacen posible cumplir los objetivos últimos de los estudios en modelo, cada vez con mayor seguridad.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. BRETSCHNEIDER, C. L. - 1959
Wave variability and wave spectra for
wind-generated gravity waves.
U. S. Army Corps of Engineers, Beach Erosion
Board, Technical Memo Nº 118
2. HASSELMANN, K. et al. - 1973.
Measurements of wind waves growth an swell
decay during the Joint North Sea Wave Project
(JONSWAP).
Deutschen Hydrographischen Zeitschrift, AB, 12
95 pp.
Deutschen Hydrographisches Institut, Hamburg.
3. LONGUETT-HIGGINS - 1952.
On the statistical distribution of the heights
of sea waves.
J. Mar. Res., 11 : 245-266
4. PIERSON Y MOSKOWITZ - 1964
A proposed spectral form for fully developed
wind seas based on the similarity theory of
S. A. Kitaigorodskü.
J. Geophysical Research 69 (64), 5181 - 5190
5. SVERDERUP, H. V. and MUNK, W. H. - 1947.
Wind, sea and swell: Theory of relations for
forecasting.
U. S. Hydrographic Office, H. O. Pub. Nº 601
44 pp.

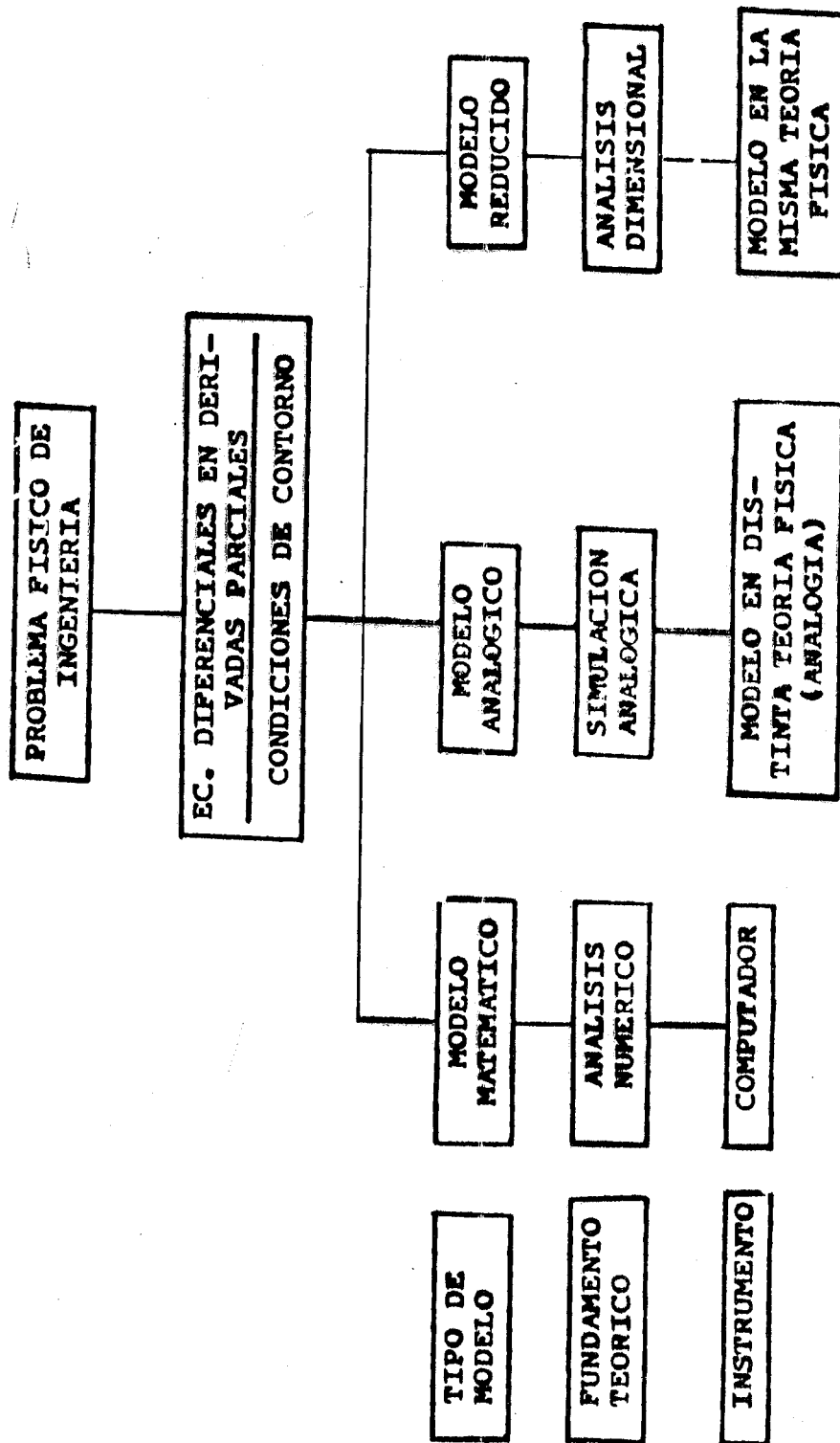


Fig.1

EJEMPLO DE REGISTRO DE OLAS REALES

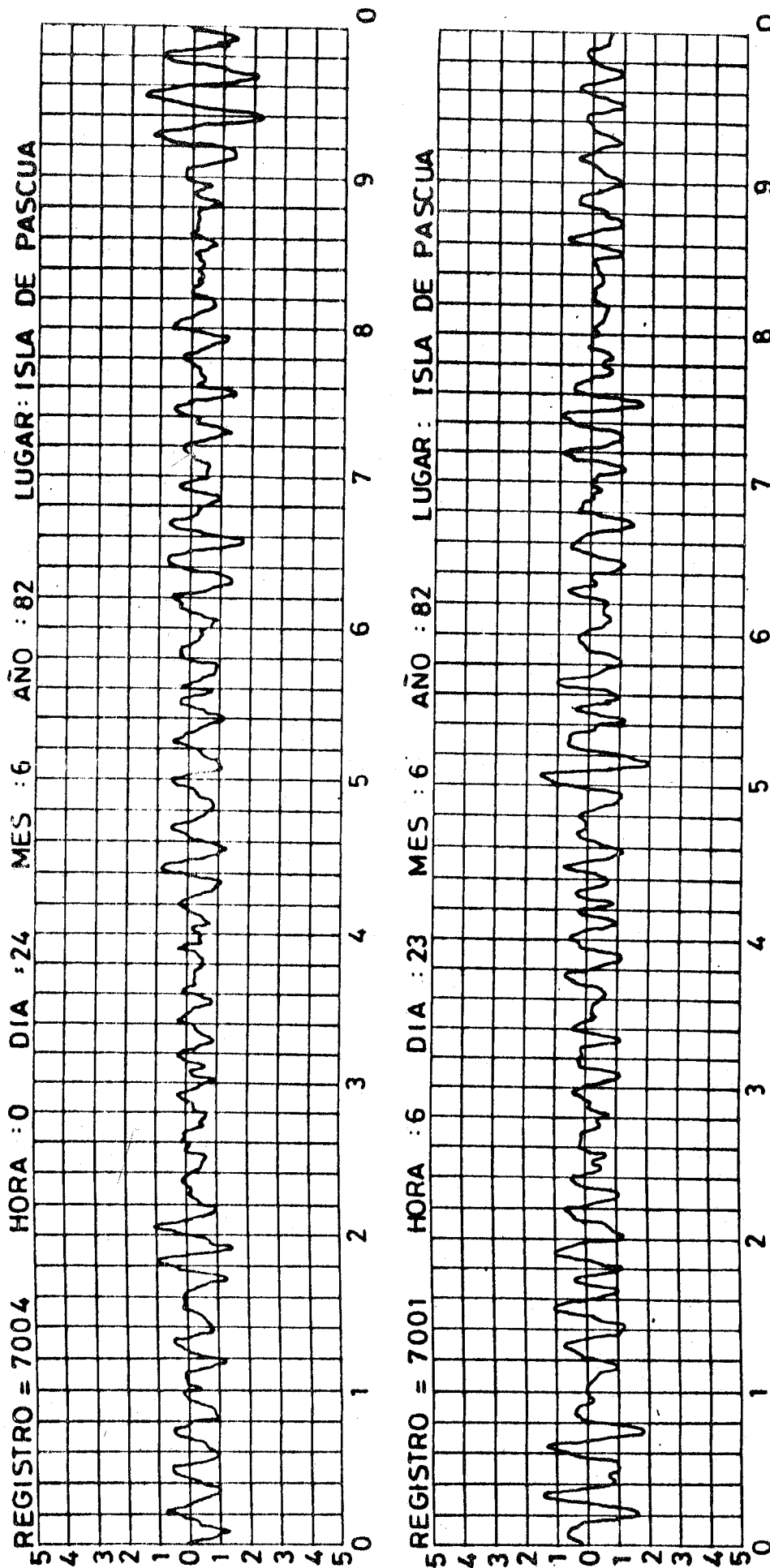
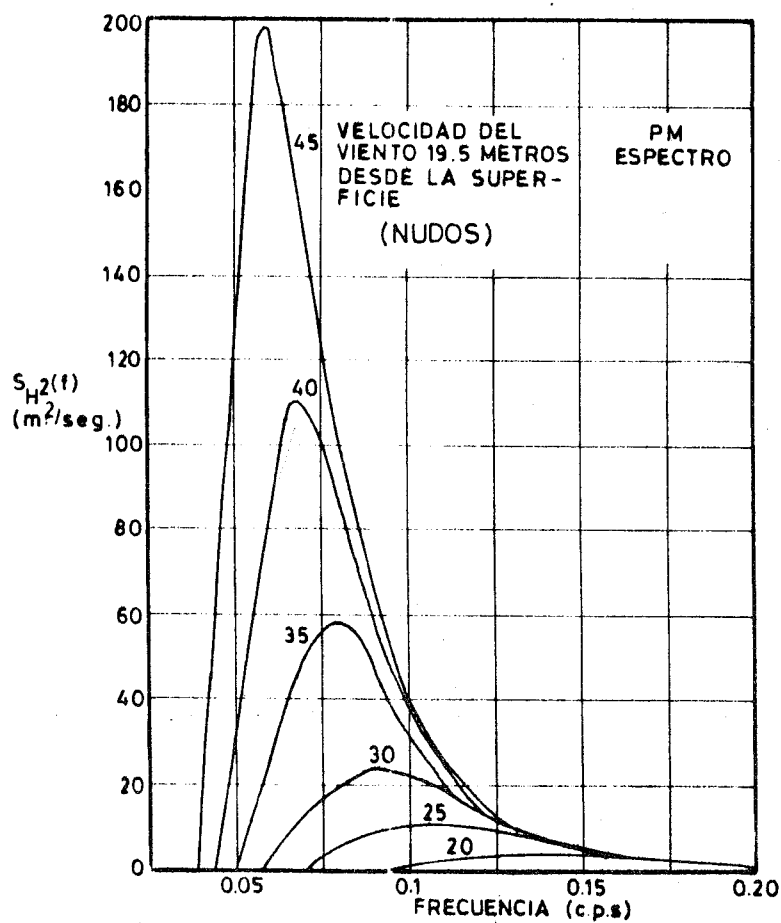
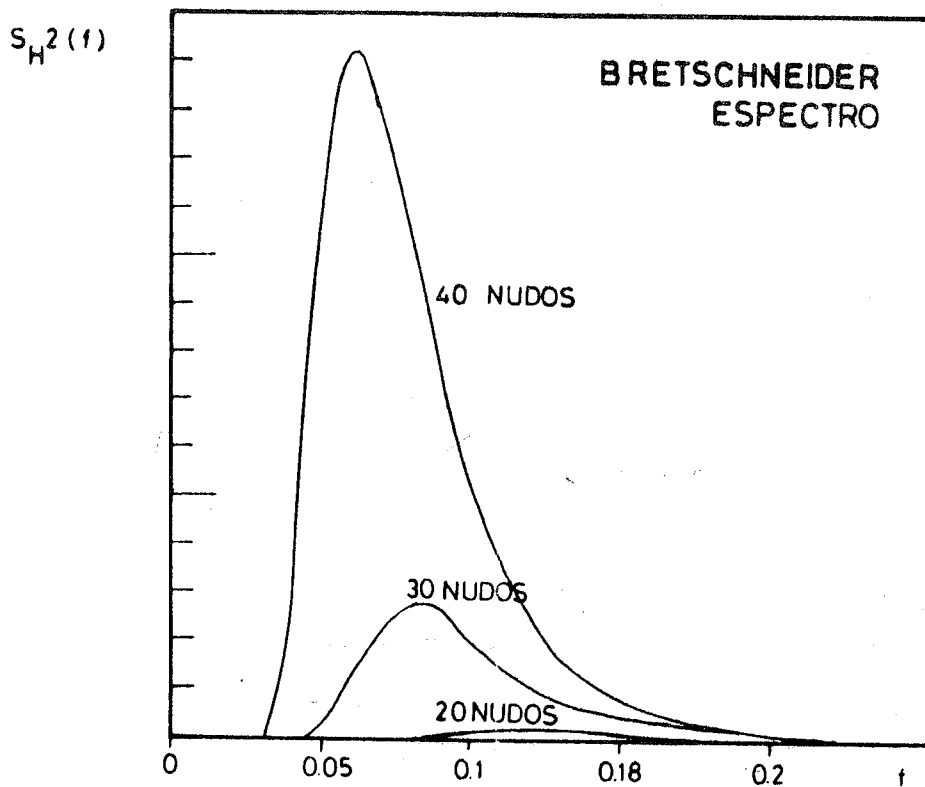


Fig. 2

ESPECTRO DE OLAS SEGUN BRETSCHNEIDER



Pierson-Moskowitz (PM) espectro para un rango de
velocidad de viento ($U_{19.5}$)

Fig.3

SISTEMA GENERADOR DE OLAS

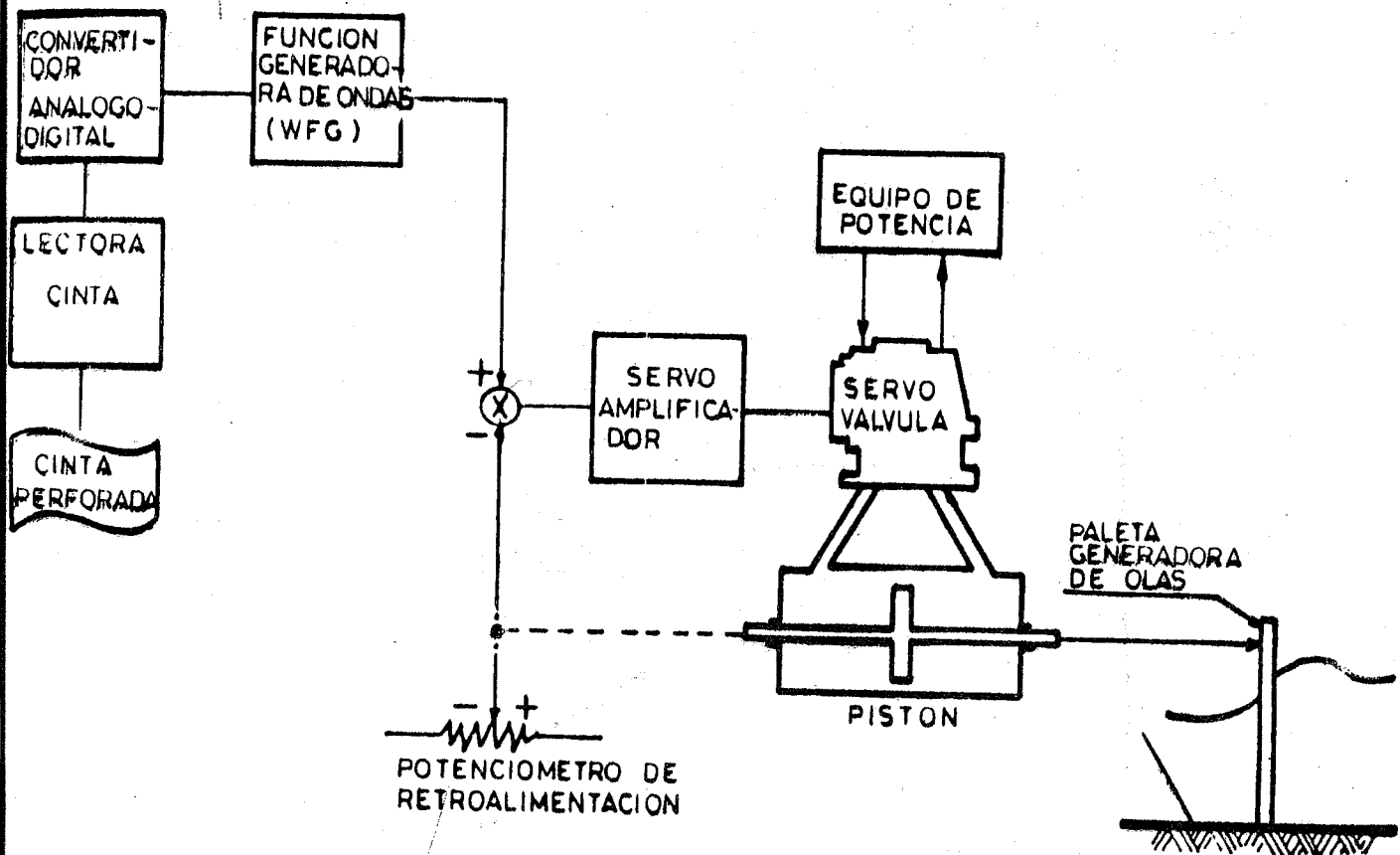
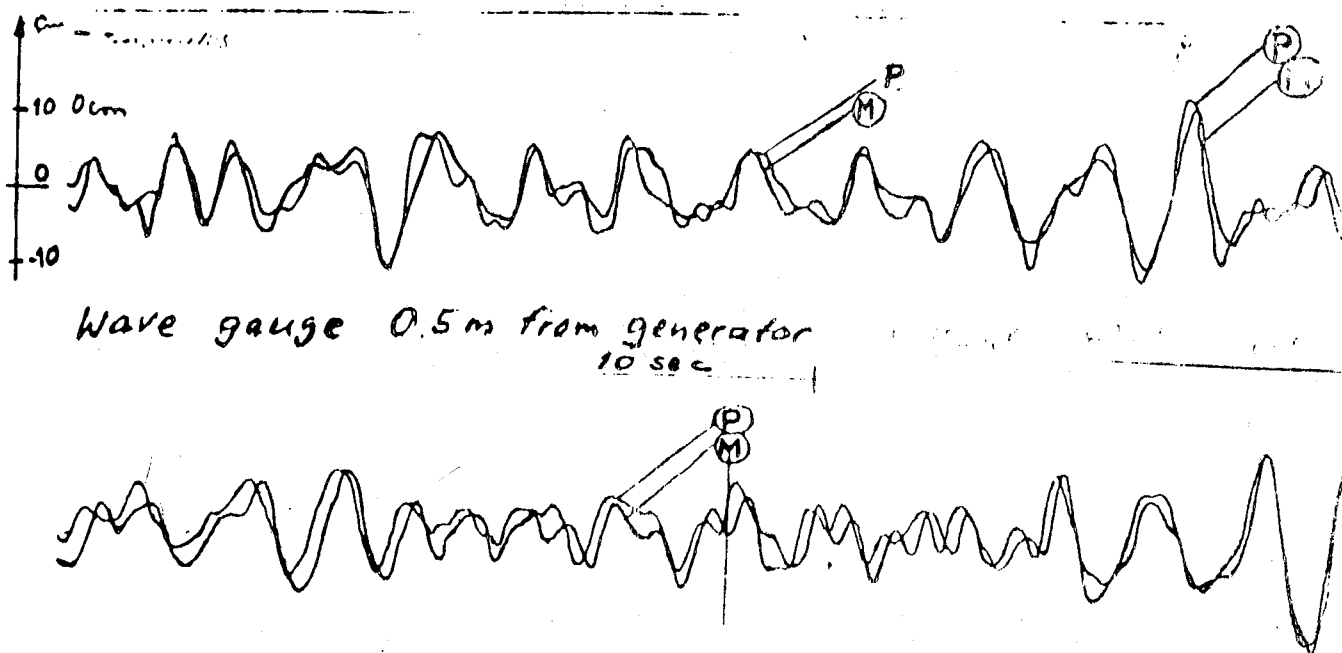
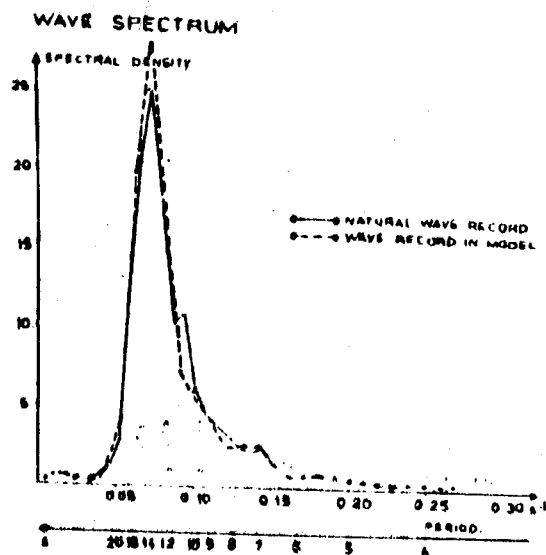
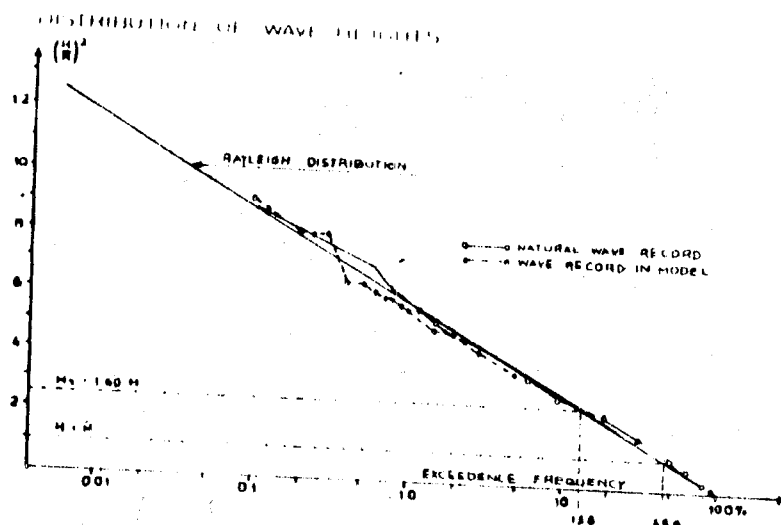


Fig.4



- (P) Prototype record obtained by Waverider.
(M) Model record, scale 1:20



SCALES:

Linear 1:110

Time 1:10.5

NOTE:

All figures are prototype dimension.

POSIBILIDADES DE MOVIMIENTO DE UN BARCO

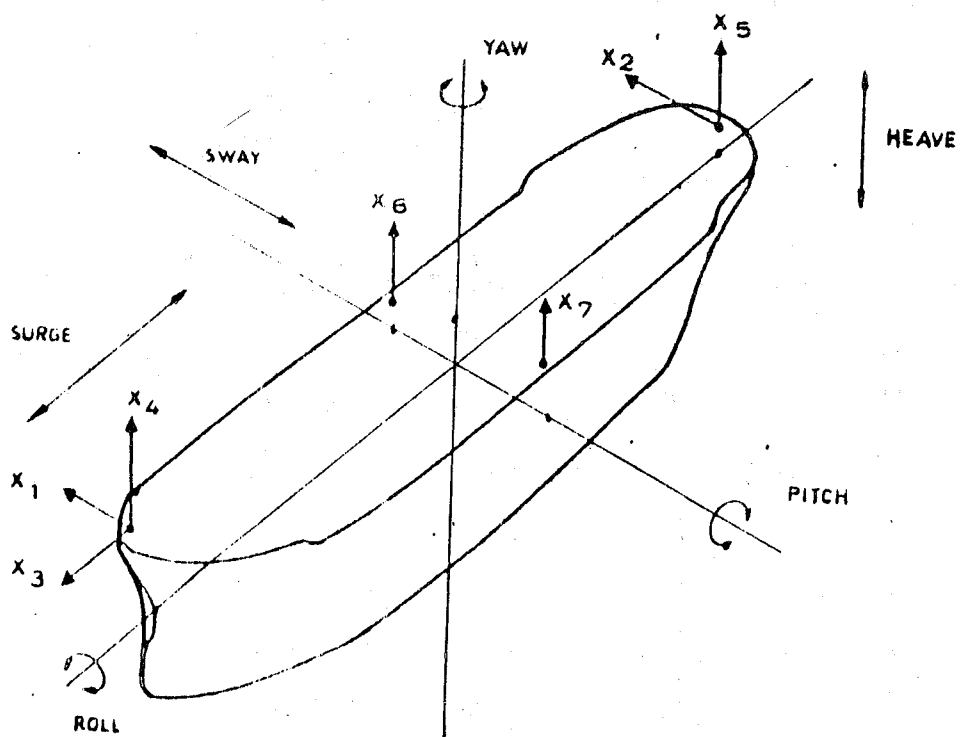


Fig. 6

OLAS REGULARES $H=4.5\text{ m}$, $T=12\text{ seg.}$

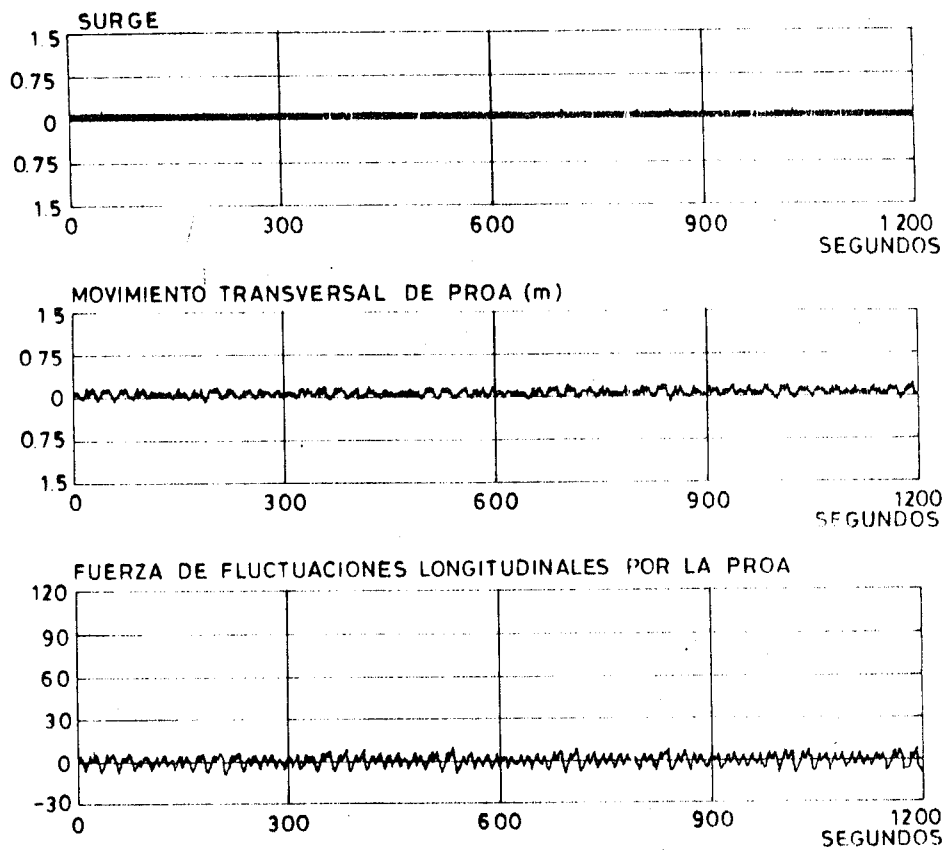
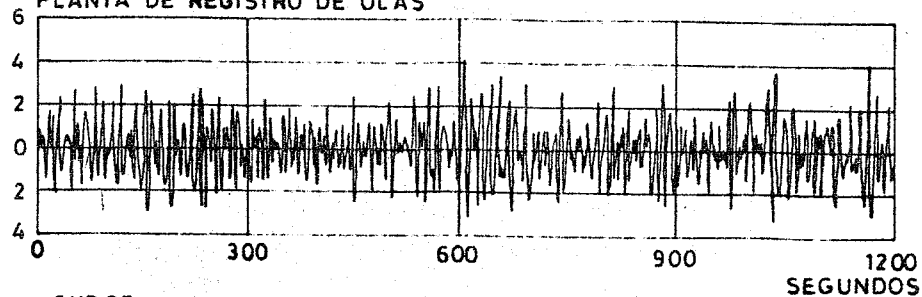


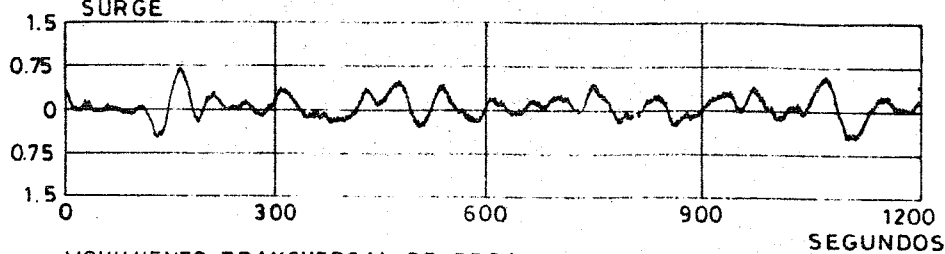
Fig. 7a

OLAS IRREGULARES $H_s=4.8\text{m}$ $T_p=12\text{seg}$

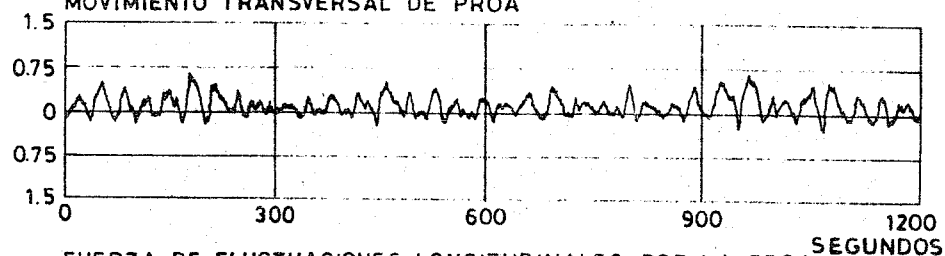
PLANTA DE REGISTRO DE OLAS



SURGE



MOVIMIENTO TRANSVERSAL DE PROA



FUERZA DE FLUCTUACIONES LONGITUDINALES POR LA PROA

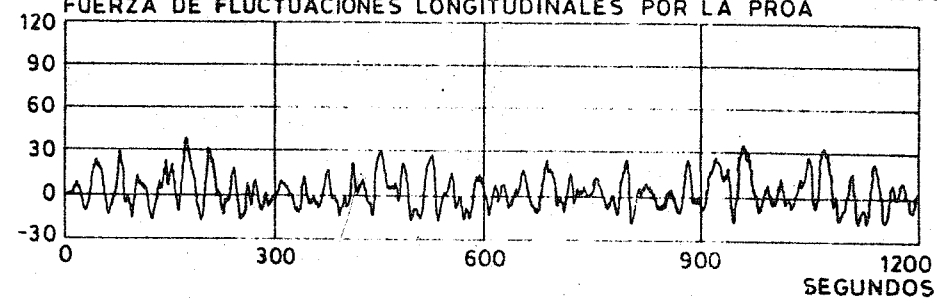


Fig.7b

MEMORIAS DE TITULO Y TESIS DE GRADO

Se incluye una lista de las Memorias de Título y Tesis de Grado, relacionadas con temas de Ingeniería Hidráulica, terminadas durante el periodo de Noviembre de 1985 a Junio de 1986 en las diferentes universidades chilenas. Los datos fueron proporcionados por los departamentos respectivos.

- ** **Arteaga E., F.J.** (1985) "Método para la Determinación de Hidrogramas Unitarios Sintéticos en Chile". Tesis de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- ** **Bonomelli de P., A.A.** (1986) "Mapas de Isoyetas de Precipitaciones Máximas de 24-48-72 horas para diferentes períodos de retorno. Tesis de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- ** **Burrull G., F.J.** (1985) "Modelo del Comportamiento Hidráulico de Filtros de Tasa Declinante". Tesis de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- ** **Celedón C., R.** (1985) "Modelos Cinéticos de Biofilms". Tesis para optar al título de Ingeniero Civil, Depto. de Ing. Hidráulica, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile.
- ** **Cisneros M., R.H.** (1986) "Control y Encauzamiento del río Cachapoal entre Rancagua y Doñihue". Tesis de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- ** **Díaz, E.I.** (1985) "Metodología para el diseño de rutas de recolección de residuos sólidos domiciliarios". Tesis de Ingeniero Civil, Depto. de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- ** **Errázuriz D., P.P.** (1985) "Estudio Experimental de Flujo Sólido-Líquido a Alta Concentración en Canales". Tesis de Magister en Ingeniería Civil. Depto. de Ing. Hidráulica, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile.
- ** **Faúndez, L.A.** (1985) "La Mantención de las Instalaciones y Equipos de una Empresa de Obras Sanitarias. El Sistema de Alcantarillado". Tesis de Ingeniero Civil, Depto. de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- ** **García L., M.A. , Herrera L., J.P. , Jara R., O.E. y Rosales M., S.A.** (1985) "Disposición de Aguas Servidas mediante Emisarios Submarinos. Aplicación a la ciudad de Coronel". Tesis de Ingeniero Civil, Depto. de Ing. en Obras Civiles, Universidad de Santiago de Chile, Santiago, Chile.
- ** **González C., D.A.** (1985) "Estudio de Tsunami en el Norte de Chile y su Influencia sobre el Puerto de Antofagasta". Tesis de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.

- ** Jara E., J.A. (1986) "Análisis de Frecuencias Bayesiano de Series de Datos Hidrológicos". Tesis de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- ** Lagos C., R.J. (1986) "Balance Hidrológico Sector Alto de la Hoya del río Salado Salado de Chañaral". Tesis de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- ** Lagos G., J., Scholl B., A. y Tagle V., R. (1985) "La Contaminación del río Mapocho". Tesis de Ingeniero Civil, Depto. de Ing. en Obras Civiles, Universidad de Santiago de Chile, Santiago, Chile.
- ** Ledezma N., W. (1986) "Estudio Preliminar del Embalse Esperanza". Informe de Habilitación Profesional para optar al título de Ingeniero Civil, Depto. de Ingeniería Civil, Facultad de Ingeniería, Universidad de Concepción, Concepción, Chile.
- ** Lioi E., S. (1986) "Estudio Experimental de una Bomba Centrífuga operando como Turbina en un Flujo Sólido-Líquido". Tesis para optar al título de Ingeniero Civil, Depto. de Ing. Hidráulica, Pontificia Universidad Católica de Chile, Santiago, Chile.
- ** Loayza O'C., J. (1986) "Sedimentación de los Efluentes de una Laguna de Estabilización de una Planta Piloto". Memoria de Título de Ingeniero Civil Depto. de Obras Civiles, U. Técnica Federico Santa María, Valparaíso, Chile.
- ** Luchini S., A. y Mendez T., E. (1985) "Modelo Matemático de Simulación Agrohidrológica de los valles Aconcagua y Putaendo". Memoria de Título de Ingeniero Civil, Depto. de Obras Civiles, U. Técnica Federico Santa María, Valparaíso, Chile.
- ** Luque G., E.G. (1986) "Uso de Enrocados en Bocatomas y su Comparación con Otras Soluciones". Tesis de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- ** Márquez G., M. (1986) "Estudio del Aprovechamiento Integral de los Recursos Hídricos de las Cuencas Tributarias de la División El Teniente, Codelco-Chile". Tesis de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- ** Monti P., M.X. (1985) "Desarrollo Hidroeléctrico del río Cisnes y Abastecimiento Eléctrico futuro de Puerto Cisnes". Tesis de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- ** Morel F., J.P. (1986) "Abastecimiento de Agua Industrial para la Mina El Soldado". Tesis de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- ** Muñoz B., P.A. (1986) "Proposición de una normativa técnica para el diseño de sistemas de desagües de aguas lluvias urbanos". Tesis de Ingeniero Civil, Depto. de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- ** Muñoz, F.O. (1986) "Determinación de Caudales Medios Diarios Efluentes de Cuencas Nivo-Pluviales Andinas Chilenas mediante el Uso de Imágenes Satelitarias, Variables Meteorológicos y Parámetros Hidrogeomorfológicos". Tesis de Ingeniero Civil, Depto. de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.

- ** **Orsi, D.D.** (1986) "Formulación de un Plan Nacional de Disposición Sanitaria de Excretas en el Medio Rural". Tesis de Ingeniero Civil, Depto. de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- ** **Ortega, A.** (1985) "Aspectos Sanitarios de Lodo Proveniente del Tratamiento de Aguas Servidas". Tesis de Ingeniero Civil, Depto. de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- ** **Ponce O., M.A. , Varela Z., L.G. y Villanueva A., R.A.** (1985) "Estudio de las Obras Hidráulicas de la Central Pangué". Tesis de Ingeniero Civil, Depto. de Ing. en Obras Civiles, Universidad de Santiago de Chile, Santiago, Chile.
- ** **Riveros L., C.** (1985) "Pronósticos de Caudal en Cuenca Nivoglacial mediante un Modelo de Simulación. Tesis de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- ** **Salazar M., C.E.** (1986) "Determinación del Derretimiento Nival en un Punto en la Alta Cordillera". Tesis de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- ** **Sánchez, J.C.** (1986) "Estudio Técnico Económico del Mejoramiento Integral del Sistema de Agua Potable de Los Andes". Tesis de Ingeniero Civil, Depto. de Ingeniería Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- ** **Sepúlveda G., G.C.** (1985) "Coeficientes de Gasto de Compuertas Radiales seguidas de Torrente". Tesis de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- ** **Veillón C., H.E.** (1986) "Fallas de una Presa de Rockfill. Aplicación al Caso del Embalse Cogotí". Tesis de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.
- ** **Villalón B., A.J.** (1986) "Comportamiento Hidráulico de las Rejas de Fondo en Bocatomas tipo Sumideros". Tesis de Ingeniero Civil, Universidad de Chile, Santiago, Chile.

LIBROS Y PUBLICACIONES

Se incluye una lista de libros de aparición reciente de acuerdo a las noticias de editoriales y avisos en revistas especializadas. Esta lista no pretende ser exhaustiva sino sólo llamar la atención sobre algunas publicaciones que a juicio del Comité Editor de la Revista pueden ser de interés para los socios. Detalles adicionales sobre los libros mencionados se pueden obtener a través del Comité Editor.

- ** **EL AGUA SEGUN LA CIENCIA. EVOLUCION DE LA HIDRAULICA.** Vol. 1. Enzo Levi. 1985. Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional de México, México. 409 págs. Precio aprox. US\$ 4
- ** **ENCYCLOPEDIA OF FLUID MECHANICS. Vol 1: Flow Phenomena and Measurement.** 1985. Ed. por N.P. Cheremisinoff, Gulf. 1500 págs. ISBN 0872015130. Precio aprox 95,00 Libras.
- ** **ENCYCLOPEDIA OF FLUID MECHANICS. Vol 2: Single-Fluid Flows and Process Handling.** 1985. Ed. por N.P. Cheremisinoff, Gulf. 1600 págs , ISBN 0872015149. Precio aprox. 95,00 Libras.
- ** **FINITE ELEMENT METHODS FOR NAVIER-STOKES EQUATIONS. THEORY AND ALGORITMS.** Girault, V. y Raviart, P.A. 1986. Springer Verlag Series in Computational Mathematics, Vol. 5. 390 págs. ISBN 3-540-15796-4. Precio aprox. DM 198.
- ** **FUNDAMENTALS OF FLUID MECHANICS.** Herhart, P.M. y Gross, R.J. 1985. Adison Wesley, Reading, Mass., EE.UU. 856 págs. ISBN 0-201-11410-0.
- ** **GROUNDWATER TREATMENT TECHNOLOGY.** Nyer, E. K. 1985. Van Nostrand Reinhold, 224 págs. ISBN 0442267061. Precio aprox 38,00 Libras.
- ** **GROUNDWATER TRANSPORT: HANDBOOK OF MATHEMATICAL MODELS. I.** Javandel, C. Doughty Y C. F. Tsang. 1985. American Geophysical Union. Water Resources Monograph Series 10. 228 págs. ISBN 0-87590-313-4. Precio aprox. US\$16,00.
- ** **GROUNDWATER TREATMENT TECHNOLOGY.** Nyer, E. K. 1985. Van Nostrand Reinhold, 224 págs. ISBN 0442267061. Precio aprox. 38,00 Libras
- ** **HYDRAULICS FOR OPERATORS.** Brown, W.E. 1985, Ann Arbour, EE.UU. 145 págs. ISBN 0250406500. Precio aprox. 27,00 Libras.
- ** **INTERNATIONAL CONFERENCE ON NUMERICAL METHODS IN LAMINAR AND TURBULENT FLOW (4TH) PART 1 AND PART (2 vols.)** 1985. Pineridge Press Ltd. Swansea, Royaume-Uni., 1020 y 828 págs.

- **MECANIQUE DES FLUIDES.** Leroux, J.P. y Bauduin, P. 1985. Dunod, Paris. 177 págs. ISBN 2-04-016426-X. Precio aprox. Fr 75,00.
- * **NATIONAL RESEARCH COUNCIL. Safety of Dams: Flood and Earthquake Criteria.** 1985. National Academy Press. 296 págs. ISBN 0309035325. Precio aprox. 20,00 Libras.
- * **NEW TECHNOLOGY IN WATER SERVICES. Proceedings of a Conference held at the Institution of Civil Engineers.** 1985. Bampus Haldane & Maxwell Ltd. Telford, U.K.. 226 págs. ISBN 0727702394. Precio aprox. 16,00 Libras.
- **NINTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON NUMERICAL METHODS IN FLUID DYNAMICS.** 1985. Conferencia realizada en Gif-sur-Yvette, Francia, en Junio de 1984. Springer Verlag, New York, 612 págs., Precio Aprox. US\$32,00.
- * **NUMERICAL METHODS IN FLUID DYNAMICS.** Lectures given at the 3rd 1983 Session of the Centro Internazionale Matematico Estivo held at Como, Italy. Ed. F. Brezzi. 1985. Springer-Verlag. 333 págs. ISBN 3540152253. Precio aprox. DM 45,00.
- * **OPEN-CHANNEL HYDRAULICS.** French, R.H. 1985. McGraw-Hill, New York, 705 págs. ISBN 0-07-022134-0. Precio aprox. US\$ 50,00.
- * **PORT ENGINEERING AND OPERATION: Proceeding of a Conference organised by the Institution of Civil Engineers.** 1985. Bampus Haldane & Maxwell Ltd. Telford, U.K.. 240 págs. ISBN 0727702440. Precio aprox. 16,00 Libras.
- * **PRESSURE GAUGE HANDBOOK.** 1985. Ed. por P.W. Harland. Mechanical Eng. Series Marcel Dekker Vol. 40. Bampus Haldane & Maxwell Ltd. Telford, U.K. 312 págs ISBN 0824774337. Precio aprox. 39,70 Libras.
- ** **RE-USE OF SEWAGE EFFLUENT: Proceedings of a Conference organised by the Institution of Civil Engineers.** 1985. Bampus Haldane & Maxwell Ltd. Telford. 300 págs. ISBN 0727702300. Precio aprox. 16,00 Libras.
- * **UN GUIDE SHF POUR LA PETITE HYDROELECTRICITE.** Societé Hydrotechnique de France. 270 págs. Precio aprox. Fr 250.
- ** **URBAN DRAINAGE CATCHMENTS.** Selected Worlwide Rainfall-Runoff Data. 1986. Ed. por C. Maksimovic y M. Radojkovic - U. de Belgrade Yugoslavia - Pergamon Press. 382 págs. Precio aprox. US\$ 100.
- ** **URBAN DRAINAGE MODELLING.** Proceedings of the International Symposium UDM 86-Yugoslavia 1986. Ed. por C. Maksimovic y M. Radojkovic - Pergamon Press. 552 págs. Precio aprox. US\$ 100.

REVISTAS

En diversas bibliotecas de universidades y empresas se recibe una importante cantidad de revistas especializadas en temas relacionados con la Ingeniería Hidráulica. A continuación se indica el último número disponible de cada una de ellas en Junio de 1986 en las diferentes instituciones consultadas.

	Año-Vol.-Núm.	Biblioteca
1.- Advances in Engineering Software	1986-8-2	ENDESA
2.- Advances in Water Resources	1985-8-4	U. de Ch.
3.- Cahiers ORSTOM Serie Hydrologie	1984-21-2	U. de Ch.
4.- Civil Engineering Hydraulics Abstracts	1985-18-10	ENDESA
5.- Coastal Engineering	1985-9-4	U. de Ch.
6.- La Houille Blanche	1986-41-2	U. C.
7.- Fluid Flow Measurement Abstracts	1983-10-6	U. de Ch.
8.- Hydrological Sciences Journal	1986-31-1	U. C.
9.- International Water Power and Dam Const.	1985-38-7	ENDESA
27.- International Power Generation (Inglaterra)	1986-8-1	U. C.
10.- Journal of Energy Division	1986-112-1	ENDESA
11.- Journal of Fluids Engineering	1985-107-4	U. C.
12.- Journal of Hydraulic Eng. (ASCE)	1986-112-4	ENDESA
13.- Journal of Hydraulic Research (IAHR)	1986-24-2	ENDESA
14.- Journal of Fluid Mecanics	1986-164	U. C.
15.- Journal of Hydrology (Elsevier)	1986-83-2	ENDESA
16.- Journal of Hydrology (New Zealand)	1984-23-2	U. de Ch.

17.- Journal of Irrigation and Drainage Engineering (ASCE)	1986-112-1	U. C.
18.- Journal of the American Water Works Association	1986-78-1	U.C.
19.- Journal of Water Pollution Control Federation	1986-58-3	U. C.
20.- Journal of Water Resources Planning and Management Division (ASCE)	1986-112-2	U. C.
12.- Journal of Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering (ASCE)	1986-112-3	ENDESA
22.- Nordic Hydrology	1980	U. de Ch.
23.- Ocean Engineering	1983	U. de Ch.
24.- Soviet Hydrology	1978	U. de Ch.
25.- Water Resources Bulletin	1983-19-1	U. de Ch.
26.- Water Resources Reseach	1986-22-3	U. C.
27.- Water Supply and Management	1982	U. de Ch.
28.- Western Snow Conference	1985	U. de Ch.

CONSULTAS :

Biblioteca ENDESA : Santa Rosa # 76, Entrepiso.

Biblioteca Depto. Ing. Civil Universidad de Chile: Blanco Encalada # 2120

Biblioteca Universidad Católica de Chile: Vicuña Mackenna # 4860

EVENTOS

1. PROGRAMA DE ACTIVIDADES DE LA SOCIEDAD CHILENA DE INGENIERIA HIDRAU- LICA - AÑO 1986

- Miércoles 2 de Abril : Ley de Fomento del Riego. Conferencista :
18:15 horas Ing. Sr. Jorge Silva M. Secretario Ejecutivo de la Comisión Nacional de Riego.
- Miércoles 7 de Mayo : Proyecto Hidroeléctrico Canutillar.
18:15 horas Conferencista : Ing. Sr. Osvaldo Richards
- Miércoles 4 de Junio : La Ingeniería Fluvial. Una Visión Sinóptica
18:15 horas de su Estado Actual de Desarrollo y Necesidades de Investigación en Chile.
Conferencista : Ing. Sr. Luis Ayala.
- Miércoles 9 de Julio : Asamblea Anual de Socios. Análisis de los
18:15 horas Temporales del 16 y 17 de Junio de 1986.
- Miércoles-Jueves 12 y : Mesa Redonda : Cálculo de Crecidas.
13 Agosto, 17 horas Coordinador : Ing. Sr. Andrés Benítez G.
- Miércoles 3 Septiembre : Análisis de un Caso de Falla en Válvulas de
18:15 horas Fondo. Caso del Embalse Paloma. Conferencistas : Ings. Sres. Julio Larenas y Jorge Cornejo.
- Miércoles 10 Octubre : Modelos Estocásticos en Hidrología. Preten
18:15 horas siones y Realidades. Conferencista : Ing. Sr. Bonifacio Fernández.
- Miércoles-Jueves 5 y : Mesa Redonda : Obras de Defensas Fluviales.
6 Nov., 17 horas Coordinador : Ing. Sr. Lincoln Alvarado.
- Miércoles 3 Diciembre : Charla sobre un tema relacionado con Hidráulica
18:15 horas Marítima que se definirá oportunamente.
Relator : Ing. Sr. Salvador Tarodo.

NOTA : Todas las charlas se efectuarán en el Instituto de Ingenieros de Chile, San Martín Nº 352, Santiago.

2. EVENTOS NACIONALES Y LATINOAMERICANOS

- a) II Congreso Nacional de Ingeniería Mecánica
25-28 de Agosto de 1986
Universidad de Santiago de Chile
Departamento de Ingeniería Mecánica.

Conferencias Invitadas :

- "Multi-Phase Flow and Heat Transfer-Application Areas and Present Understanding".
G. Keshock. Profesor del Departamento de Ingeniería Mecánica y Aeroespacial, Universidad de Tennessee - EEUU.
- "The Low-Speed Wind Tunnel as Engineering Design Tool".
H.J. Leutheusser. Profesor del Departamento de Ingeniería Mecánica, Universidad de Toronto - Canadá.

Cursos (A partir del 29 de Agosto)

- Transferencia de Calor y Flujo Bifásico (12 hrs).
Dr. G. Heshock. Departamento de Ingeniería Mecánica y Aeroespacial, Universidad de Tennessee.
- El Método de Elementos Finitos en Ingeniería Mecánica. Fundamentos y Aplicaciones (20 hrs).
Dr. B. Lértora Di Domenico. Departamento de Ingeniería Mecánica, Universidad de Santiago de Chile.
- Tecnología Solar Actual. Fundamentos, Panorama y Limitaciones (20 hrs).
Dr. Roberto Román L. Departamento de Ingeniería Mecánica, Universidad de Chile.

- b) XII Congreso Latino Americano de Hidráulica
31 de Agosto al 4 de Septiembre de 1986
Centro de Convenciones Rebouças, Sao Paulo, Brasil.

Temas :

1. Hidráulica Fundamental
2. Hidrología Superficial y Subterránea
3. Planificación de Sistemas Hidráulicos
4. Hidráulica Fluvial y Marítima
5. Hidráulica Aplicada al Proyecto de Obras y otras Disciplinas
6. Enseñanza de Hidráulica

Seminarios :

- Técnicas de Laboratorio
- Métodos Computacionales Aplicados a Ingeniería Hidráulica
- Aplicación de Hidráulica a Problemas Hidromecánicos
- Historia de la Hidráulica

En el período comprendido entre el 28 de Agosto y 30 de Agosto se dictarán los siguientes cursos cortos.

CURSO 1. Turbulencia, Cavitación y Aireación de Fenómenos Hidráulicos.

- Profesores :
- Roger Arndt - Saint Anthony Falls Laboratory - University of Minnesota, USA.
 - César Farrel - Saint Anthony Falls Laboratory - University of Minnesota, USA.
 - Raúl Lopardo - Investigador INCYTH Instituto Nacional de Ciencia y Técnica Hidráulicas, Argentina.
 - Nelson Luiz de Souza Pinto - Director de CEHPAR - Centro de Hidráulica e Hidrología, Brasil.
 - Parigot de Souza - Profesor de la Universidad Federal de Paraná - Brasil. Consultor Técnico de COPEL - Companhia Paranaense de Energía, Brasil.
 - Jaime Pinto Ortiz - Investigador del CTH. Centro Tecnológico de Hidráulica, Brasil.

CURSO 2. Sedimentación de Embalses y Socavación al Pie de Barreras.

- Profesores :
- Ignazzio Becchi - Profesor Universidad Firenze, Italia.
 - José Antonio Maza Alvarez - Profesor UNAM - Universidad Nacional Autónoma de México, México.
 - Tania Mari Sauser - Geógrafa de INPE. Instituto Nacional de Investigaciones Especiales, Brasil.

CURSO 3. Tópicos Especiales para Proyectos de Pequeñas Centrales Hidroeléctricas.

Profesores : - Roger Arndt - Saint Anthony Falls Lab.- Univ. of Minnesota, USA.

- Zulcy de Souza - Prof. Escuela Federal de Ingeniería de Itajubá, Brasil.
- Cesar Lorenzo Filho - Ingeniero de Centrales Eléctricas Brasileñas, Brasil.
- Sergio Nilo Gomes Faria - Ingeniero de Centrales Eléctricas Brasileñas, Brasil.
- José Carlos Ururahy Pádua - Ingeniero de Centrales Eléctricas Brasileñas, Brasil.
- Alfonso Henrique dos Santos - Prof. de la Escuela Federal de Ingeniería de Itajubá, Brasil.
- José Roberto Bonilla - Prof. de la Escuela Politécnica de la Universidad de San Pablo, Brasil.

Mayores antecedentes pueden solicitarse a Luis Ayala R. - Representante de Chile-Comité Regional Latinoamericano de la IAHR.
Casilla 228/3 - Fono 6968448.

- c) Primera Bienal Iberoamericana de Sistemas de Información Hídrica.
Centro de Informática Hídrica
Instituto Nacional de Ciencia y Técnica Hídricas (INCYTH)
10 al 14 de Noviembre de 1986
Argentina.

Temas :

1. Sistemas de información hídrica
 - Tratamiento de la información
 - Banco de datos hídricos
2. Diseño de redes hidrométricas
3. Telemedición y sensores remotos
4. Pronóstico hidrológico

- 5. Redes de computadoras
- 6. Software de aplicación
 - Simulación
 - Estadística
 - Sistemas Gráficos
 - Sistemas Expertos

Actividades :

- Conferencias de especialistas invitados
- / - Presentación de trabajos y experiencias
- 1 - Demostración de instrumental y procedimientos
- Paneles de discusión
- Plenario para la discusión de recomendaciones

d) XIX Convención de la Unión Panamericana de Asociaciones de Ingenie -
ros, UPADI
Ciudad de Guatemala
Guatemala. 22 al 29 de Agosto de 1986.

Tema central : "La Importancia de la Ingeniería en el Contexto So -
cio-Político".

Congresos :

XII Congreso Panamericano de Enseñanza de la Ingeniería
VII Congreso Panamericano de Ingeniería Económica y de Costos
IV Congreso Panamericano de Ingeniería Oceánica y Costera
III Congreso Panamericano de Energía
II Congreso Panamericano de Ingeniería Agronómica y de Alimentos

Mesas Redondas :

- Viviendas
- Ingeniería/de Sistemas e Informática
- Planes de Desarrollo

e) Curso de Post-Título : Tratamiento y Reutilización de Aguas Servidas
Profs. Roger Perry y Jeremy Lumbers
Imperial College of Science and Technology
Londres, Inglaterra
Universidad Católica, Departamento de Ingeniería Hidráulica
20-25 de Octubre de 1986.

Contenido :

1. Sustancias químicas
2. Diseño y selección de procesos de tratamiento
3. Utilización de aguas servidas en regadío
4. Alternativas de tratamiento de aguas servidas
5. Panel de discusión sobre problemas de manejo y administración de aguas a nivel de cuencas.

3. EVENTOS INTERNACIONALES SELECCIONADOS

- International Symposium on Natural and Man-Made Hazards
Sponsor : Tsunami Society
Quebec, Canadá
3-9 Ago. 1986.
- International Symposium on Drainage Basin Sediment Delivery
Sponsors : International Commission on Continental Erosion of the
International Association of Hydrological Sciences, Univ. of New
Mexico.
Albuquerque, N.M., USA.
4-8 Ago. 1986.
- Agricultural Impacts on Groundwater : A Conference
Organizer : National Water Well Association
Omaha, Nebr.
11-13 Ago. 1986.
- 16th. EBSA Sympisum : Dynamics of Turbid Coastal Environments
Plymouth, U.K.
1-5 Sept. 1986.
- SYMPOSIUM 1986 - Section on Hydraulic Machinery and Cavitation
IAHR. Montreal, Canadá.
2-5 Sept. 1986.
- Symposium on Remote Sensing in Glaciology
IAHS. Cambridge, U.K.
7-12 Sept. 1986.
- International Symposium on Integrated Land Use Planning and Ground
water Pollution
IAHS/UNESCO
Karlovy, Vary, CSSR
8-15 Sept. 1986.

- HYDROSOFT. International Conference on Hydraulic Engineering Software
Wessex Institute of Technology
Southampton, England
9-12 Sept. 1986.
- International Symposium on Avalanche Formation, Movement and Effects
Swiss Federal Department of the Interior
Davos, Switzerland
14-19 Sept. 1986.
- Aquatech '86 : International Conference and Exhibition on Water Technology
Amsterdam, the Netherlands
15-19 Sept. 1986
- 13th. Conference on Hydrological Forecasting
Yugoslav NC/IHR
Yugoslavia
17-20 Sept. 1986.
- Oceans 86 Conference and Exposition : Science, Engineering, Adventure
Marine Technology Society, Institute of Electrical and Electronics Engineers - Oceani Engineering Society
Washington, D.C.
23-25 Sept. 1986.
- AGU Chapman Conference on Microbial Processes in the Transport, Fate and in Situ Treatment of Subsurface Contaminants
Snowbird, Utah
1-3 Oct. 1986.
- Seventh International Snow Science Workshop
North Lake Tahoe, Calif.
22-25 Oct. 1986.
- AGU Chapman Conference on El Niño : An International Symposium
Guayaquil, Ecuador
27-31 Oct. 1986.
- International Symposium on the Impact of Large Water Projects on the Environment
UNESCO/UNEP/IAHS/IIASA
Paris, Francia
27-31 Oct. 1986.

- International Symposium on Water for Mankind in the Year 2000
MURS, Cairo, Egypt
Nov. 1986.
- Australasian Conference on Fluid Mechanics
University of Auckland
Auckland, New Zealand
8-12 Dic. 1986.

NOTICIAS DE LA
ASOCIACION INTERNACIONAL DE INVESTIGACIONES HIDRAULICAS

REGION LATINOAMERICANA

El Secretario Permanente del Comité Regional Latinoamericano de la Asociación Internacional de Investigaciones Hidráulicas (AIIH), Dr. Ramón Fuentes A. ha informado que España estaría siendo postulada oficialmente como sede de un futuro Congreso Latinoamericano.

Puesto que el Comité ha recibido peticiones en el mismo sentido por parte de Cuba para el año 1988 y Colombia para 1990, el evento a realizarse en España podría concretarse en 1992. De acogerse esta magnífica iniciativa, el XV Congreso Latinoamericano brindará la oportunidad de celebrar en la madre patria el V Centenario del descubrimiento de América.

Este tema será tratado durante las sesiones de trabajo del Comité Regional durante el XII Congreso Latinoamericano a celebrarse en Sao Paulo-Brasil entre los días 31 de Agosto y 4 de Septiembre del presente año. Cualquier sugerencia al respecto puede hacerse llegar al representante de Chile ante dicho Comité, ingeniero Luis Ayala R.

RICARDO SEGUEL GUTIERREZ

Quienes le conocimos y tuvimos la grata oportunidad de poder trabajar con él, supimos apreciar las grandes cualidades humanas y capacidad técnica de este joven ingeniero que vió segada su vida en un lamentable accidente a comienzos del año pasado. Fue probablemente su espíritu de investigador y su interés por los fenómenos hidrológicos lo que lo impulsaron, en esa desgraciada mañana de un domingo del mes de Enero, cuando ocurría una poco frecuente lluvia de verano en Santiago, a tomar su vehículo e internarse hacia la cordillera: estaba trabajando en la preparación de una ponencia sobre crecidas de diseño en cuencas mixtas pluvio-nivales, que posteriormente fue presentada como coautor por quien fuera su Profesor Guía en la Universidad Santa María Sr. Ludwig Stowhas, en el VII Congreso Nacional de Ingeniería Hidráulica en Concepción (1985).

Ricardo destacó como estudiante, recibiendo el Premio Federico Santa María al mejor titulado en Ingeniería Civil (1978), en su Universidad; su trabajo de título versó sobre métodos numéricos de rastreo de crecidas. Luego, en sus breves años de ejercicio profesional, se desempeñó en varias oficinas de ingeniería de consulta, siempre en las áreas de hidrología e hidráulica, participando en diversos proyectos de ingeniería relevantes para nuestro país. Evidenció su interés por la divulgación de sus trabajos en la especialidad, participando con presentaciones al IV Coloquio Nacional y al V y VII Congresos Nacionales de Ingeniería Hidráulica.

Las contribuciones de Ricardo en el campo de la hidrología, indudablemente auguraban un brillante porvenir para este joven ingeniero civil. Es por eso que resulta especialmente lamentable para nuestra Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica el no poder seguir contando con su valiosa cooperación. Vaya para Ricardo nuestro homenaje y sincero reconocimiento por su valioso aporte al desarrollo de nuestra disciplina.

E.B.F.

ARTICULOS RECIBIDOS PARA PROXIMOS

NUMEROS DE LA REVISTA

- RADRIGAN V., SERGIO. Flujo Potencial Bidimensional con Superficie Libre Resuelto Mediante una Malla Multiplan.
- TURPAUD V., VICTOR. Consideraciones sobre los Métodos Directos de Análisis de Crecidas.
- TORREBLANCA B., J. Estudio de Factibilidad para el Desarrollo Agrícola de la Cuenca del río Mapocho.
- BROWN F., E. La Distribución Log-Pearson Tipo III y su Uso en Hidrología.

NORMAS PARA LA PRESENTACION DE COLABORACIONES

Las colaboraciones, original y una copia, se ceñirán a las siguientes pautas :

- Mecanografiar a espacio simple con cinta negra de buena calidad. Utilizar hoja de papel blanco tamaño carta (27,5 x 21,5 cm) escrita por un solo lado.
- El texto se enmarcará en un formato que deje 2,5 cm arriba y abajo y 3 cm a los lados.
- El tamaño mínimo de letras debe ser 2 mm.
- Las referencias bibliográficas en el texto se refieren con el apellido de los autores, señalando entre paréntesis el año de la publicación. Si los autores son más de tres, se indicará sólo el primero seguido de et al.
- Al final del artículo deberá incluirse una lista de referencias bibliográficas ordenadas alfabéticamente señalando: autor(es), año, título del trabajo o publicación, revista, institución o editorial, volumen, número y páginas.
- Las ecuaciones en el texto deberán numerarse correlativamente, al costado derecho de la línea donde aparecen.
- En la primera página del artículo se incluirá : título, autor (es) y posición anual. Al pie de la página se indicará una dirección para correspondencia.
- Se recomienda que la extensión de las colaboraciones no exceda de 10 páginas, incluyendo tablas y gráficos.
- Las colaboraciones deben ser enviadas o entregadas personalmente a cualquiera de los siguientes miembros del Comité Editor :

*Luis Ayala o Alejandro López, Casilla 228/3, Universidad de Chile.

*Bonifacio Fernández, Casilla 6177, Universidad Católica de Chile.

*Alberto Sepúlveda, Santa Rosa # 76, Of. 1607, ENDESA.