



Volumen 3
NUMERO 2
MAYO DE 1988
ISSN 0716-3746

REVISTA de la SOCIEDAD CHILENA de INGENIERIA HIDRAULICA



ISSN 0716-3746

REVISTA DE LA SOCIEDAD CHILENA DE INGENIERIA HIDRAULICA

DIRECTORIO

PRESIDENTE Ernesto Brown Fernández

TESORERO Sergio Radrigán Vogel

SECRETARIO Jorge Bravo Soissa

DIRECTORES Pablo Isensee Martínez

Humberto Peña Torrealba

Alberto Sepúlveda Vera

Eduardo Varas Castellón

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 (Sede del Instituto de Ingenieros de Chile), Santiago.

En la revista se han considerado, con caracter 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. Se incluyen 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 periodo 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 o de interés para los miembros tales como Congresos, Simposios, Conferencias y Seminarios a nivel nacional, regional e internacional.

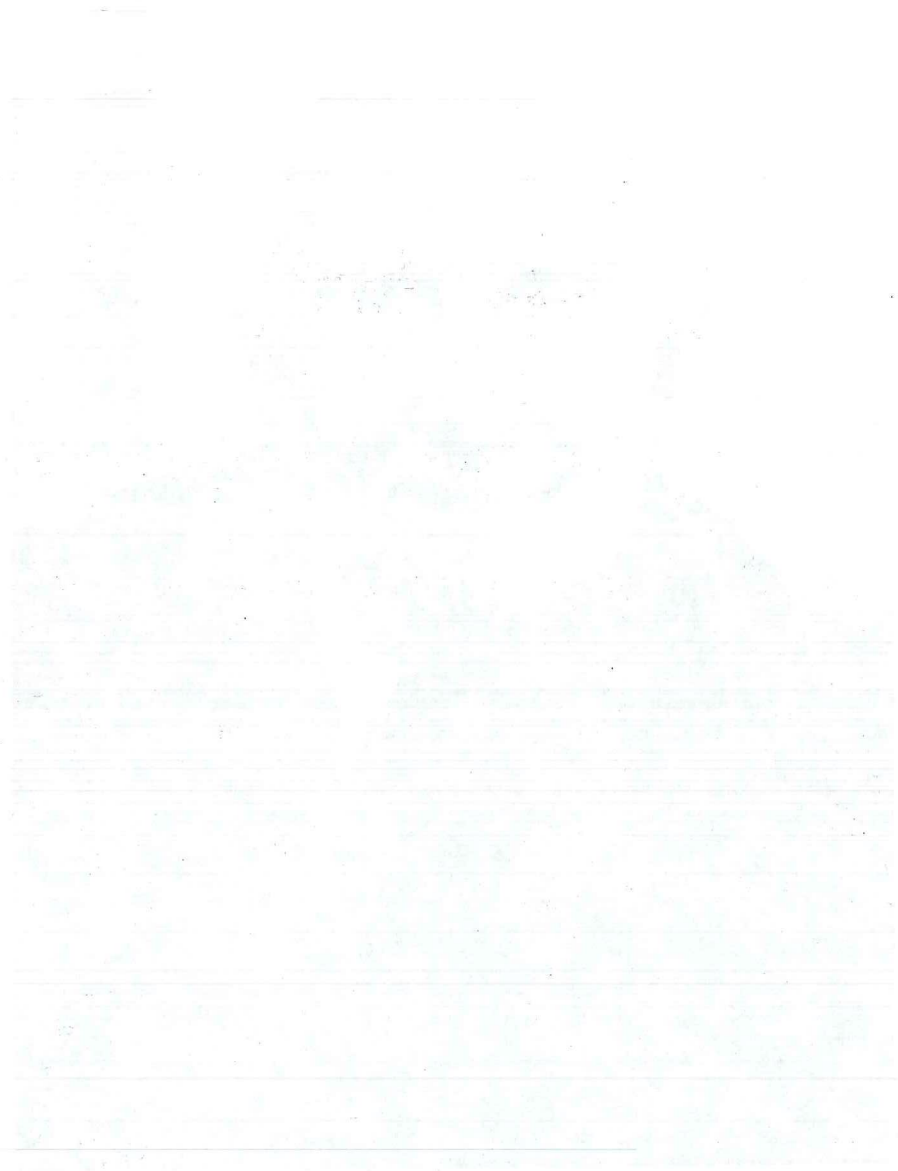
Se permite el uso y reproducción con fines no comerciales del contenido de la Revista siempre que se cite su origen.

REVISTA DE LA SOCIEDAD CHILENA DE INGENIERIA HIDRAULICA
NUMERO ESPECIAL DEDICADO A LA MEMORIA DE
FRANCISCO JAVIER DOMINGUEZ SOLAR



14 de Agosto de 1890 - 04 de Febrero de 1988.

THE UNIVERSITY OF CHICAGO
LIBRARY
540 EAST 57TH STREET
CHICAGO, ILL. 60637



INDICE

Editorial	7
Presentación	9
Trabajos de Título guiadas por el profesor Francisco J. Domínguez	13
Algunos artículos de Francisco J. Domínguez publicados	20
Discurso Sr. Atilano Lamana, Decano de la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile	47
Discurso Sr. Eugenio Lobo P., Director General de Aguas	48
Discurso Sr. Eduardo Arriagada, Presidente Colegio de Ingenieros	50
Discurso Sr. Raúl Espinosa W., Vicepresidente Instituto de Ingenieros y profesor Escuela de Ingeniería Universidad Católica de Chile	51
Normas para la presentación de colaboraciones	52

1970-1971

1. The first part of the report is a general introduction to the project.

2. The second part of the report is a detailed description of the project.

3. The third part of the report is a discussion of the results of the project.

4. The fourth part of the report is a conclusion and recommendations.

5. The fifth part of the report is a list of references.

6. The sixth part of the report is a list of appendices.

7. The seventh part of the report is a list of figures.

EDITORIAL

El Directorio de la Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica acordó dedicar este número de su revista a la memoria del Profesor don Francisco Javier Domínguez Solar, como un homenaje a quien fuera uno de los más destacados impulsores del desarrollo de la Ingeniería Hidráulica Nacional y, muy especialmente, a quien tuvo una trascendental importancia en la formación e iniciación de las actividades de nuestra Sociedad.

Difícil resulta no ser repetitivo cuando se escribe de ese gran Maestro que fue don Pancho, puesto que han sido muchos quienes ya han destacado sus cualidades. Por tanto, referirse a su enorme capacidad como ingeniero, su creatividad como investigador experimental, su vocación como docente, su chispeante personalidad, su sentido del humor, su calidad humana en general, y por sobre todo, su gran amor por la Hidráulica, resulta quizás redundante. En cambio, si me gustaría profundizar en esta ocasión, sobre la importancia que el Profesor Domínguez tuvo en la creación de nuestra Sociedad.

En efecto, por allá en el año 1970, un grupo de destacados ingenieros del campo de la Ingeniería Hidráulica, tuvo la idea de formar una Sociedad con fines académicos, que promoviera el desarrollo de la Ingeniería Hidráulica en el país y el perfeccionamiento de sus asociados. Esta idea, en gran medida se logró cristalizar gracias al entusiasta apoyo que el Profesor Domínguez le brindó, posibilitándose así un consenso amplio en pos de la iniciativa. Así, don Francisco Javier Domínguez fue elegido por aclamación el primer Presidente de la Sociedad. Don Pancho, con su dinamismo inagotable, a pesar de que a la sazón contaba ya con 80 años de edad, y con su permanente optimismo, aceptó el desafío de echar a andar la Sociedad con el mismo entusiasmo y perseverancia con que emprendió todas sus iniciativas durante su vida.

Es tarea de todos los asociados, y especialmente de los Directores actuales de la Sociedad y de aquellos que se elijan en el futuro, desempeñar su labor con la misma dedicación y entusiasmo desplegados por don Pancho, de tal modo de lograr cumplir a cabalidad con los objetivos de la Sociedad, y así, estaremos brindando un permanente reconocimiento al insigne maestro, al tratar de mejorar cada día más, la disciplina a la que él dedicó los mejores esfuerzos de su dilatada vida.

ERNESTO BROWN F.

PRESENTACION

El 4 de Febrero de 1988 a los 97 años de edad, partió a la Eternidad el que fuera por más de sesenta años formador de varias generaciones de ingenieros civiles y pionero de la investigación hidráulica en Chile y en América Latina.

Don Francisco Javier Domínguez Solar, llamado cariñosamente por sus alumnos, discípulos, amigos y colegas por el simple nombre de don Pancho, escribió con su vida no sólo una de las páginas más notables de la vida universitaria chilena del presente siglo, sino que también supo mostrar una profunda grandeza humana.

Don Pancho nació en Santiago el 14 de Agosto de 1890. Fueron sus padres don Luis Alberto Domínguez Cerda, ingeniero civil fallecido prematuramente, y doña Juana Solar Armstrong.

A temprana edad ingresó al Colegio San Ignacio, establecimiento en el cual cursó todos sus estudios primarios y secundarios y en donde seguramente reforzó la fe cristiana que le fuera transmitida por su madre.

Al término del colegio se incorporó a la Facultad de Medicina, descubriendo pronto que sus aptitudes y vocación eran otras, trasladándose luego a la Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica, comenzando así una brillante carrera que se prolongó por casi setenta años. El mismo contaba que su vocación de médico llegó solamente hasta las prácticas de anatomía, tomando entonces una decisión que estamos seguros, don Pancho habrá reconocido siempre como muy acertada. Nosotros decimos que de ello no hay ninguna duda.

El 11 de Noviembre de 1917, poco antes de recibir su título de ingeniero civil, se casó con doña Enriqueta Ortúzar Cruz, con quien tuvo 9 hijos, 3 de los cuales son ingenieros civiles. Un gran orgullo de don Pancho fue siempre su hogar, sus numerosos hijos y su dilatada familia de nietos, bisnietos y tataranietos. Reconocía en esta numerosa descendencia y en su prolongada vida la bendición de Dios que le permitía ver a los hijos de sus hijos en varias generaciones. Era don Pancho un hombre religioso, de fe profunda, por lo cual hizo realidad el mandato evangélico de servir al prójimo. Recordamos también su alegría cuando hablaba de su prima Juanita Fernández, beatificada hace un año por el Papa Juan Pablo II y conocida como Sor Teresa de Los Andes, de quien decía don Pancho había recibido, al igual que de su madre, vivos ejemplos de generosidad y entrega personal.

Don Pancho asimiló profundamente tales ejemplos y es así como a una edad en la que el hombre busca el merecido descanso después de una dilatada vida de trabajo, él no sólo siguió

entregando su saber en la cátedra universitaria, sino que cotidianamente llevó su palabra y aliento a los ancianos desposeídos de afectos y bienes materiales, y esto hasta hace pocos años.

Fue también don Pancho un hombre de vasta cultura, asimilando en sus viajes tradiciones, costumbres y conocimientos de los países que visitara. Un especial recuerdo tenía de su viaje al Cercano Oriente, hasta donde llegó presidiendo la misión de expertos que la O.N.U. enviara a Afganistán, de cuyo exitoso resultado reproducimos la presentación oficial del informe que evacuara la comisión.

La vida científica y profesional de don Pancho fue de mucho éxito. Se le otorgaron numerosas distinciones, la mayoría de ellas cuando era de edad avanzada, distinciones que supo recibir con modestia y gratitud.

De su obra se ha hablado mucho, también en este número de la revista, hacemos un recorrido por ella, pero en esta presentación hemos intentado mostrar que junto al científico estuvo siempre el hombre, el que supo reír, el que hizo de la amistad un culto, el que expresó sus sentimientos cuando el dolor tocó su alma, como lo fue en la muerte de su esposa y el que supo ganarse el respeto y cariño de los suyos, de quienes lo conocieron y de quienes compartieron largos años de trabajo en común.

En las páginas que siguen haremos un recuerdo de su obra a través de las memorias que guiara y de algunos de los trabajos que publicara. Terminaremos reproduciendo las palabras con las cuales sus colegas y amigos lo despidieron el 5 de Febrero de 1988.

Letter of Transmittal

The Helmand River Delta Commission has the honor to transmit its report on the water-supply problem in the Helmand River Delta to the Royal Government of Afghanistan and to the Imperial Government of Iran.

Following the appointment of the Helmand River Delta Commission in September 1950, the Commission convened in Washington, D.C., on October 6. After a short briefing on the problem the Commission departed for Asia, where an equal period of time was spent in reviewing the problem on the ground in both Iran and Afghanistan.

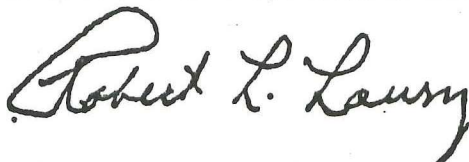
The Heads of Governments in both countries as well as their officials who were most familiar with the problem were consulted. In their travels through each country, the Commissioners also had the opportunity of discussing the various local irrigation troubles with the farmers in the Helmand River Delta on both sides of the border.

Upon its return to Washington early in December, the Commission immediately undertook the preparation of this report. It is the hope of the Commission that the material contained herein, together with the recommendations and suggestions for mutual accord, will form the basis for a satisfactory and lasting agreement for the distribution of the Helmand River water in the Delta between the two nations.

The Commission desires to commend and acknowledge the work of Mr. Malcolm H. Jones, whose assistance has been outstanding, first as Engineer-Factfinder and subsequently as Engineer-Secretary.



FRANCISCO J. DOMINGUEZ, Commissioner



ROBERT L. LOWRY, Commissioner



CHRISTOPHER E. WEBB, Commissioner

Washington, D. C.
February 28, 1951

TRABAJOS DE TITULO GUIADOS POR EL PROFESOR FRANCISCO JAVIER DOMINGUEZ

Alejandro López A.

Si se desea conocer la obra científica del Profesor Domínguez a través de las publicaciones que llevan su nombre, nos encontramos frente a una gran paradoja, cual es que el número de publicaciones no refleja en absoluto su trabajo científico de más de sesenta años. Pero la paradoja tiene su explicación, ya que el profesor Domínguez divulgó sus trabajos a través de las sucesivas ediciones de su libro de Hidráulica, y que ellos se llevaron a cabo, mayoritariamente, con la colaboración de egresados de las Universidades de Chile y Católica.

Dejemos que el mismo maestro nos explique esta situación en el prólogo de la edición de 1974 del texto de Hidráulica: "Hemos continuado mencionando las investigaciones y experimentos de chilenos que indudablemente son valioso y en muchos puntos originales. Informamos también acerca de memorias inéditas y agregamos otras producidas después de 1959, fecha de nuestra edición anterior. Hemos cambiado algunas materias publicadas en esa edición porque las nuevas experiencias las han corregido y complementado. Estos cambios, son necesarios en ciencias aplicadas de base experimental". En cuanto a quienes participaron en su fecunda obra él mismo nos lo ha dicho "Esta tarea está lejos de ser anónima. Ella ha sido efectuada por jóvenes egresados de ambas universidades de Santiago, indiferentemente en los laboratorios de Hidráulica de las Universidades de Chile y Católica, yendo de ésta al de aquella y viceversa, en una cooperación tan efectiva como desinteresada, como requiere, o mejor dicho, exige la ciencia". (1)

Por lo tanto, hemos querido en esta oportunidad reconstituir la obra del maestro a través de los trabajos de tesis dirigidos por don Pancho a lo largo de tantos años. Anteriormente lo hicimos con las publicaciones que llevan su nombre(2). Hemos separado por temas las memorias a fin de facilitar la identificación de las diversas áreas de la Hidráulica abordadas por el profesor Domínguez. Nuestras fuentes de consulta fueron las sucesivas ediciones del texto de hidráulica, los archivos de las oficinas de título, y las bibliotecas de las facultades de Ingeniería de las Universidades de Chile y Católica y comunicaciones personales de ingenieros y profesores. No pretendemos que el listado de memorias que

a continuación se incluye esté completo, con seguridad habrá omisiones involuntarias por las cuales desde ya pedimos excusas, pero pensamos que con esta recopilación del grueso de su obra interpretamos el anhelo de quienes fueron sus alumnos y discípulos de rendirle un sentido tributo a su venerada memoria.

Bibliografía

(1) Domínguez S. Francisco J. (1962) "La Hidráulica en Chile" Revista Chilena de Ingeniería y Anales del Instituto de Ingenieros de Chile, N°2.

(2) López A. (1985). Bibliografía de las Obras de Francisco Javier Domínguez "Anales de la Universidad de Chile" (Estudio en honor de Francisco J. Domínguez) Quinta Serie, N°8 - 1985.

TEMA : SINGULARIDADES

I. Resaltos

Titulo	Fecha	Lugar	Autor (es)
Resalto en Lechos Rectangulares	1934	U.C.	A. Ovalle A. Domínguez
Resaltos en Lechos Trapeciales	1943	U.C.	T. Huneuss
Influencia de la Rugosidad de las Paredes en la Longitud del Resalto	1944	U.C.	E. Searle T. López
Estudio Experimental del Resalto al Pie de Gradass	1950	U.C.	P. Abalos R. González
Estudio Experimental del Resalto en Lechos Inclínados	1956	U.Ch.	A. del Río A. Bambach
Resaltos en Lechos Rectangulares Horizontales e Inclínados	1957	U.Ch.	E. Gallardo F. Alamos
Escurremientto en Canales con Resalto. Lechos rectangulares de Pendiente Mixta	1957	U.Ch.	C. Buchler M. Serum
Estudio de Resaltos en Lechos Abovedados	1960	U.Ch.	F. Ibañez P. Hernández
Resalto de Ondas	1960	U.Ch.	P. Herper V. Pino
Estudio Teórico Experimental de Resaltos en Lechos Trapeciales	1964	U.Ch.	C. Andreani M. Iglesias
Estudio Teórico Experimental de Resaltos en Lechos que se Ensanchan	1965	U.Ch.	J. Bravo B. Espíldora
Resaltos en Lechos Inclínados	1978	U.Ch.	A. Ugarte

2. Vertederos

Titulo	Fecha	Lugar	Autor (es)
Vertederos Triangulares (15 a 120°)	1924	U.C.	L. Cruz Coke C. Moya

Vertederos Laterales	1930	U.C.	E. Balmaceda F. González
Contribución al Estudio de los Vertederos Laterales	1948	U.C.	E. Irarrázabal
Estudio del Coeficiente de Gasto en Vertederos Triangulares de 90° de Pared Delgada	1957	U.C.	J. Barthou A. Labarthe
Vertederos Triangulares de Pared Delgada de 60° y 45°	1957	U.C.	T. Figari V. Miquel
Vertederos Triangulares de 90° ahogados (velocidad y presiones)	1958	U.Ch.	P. Córdova M. Gutiérrez
Medidas de Presiones y Velocidades sobre Umbrales Planos de Barrera de Pared Gruesa de Vertederos	1958	U.Ch.	J. Cauas J. Mascuw
Coeficiente de Gasto, Velocidades y Presiones en Vertederos Triangulares de 60°	1959	U.Ch.	C. Pulgar O. López
Calibración de Vertederos Mediante su Curva de Vaciamiento	1960	U.Ch.	S. Elgueta R. Wachholz
Estudio de Vertederos en pared Delgada	1962	U.Ch.	C. Alfaro C. Patrickson
Vertedero en Pared Gruesa con Arista Viva de Entrada	1965	U.Ch.	M. Simián M. Honorato
El Coeficiente de Gasto en Vertederos Rectangulares de Pared Delgada con Contracción Lateral	1965	U.Ch.	J. Opazo
Estudio Experimental de Vertederos con Contracción Lateral	1966	U.Ch.	G. Lira
Coeficiente de Gasto en Vertederos Rectangulares de Pared Delgada con Contracción Lateral, Ahogado por Aguas Abajo	1966	U.C.	E. Vattier
Vertederos Laterales en Canal Rectangular. Régimen Tranquilo	1969	U.Ch.	A. Dunner E. Lagies

3. Canal de Gasto Variable

Titulo	Fecha	Lugar	Autor (es)
Canal de Gasto Variable con Alimentación Positiva y Precauciones Especiales para Evitar la Perturbación del Agua de Entrada	1963	U.Ch.	R. Echavarría C. Maturana
Canal de Gasto Variable Alimentado por un Vertedero Lateral	1963	U.Ch.	A. Herman C. Wood.

4. Ensanches y Angostamientos Bruscos. Transiciones

Titulo	Fecha	Lugar	Autor (es)
Pérdidas de Carga por Ensanche en Canales no Tormentosos	1926	U.C.	S. Finlay J. Altamirano
Ensanches Bruscos y Paulatinos en Canales	1932	U.Ch.	H. Matrae S. Lewin
Estudio de los Ensanches de Reacción en Canales de Escurrimiento Tormentoso	1952	U.C.	A. García Huidobro J. Haenssen
Estudio Experimental de Angostamiento Brusco con Variación de Ancho y Grada de Subida	1953	U.C.	P. Domínguez J. Urzúa

Estudio Experimental de Ensanchamientos y Angostamientos Bruscos con Gradadas de Subida y Bajada	1953	U.C.	C. Lyon A. Ugarte
Estudio Experimental de Ensanche Brusco con Variación de Ancho y Nivel de Fondo	1954	U.C.	J. Doggenweilles
Estudio de Gradadas de Bajada Precedidas y Seguidas de Régimen Torrencial	1954	U.C.	A. Pérez
Estudio de Ensanchamientos Brusco en Canales sin Variación de Cota de Fondo	1954	U.C.	E. Pérez M. Craseman
Gradadas de Bajada Precedidas y Seguidas de Torrente	1954	U.Ch.	R. Cobo A. Hamel C. Saavedra
Medidas de Altura de Agua en Ensanches Bruscos en Canales	1954	U.Ch.	J. Allende A. Grez
Estudio Experimental de Canales con Ensanches Paulatinos Precedidos de Régimen Torrencial	1954	U.Ch.	R. Varela S. González
Medida de Presiones en Canales con Ensanchamiento Brusco	1954	U.Ch.	H. Ponce
Ensanchamientos Paulatinos en Canales Precedidos en Régimen Torrencial	1954	U.Ch.	E. Laval
Estudio de Ensanches Paulatinos en Canales en Régimen de Río	1955	U.C.	J. Garcés
Pérdidas de Carga en Ensanchamientos Paulatinos Limitados por Caras Paralelas en Planos Horizontales y Presión Final Variable	1955	U.C.	F. Jara A. Baeza
Estudios de Ensanches Paulatinos de Canales en Régimen de Río	1955	U.C.	J. Montt
Canales con Grada y Napa al Pie	1955	U.Ch.	J. Anwandter A. Millán R. Eyzaguirre J. Laso
Estudio Experimental de la Pérdida de Carga en Ensanches Paulatinos Limitados por Planos Verticales y Presión Final Variable	1956	U.Ch.	
Estudio Experimental de Embudos de Entrada de Canales	1957	U.C.	G. Innocenti A. Arce
Medidas de Presiones y Velocidades de Ensanches Bruscos	1958	U.Ch.	R. Undurraga J.M. Santa Cruz
Embudos de Entrada en Canales	1958	U.Ch.	J. Zilvetti
Diseño de Embudo de Entrada en Canales con Pérdida de Carga Mínima	1961	U.Ch.	N. Stainsapir J. Zaninovic
Ensanche Brusco de Lecho Rectangular a Trapecial con Grada de Bajada en Régimen Tranquilo	1962	U.Ch.	E. Aguirre G. Donoso
Altura a Plomo de una Caída en Gradadas y Barreras de Pared Gruesas en Función de la Altura de ella, del Gasto, Presiones en el Interior de la Sección de Caída, Nivel de Aguas Abajo y Además Circunstancias del Escurrimiento	1963	U.Ch.	G. Domínguez H. Lamberth
Transición de Régimen Torrencial de una Canalización Rectangular a Trapecial	1963	U.Ch.	M. Frías F. Verni
Angostamiento en Régimen Torrencial	1964	U.Ch.	L. Alvarado O. Moreno
Estudio Teórico Experimental de Ensanchamiento de Canales Rectangulares por Variación Brusca del Nivel de Fondo con Régimen de Velocidad Super-Crítica Inicial e Infracrítica Final	1967	U.Ch.	H. Fernández

Ensanches Bruscos y Paulatinos en Canales	1970	U.Ch.	M. Puentes M. Ruiz
Estudio Experimental del Ensanchamiento Paulatino en Canales de Régimen Tranquilo	1970	U.Ch.	M. Puentes M. Ruiz
Límite del Paso de la Napa Sumergida a Superficial al pie de una Grada en Corriente Tranquila Bidimensional	1971	U.Ch.	O. Román
Estudio Experimental de la Altura a Plomo de una caída Libre en un Canal Rectangular en Función de la Aspe- reza de la Pared, Pendiente y Gasto.	1972	U.Ch.	M. Honorato
Ensanchamientos Bruscos en Canales Trapeciales	1978	U.Ch.	J. Hoffman F. Yañez
Ensanchamientos Bruscos Precedidos de Régimen Torrencial con Producción de Onda Superficial	1979	U.Ch.	R. Baeza
Gradas de Bajada Precedidas de Régimen Torrencial con Resalto al Pie	1980	U.Ch.	E. Subiabre F. Romero

5. Canales: Codos, Confluencias, Curvas, Cambios de Dirección

Titulo	Fecha	Lugar	Autor (es)
Resistencia en Codos de 60, 45 y 30° en Canales	1952	U.C.	E. D'Etygni
Resistencia en Curvas en Canales	1952	U.C.	G. Palma
Confluencias y Bifurcaciones de 90° en Canales Rectangulares	1967	U.Ch.	L. Nario R. Larrondo
Estudio Teórico Experimental de Codos en Canales con Régimen Tranquilo	1969	U.Ch.	M. Mourgueuz J.C. San Antonio
Estudio Teórico Experimental de una Bifurcación de Canales a 45° en Régimen Tranquilo	1969	U.Ch.	A. Montedónico
Estudio Teórico Experimental de la Confluencia a 45° en Canales Rectangulares con Régimen de Río.	1971	U.Ch.	A.V. der Goes
Estudio Teórico Experimental de Codos en Canales a 30° y 60° en Régimen Tranquilo	1972	U.Ch.	C. Carrera
Pérdida de Carga en Codos a 90° Precedidos en Régimen Torrencial en Canales Rectangulares	1980	U.Ch.	E. Carrasco J. Vidal

6. Compuertas

Titulo	Fecha	Lugar	Autor (es)
Estudio Experimental del Coeficiente de Gasto en Compuertas	1957	U.C.	R. Buchheister A. Cofré
Estudio del Régimen que se Produce en un Canal Inmediatamente Aguas Abajo de una Corina que al mismo Tiempo permite el Escurrimiento Inferior como Orificio de Fondo de todo el Ancho y Superlormente es un Rebalse.	1970	U.Ch.	J. Cases J. Gorodischer

7. Barreras Triangulares

Titulo	Fecha	Lugar	Autor (es)
Barreras Triangulares	1942	U.C.	V. Jara E. Lemaitre
Estudio Experimental: Esguerrimiento en Canales, Eje Hidráulico y Presiones de Barreras Triangulares	1958	U.Ch.	G. Benavente G. Vicuña
Velocidades en Barreras Triangulares	1959	U.Ch.	J. Pistelli
Estudio Experimental de Barreras Triangulares con Taludes 1:5, Redondo en la Cresta sin Variaciones de Ancho. Resalto Alejado.	1965	U.Ch.	R. Covarrubias O. Porzio

TEMA : ESGURRIMIENTOS EN CANALES (VARIOS TOPICOS)

Titulo	Fecha	Lugar	Autor (es)
Estudio de la Relación entre la Velocidad Media y Máxima Superficial en Canales. Coeficiente de Rugosidad de Paredes en Canales Chilenos	1935	U.Ch.	R. Casanueva
Arrastre de Aire en Corrientes Rápidas	1961	U.Ch.	R. Ivanshitz S. Montes
Valor de $V_{máx}-V/U_*$ en Canales, su Aplicación al Estudio de la Relación entre Velocidades Máximas y Medias	1963	U.Ch.	S. Bitar M.L. Leonrendugar

TEMA : OBRAS HIDRAULICAS

Titulo	Fecha	Lugar	Autor (es)
Modificación de Once Marcos Antiguos de Troneras del Canal Viejo de la Hacienda de La Compañía por Marcos de Esguerrimiento Crítico	1941	U.C.	P. Lyon
Sifón en el Río Lirquén	1942	U.C.	A. Carvajal
Estudio Experimental de Colchones de agua	1952	U.Ch.	G. del Valle G. Villablanca
Estudio Experimental de Equipos de Riego por Aspersión	1954	U.C.	A. Alessandri
Regadío Mecánico de la Hacienda Huentelauquén	1957	U.C.	J. Claro
Estudio de Modelo de Sifón Evacuador	1957	U.Ch.	R. Arteaga H. Irrázabal
Anteproyecto de Abovedamiento del Canal San Carlos	1980	U.Ch.	J.M. Ovalle

TEMA : ESCURRIMIENTOS EN TUBERIAS (T)

1. Singularidades

Titulo	Fecha	Lugar	Autor (es)
Estudio Teórico y Experimental de los Coeficientes de Gasto de Orificios	1949	U.Ch.	M. Widmer H. León
Coeficiente de Gasto en Orificios Circulares en Función del N° de Reynolds	1950	U.C.	G. Carabantes A. Rodríguez
Estudio Experimental del Ensanche Brusco en Cañería en Función del Número de Reynolds	1953	U.C.	E. Morandé A. Pino
Pérdidas de Carga por Singularidades en Canales de Cobre	1960	U.Ch.	P. Cañón P. Moya
Pérdidas de Carga en Curvas	1965	U.Ch.	P. Cortés A. Sepúlveda
Estudio Experimental y Teórico del Ensanche Brusco en Cañerías de Presión	1971	U.Ch.	B. Bravo J.M. Mena
Angostamientos Bruscos en Cañerías	1973	U.C.	J. Hunneus J. Hurtado
Medición Experimental de Pérdidas de carga Producidas en Codos de Angulo de Tuberías de P.V.C.	1979	U.Ch.	R. Edwards R. Alarcón
Codos Divergentes en Cañerías, Pérdidas de Carga y Coeficientes de Gasto	1979	U.Ch.	P. Correa J.A. Iroumé

2. Escurremientos. Pérdidas Friccionales

Titulo	Fecha	Lugar	Autor (es)
Coeficientes de Pérdida de Carga en Cañerías de Cobre	1957	U.C.	L. Durán J. Rivero
Pérdidas de Carga en cañerías de Cobre	1958	U.Ch.	C. Kramer N. Loyola
Estudio de Cañerías de Plástico	1959	U.Ch.	H. Espinoza C. De Vidts
Estudio Experimental del Escurreimiento en Alcantarillas Corrugadas	1968	U.C.	F. Agüero R. Errázuriz
Rugosidad de Paredes en Cañerías Rectas de P.V.C.	1980	U.Ch.	S. Vial A. Tocornal
Pérdidas de Carga en Cañerías de Cobre	1958	U.Ch.	D. Echeverría X. Peralta

3. Flujo Impermanente

Titulo	Fecha	Lugar	Autor (es)
Golpe de Ariete en Bombas Elevadoras	1958	U.C.	P. Castañer

**REPRODUCCION DE ALGUNOS ARTICULOS PUBLICADOS POR
FRANCISCO J. DOMINGUEZ.**

El Comité Editor de la Revista de la Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica ha considerado oportuno reproducir algunos artículos de Francisco Javier Domínguez S. aparecidos en revistas nacionales. Esta es necesariamente una selección apretada y arbitraria. Se presentan completos sólo algunos artículos que por su brevedad pueden ser reproducidos en esa forma y que además contienen variadas opiniones personales de don Pancho sobre los temas tratados. De otros sólo se muestra la primera página junto al título de la revista correspondiente, con el objeto de dar una visión general de los temas que preocuparon a don Pancho, recorriendo así brevemente más de 60 años de producción científica desde 1919, año en que apareció publicado en los Anales del Instituto de Ingenieros de Chile sus "Apuntes sobre marcos de escurrimiento crítico".

Una bibliografía más completa de las obras de F.J. Domínguez ha sido publicada por López, A. (1985) en "Anales de la Universidad de Chile" (Estudios en honor de Francisco Javier Domínguez, Quinta Serie N°8).

Apuntes sobre marcos de escurrimiento crítico

POR

FRANCISCO JAVIER DOMÍNGUEZ S.

En la zona central de nuestro país son muchos los agricultores que pelean por agua: este precioso elemento que da vida a sus campos, es la constante preocupación del hacendado que ya se imagina al vecino valiéndose de ardidés para llevarle más agua de la que le pertenece, como a su vez los inventa sutiles y acomodados de la mejor manera a la moral para lograr ventajas en la repartición de ella. ¿Dónde está la causa de este mal general? Creemos que no hay necesidad de profundizar mucho para encontrarla. Por un lado ella escasea, porque los caudales de los ríos, sobrados en total, no se adaptan en sus variaciones a las necesidades de la agricultura y en segundo lugar, los partidores que deben entregarla conforme a derechos, pagados con elevadas sumas, lo hacen pésimamente. Fondos hay con derecho a un número subido de regadores, que anualmente ocasionan fuertes desembolsos, proporcionales a sus derechos, por limpias y mantenimientos de canales que se embancan inmensamente y en cambio reciben, gracias a un mal ideado partidor, la mitad, la tercera parte apenas, de sus derechos en agua. Conocemos marcos establecidos de antaño con error de partición de 150%, otros que canalizan larga extensión, casi media cuadra del canal, con el objeto de regularizar la corriente y no se cuidan de compuertas inmediatas al término de la canalización en uno de los ramales. Todos estamos convencidos de la ausencia de partidores exactos entre los más en uso y sabemos igualmente que ellos carecen de principio racional. Ingenieros eminentes han tratado de corregir el partidor inicial del Canal de Maipo, pero a nuestro juicio, si no han llegado a la meta es porque no han colocado el problema en su verdadero terreno. Partir un canal es siempre un problema de escurrimiento variado y todas las soluciones antiguas que conocemos (la pared curva o desplome, que busca proporcionalidad de radios medios a derechos; troneras de pared que igualan niveles de los salientes, etc.) están fundadas, en el escurrimiento uniforme. ¿Y cómo se puede pretender conseguirlo en un marco partidor, que es una singularidad, cuando para ello es menester largo rozo, quizás kilómetros, con constancia de pendientes y sección? Además no de-

terminan el gasto de las salientes esa serie de modificaciones, por decirlo así, simplemente externas, y aquí es lo esencial la distribución del gasto. La única solución verdadera de la partición proporcional con gasto variable es aquella que logre que las velocidades sean iguales en todo el ancho del canal entrante en la sección de partición.

Trataremos de reunir en este estudio el fundamento científico y práctico de dos partidores de concepción moderna cuyos resultados sorprendentes los van imponiendo. No pretendemos dar a conocer algo nuevo, sino como decimos, simplemente reunir de una manera sucinta, pero en lo posible completa, cuanto merezca interés respecto a los marcos de barrera y angostamiento.

En una corriente descubierta, de escurrimiento permanente, si se coloca una barrera o se hace un angostamiento local se observa que el eje hidráulico se deprime sobre la barrera o en la parte angosta. Este fenómeno nos acusa, rigiendo la ley hidrostática, despreciando los frotamientos en el corto trozo de la singularidad y por lo tanto supuesta la constancia de la carga o suma de Bernoulli, que una parte de la altura de agua se ha convertido en altura de velocidad. En otras palabras todos los filetes líquidos han recibido un igual suplemento de energía cinética, cuya expresión es por unidad de peso, como se sabe, es $\frac{V^2}{2g}$. Este incremento, proporcional a un cuadrado de velocidad, por igual para todos los filetes, demuestra que las diferencias que existían entre las distintas velocidades de la corriente antes de la aceleración, disminuyen de importancia relativa cuando ella se ha acelerado, o sea, se produce una regularización de velocidades. (El fenómeno inverso se origina si la aceleración es negativa).

Si la barrera es suficientemente alta o el angostamiento bastante pronunciado para que la altura de velocidad sea la mitad de la altura de agua, habremos logrado que las variaciones de aguas abajo no influyan aguas arriba de la singularidad, pues tal es la condición de escurrimiento crítico o sea del paso de régimen de río a torrente (1).

Si seguimos aumentando la altura de barrera o disminuyendo el ancho de la angostura provocaremos quizás un escurrimiento torrencial aguas abajo, pero

(1) No entraremos en definiciones a este respecto que pueden verse con detalles en Salas Edwards «Ecurrimiento variado del agua en los canales» y en «Proceedings of the second Pan American Scientific Congress Vol. VI págs. 784 a 790.

en la singularidad seguirá subsistiendo la condición antes dicha $\frac{V^2}{2g} = \frac{H}{2}$ (1).

Para obtener esta condición de aislamiento es necesario conocer las condiciones de aguas abajo.

Estos son pues, sintéticamente, los fundamentos de los marcos de barrera y angostamiento que vamos a tratar en particular más detalladamente.

El problema del marco partididor consiste en dividir un canal de gasto variable en otros dos, cuyos gastos guarden en todo momento entre sí la razón de sus derechos o acciones M y N. La naturaleza de paredes, radio medio, etc., de los derivados sean cualesquiera, pero conocida por el cálculo o por aforos directos la suma de Bernoulli que corresponde a cada gasto en cada ramal. Esas funciones de los gastos parciales $B_M = (f) Q_M$; $B_N = (f) Q_N$ son siempre fáciles de obtener.

Marco de Barrera

La barrera de mayor altura es la que corresponde, por lo general, al mayor gasto y por lo tanto al Bernoulli máximo. Así pues, la suma de Bernoulli que sea mayor entre las dos correspondientes a los gastos máximos parciales, (Q_M máximo y Q_N máximo), servirá para el cálculo del marco.

La altura a de barrera se obtiene por una simple aplicación del teorema de

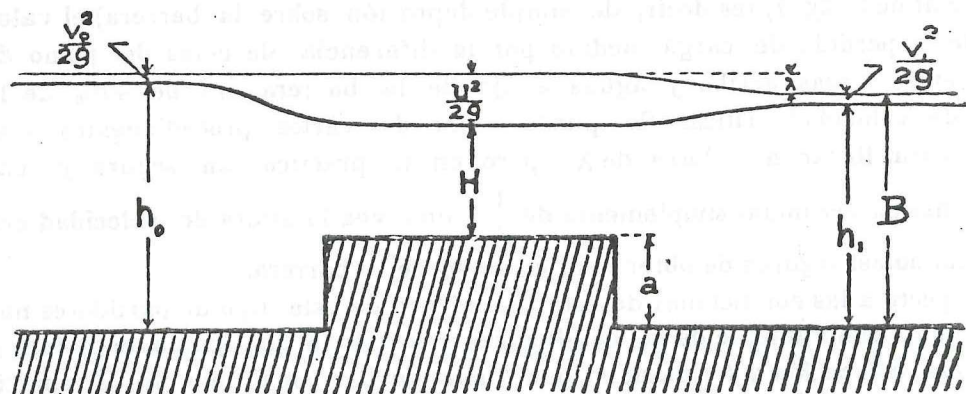


fig. 1

Bernoulli entre la sección de salida y la de la barrera, poniendo por condición que sobre la barrera se produzca el escurrimiento crítico y haciendo hipótesis sobre el valor numérico de la pérdida de carga λ , que la barrera produce. Se tiene tomando el fondo, supuesto horizontal como plano de referencia. (fig. 1)

(1) En esta y en las expresiones siguientes, en general $H = \frac{\omega}{1}$; ω sección mojada y 1 ancho superficial; H es la altura de agua en sección rectangular; por lo tanto las fórmulas que sentamos valen especialmente en ese caso, que es el de la práctica.

$$B + \lambda = a + \frac{3}{2} H.$$

El valor de H , altura crítica lo obtenemos del gasto por metro de ancho, de la expresión:

$$Q = H \sqrt{gH}; \text{ de donde } H = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g}} \quad (1)$$

Se tienen despejando:

$$a = B + \lambda - \frac{3}{2} H$$

De esta expresión conocemos a B como hemos dicho y sabemos calcular H función únicamente del gasto; nos queda la apreciación de λ . No conviene de ninguna manera exagerar el valor de la pérdida de carga, porque se llegaría a barreras de altura sobrada, y por lo tanto a remansos inútiles aguas arriba, que no siempre se pueden proyectar. No la estimamos, en general, nunca superior a una vez la altura de velocidad crítica. En un caso concreto, de eje hidráulico semejante al de la fig. 1, (es decir, de simple depresión sobre la barrera) el valor total de la pérdida de carga medido por la diferencia de cotas del plano de carga entre aguas arriba y aguas abajo de la barrera era de 40% de la altura de velocidad crítica. Se puede valer de varios procedimientos analíticos, para llegar a valores de λ , pero en la práctica tan seguro y más sencillo nos parece tomar simplemente de $\frac{1}{2}$ a una vez la altura de velocidad crítica, estando así seguros de obtener la crisis sobre la barrera.

Respecto a las condiciones de establecimiento de este tipo de partidores nos ocuparemos primeramente de las condiciones generales y en seguida de la forma de barrera, colocación y forma de la punta partidora y por último de la repartición de velocidades sobre la barrera.

Debe elegirse un trozo recto para colocar el marco y regularizar la cuneta del entrante, pues ambas condiciones influirán en la simetría de la repartición de las velocidades, eliminando de ante mano la posibilidad de una desproporción en dicha repartición, por choques etc. que pudiera hacerse notar aún después de acelerada la corriente.

Los derivados pueden, como se ha dicho, establecerse de cualquier manera, enteramente diversas entre sí, siempre que para el cálculo de la altura de barrera

(1). o de la expresión $Q = 0.7 H \sqrt{2gH}$ etc. Consúltese Salas Edwards. Esgurrimiento variado del agua en los canales págs. 49 y siguientes.

se tomen en cuenta esas condiciones. Hay muchos ejemplos de salientes que se derivan en ángulo recto.

La barrera ha sido construida de dos formas: o bien es una barrera propiamente tal que se eleva del fondo del canal (como en la figura 1) o se trata de una caída o grada de fondo. En ambos casos pueden tener paramentos verticales o afectar la forma de chaffán. A nuestro juicio debe obtenerse por el primer tipo pues aunque se produzcan embancamientos (que tienden a asemejarlo al segundo) siempre la aceleración de la corriente será más brusca, circunstancia que influye en

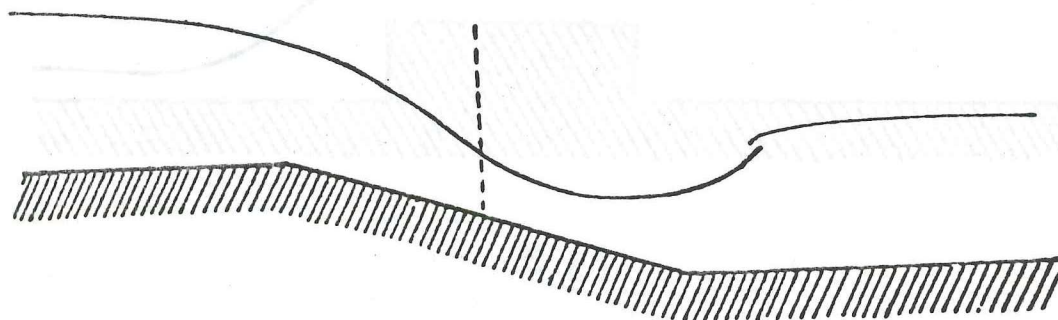


Fig. 2

la regularización de las velocidades. Con grada de fondo se tiene antes de la caída un río deprimido cuya aceleración paulatina da lugar a que los frotamientos parietales retarden, como en régimen uniforme, los filetes inmediatos. En caso de grada para lograr una rápida aceleración, hay que exagerar la altura de caída, provocando un torrente sobre el plano inclinado (fig. 2). Por lo demás, el marco de este tipo con grada de fondo desperdicia cota en mucho mayor proporción que la simple barrera. Es, sin embargo, indudable que en algunos casos está justificado, pues son muchos los agricultores rehacios a que se ponga un «taco» en su canal, como hemos tenido ocasión de encontrar.

Tratándose de aguas turbias, los embancamientos se depositarán en abundancia aguas arriba de la barrera propiamente tal, pero bien mirado, fuera del inconveniente ya anotado de tender a hacer paulatina en vez de rápida la aceleración, respecto a las limpiezas anuales, es una ventaja, puesto que se acumula en un punto un material que en caso contrario habría que recojer en larga extensión.

La punta partidora debe colocarse donde sean más iguales las velocidades por efecto de la aceleración, y en la sección crítica, donde se anulan las influencias de aguas abajo. En la práctica nos parece que habría que distinguir según sea la forma de la barrera y la del eje hidráulico de los ramales, no teniendo en realidad importancia decisiva, pues basta proyectar una barrera de altura sobrada o bien alargada en el sentido del escurrimiento (unas tres veces la napa de altura máxima,

por ejemplo) y adelantar la punta partidora a la mitad de ella, para estar a cubierto; sin embargo, trataremos de discutir brevemente la colocación de la punta partidora en los dos tipos de barrera, poniéndonos en los casos posibles de ejes hidráulicos de los ramales, para hablar ocasionalmente de ellos.

En una barrera de sección rectangular cuyos ramales se desprenden con igual

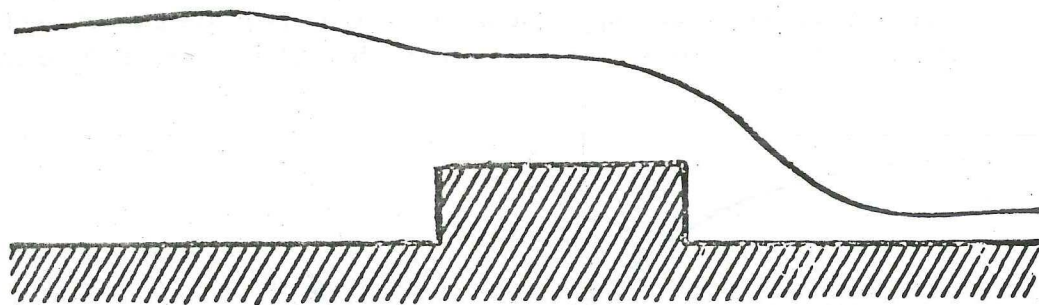


fig. 3

eje hidráulico, sea éste torrencial (fig. 3) hacia aguas abajo o en forma de río con peralte (fig. 1) o sin él (fig. 4), como la aceleración ha sido brusca, sobre toda la barrera se obtendrá la igualdad de velocidades con más o menos idéntico efecto. En este supuesto, si ambos ramales son ríos con peralte, la colocación de la punta parti-

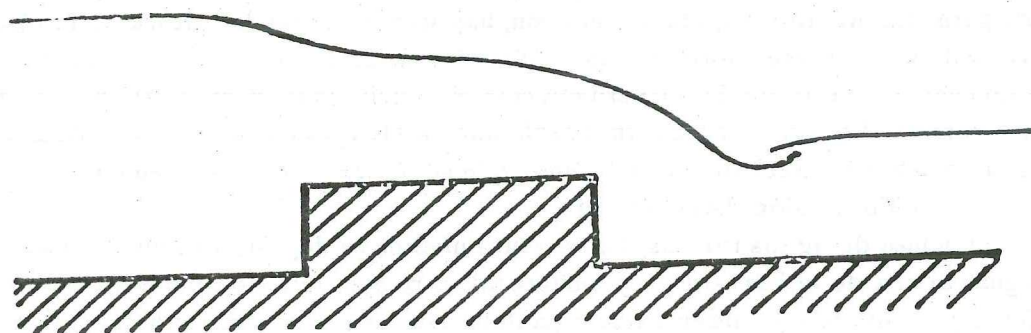


fig. 4

dora debería ser regida por la sección de escurrimiento crítico; por lo tanto, cuando se prevé este caso haciendo la barrera larga en el sentido de la corriente, se estará seguro de la producción de la crisis en una buena extensión sobre ella. La punta partidora debe pues internarse sobre la barrera una vez la altura de la na-

pa máxima, por ejemplo. Si ambos ejes son torrenciales o ríos cuya superficie libre es de cota más baja que la de la napa sobre la barrera (fig. 4) teniendo en cuenta la misma observación respecto a la repartición de velocidades, se notará además que si bien es cierto la sección crítica se encuentra un poco hacia aguas arriba del fin de la barrera (1), no interesa ya colocar la punta partidora en dicha sección, pues no hay peligro de influencias de aguas abajo, por las condiciones mismas de escurrimiento de los ramales. Por lo tanto, si ambos ejes de los ramales, idénticos entre sí, son ríos más bajos que la napa sobre la barrera o de régimen torrencial, no tiene gran trascendencia la colocación de la punta partidora; puede ir al fin de la barrera, aunque conviene siempre internarla un poco para tener una sección de partición bien definida.

Con la misma forma de barrera que venimos considerando, pero con ejes hidráulicos desiguales en los ramales por ejemplo, una torrente y el otro río, caso que hemos visto realizado. Si estas son las circunstancias del marco que se proyecta es cuando más conviene alargar la barrera en el sentido de la corriente,

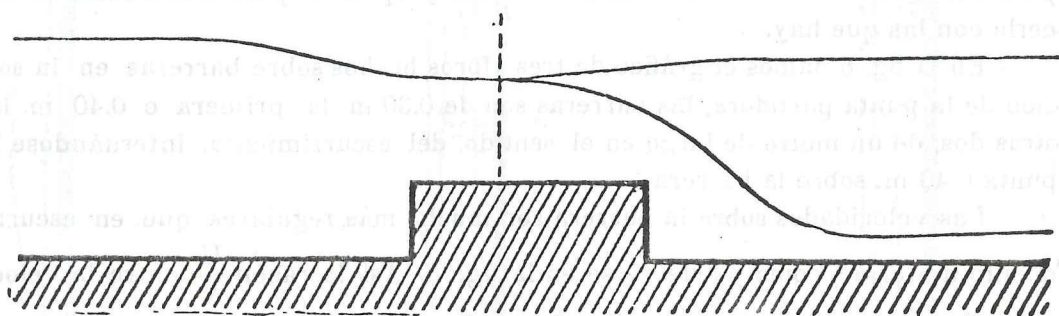


fig.5

para obtener los filetes paralelos en la sección de la punta partidora. En tal caso habría que adelantar, relativamente más que en los anteriores, hacia aguas arriba la punta partidora. También exagerando la altura de la barrera se hace un lado la dificultad, pues se cae en el caso de un ramal torrencial y el otro río más bajo que la superficie libre sobre la barrera, idéntico al anterior.

Siempre por puntos escalonados, conociendo el fondo, cuneta, naturaleza de paredes y el gasto, se puede construir el eje hidráulico hasta el pie de la barrera que se proyecta y por lo tanto resolver en cada caso concreto la situación de la punta partidora sobre la barrera. Naturalmente es más sencillo simplemente au-

(1) Según don Ramón Salas Edwards, obra citada pág. 47, en nueve caídas de las experiencias de Bazin el escurrimiento crítico se adelanta hacia aguas arriba una distancia que varía de 3 a 6 veces la profundidad crítica. En el caso que nos ocupa creemos que el adelanto será muchísimo menor. Con altura crítica 0.29 la hemos encontrado adelantada 0.40 m.

altura de velocidad media para obtener la energía cinética total de la corriente); pues creemos no se han experimentado sobre barrera; lo podremos hacer en angostamientos.

No insistimos sobre la repartición de velocidades sobre la barrera, análoga a la de canales en escurrimiento uniforme de gran ancho respecto a la profundidad, pues el sentido común dice, que no variando el ancho del canal la repartición del gasto en el sentido transversal a la corriente no se altera, si bien en el fondo se nota a veces mayor velocidad que en la superficie.

En los filetes parietales hay, como en escurrimiento uniforme, disminución de velocidad, lo que perjudica a los pequeños salientes. Esa disminución la hemos avaluado, deducida de estas tres experiencias que presentamos y algunas otras, en término medio 5% respecto a la velocidad media; siendo la amplitud de variación de dicha disminución entre 2 y 10% de la velocidad media. El descenso de velocidad solo se hace sentir en los filetes muy cercanos a la pared, y la disminución de velocidad tiene entonces mucho menos importancia relativa que en escurrimiento uniforme.

Los errores de partición que conocemos son practicamente nulos, su valor numérico no tiene significación, pues es mayor el error de medida del caudal. Tales son errores de partición -0.04 , $+0.1$ ± 1.2 por ciento, en gastos del entrante 2 350 1 374 y 1 648 m³s, contados en salientes de razón de partición 0.20 0.47 y 0.30 con el entrante.

Se han ideado marcos de barrera con ensanchamiento, la razón de ser de dicha combinación está o bien en tratar de hacer lo más parecidas las velocidades medias sobre la barrera y aguas abajo, para disminuir la pérdida de carga por choque de una masa de gran velocidad en otra de poca o bien en dar al canal un gran ancho relativo a la hondura en la sección de partición para que las curvas isotáquicas sean rectas paralelas al fondo. En ambos casos se disminuye la altura del remanso de aguas arriba.

En un tipo como éste subsistirá la disminución de velocidades en las orillas eso si que tiende a disminuir su influencia relativa, pues el gasto por unidad de ancho disminuye. Se pierde o se aminora la regularización de velocidades, pues la aceleración de la corriente es escasa o puede llegar a anularse, tendiendo la repartición de velocidades a la ordinaria de escurrimiento uniforme.

Antes de terminar los marcos de barrera nos resta decir que con ellos se ha llegado a soluciones brillantísimas, (1) imposibles o costosas en otros tipos, siendo su base racional una hermosa aplicación de la teoría a la práctica con espléndido resultado, en una ciencia como la Hidráulica en que generalmente nos tenemos que contentar con groseras aproximaciones. Por último, no se debe confundir este

(1) Tal es por ejemplo un saliente desviado en ángulo recto y cuyo fondo está 1 m. más alto que el del canal pasante.

marco con el vertedero, pues si bien es cierto que la barrera es un vertedero en pared gruesa, y que justamente se le calcula para que sobre ella se cumpla la condición de gasto máximo, que corresponde a la crisis, el ideal del marco de barrera será aquel cuyo eje hidráulico haga una simple depresión sobre la barrera; así su aplicación puede extenderse a canales de cualquier pendiente sin desperdiciar cota, pues barreras de altura justa no producen aguas arriba un remanso de gran altura.

Veinte años

En los «Anales del Instituto de Ingenieros» de junio, julio y septiembre de 1922, un artículo «Canales». Consistía ese artículo en un estudio de resqueamiento al pie de la grada en sus diferentes formas. El resalto al pie, con escurrimiento crítico sobre la grada cuando el crítico era destruido por la influencia de la grada. Esas experiencias fueron resumidas en un cuadro reproducido en nuestro «Curso de Hidráulica» (1935) y en 1928 en el opúsculo «Marcos de resalto».

Fueron motivadas nuestras experiencias por la necesidad de saber sobre la ubicación del resalto y el comienzo del régimen anterior a la grada, en estructuras tan sencillas como las de los canales.

Los estudios del trazado del eje hidráulico en los canales, a los chilenos, del profesor R. Salas (1), hicieron que se hicieran «puntos de partida», cuando éstos consistían en barreras de vertedero. Bazin, en éstos, excluía la función empírica que indicaba el límite del resalto. La carga del vertedero en la fórmula impedía la aplicación.

Aplicación continua han tenido en Chile las experiencias de los partideros de agua, cálculos de cascadas, etc. En total, 58 y fueron juzgadas y aprovechadas 80 experiencias, de Bazin, cubriendo todas las formas de resalto.

Nuestro «Curso de Hidráulica» y el opúsculo «Resalto» publicado por el Bureau of Standards de Washington, contienen datos experimentales y referencias al artículo de Hinds en «Engineering News-Record».

Pues bien, en noviembre de 1941 apareció en la «Transactions of the American Society of Civil Engineers», un artículo del señor Hinds sobre la «Pérdida de Energía en la base del vertedero libre». Este artículo, de nuestro tema, gradas con resalto alejado y resalto en la grada, experimental, en forma análoga a lo que se hacía en Chile, y utilizado abundantemente en aplicaciones en este tiempo. Son ocupadas las mismas variables.

(1) La publicación de Hinds en Engineering News-Record, comienza en 1932. En Chile en 1912; la primera en Chile en 1915. La primera chilena en el Congreso Científico de 1915.

entre 3 y 7,1) y nosotros con 19; Moore en cambio, tiene entre 3 y 14,5, 7 experiencias y nosotros 24 (1).

En la práctica pocas veces se necesita juzgar de gradas críticas, en las estructuras delicadas, con paramentos verticales que no modifiquen la forma de la napa, de manera que el resalto al pie y resalto consiguiente; por eso creemos que la experiencia de nuestra experimentación de hace 20 años con la resaca de Bakhmeteff es una prueba suficiente de la exactitud de ambas, dado que no fué nunca desmentida, el uso de nuestra tabla de valores.

La teoría del resalto en lecho rectangular de escasa profundidad, la probación experimental que podríamos llamar definitiva. Se basa en la «Momenta» del torrente anterior con la del río posterior. En 1922 encontramos el resalto límite al pie de una grada. Moore y el profesor Bakhmeteff, partiendo de la hipótesis de que se produce al pie de la grada. Reproducimos en la figura 2 los datos de 1922 y ponemos en segmentos las que corresponden al profesor Bakhmeteff. Ambas coinciden en $\frac{a}{h_c}$ menores de 1.

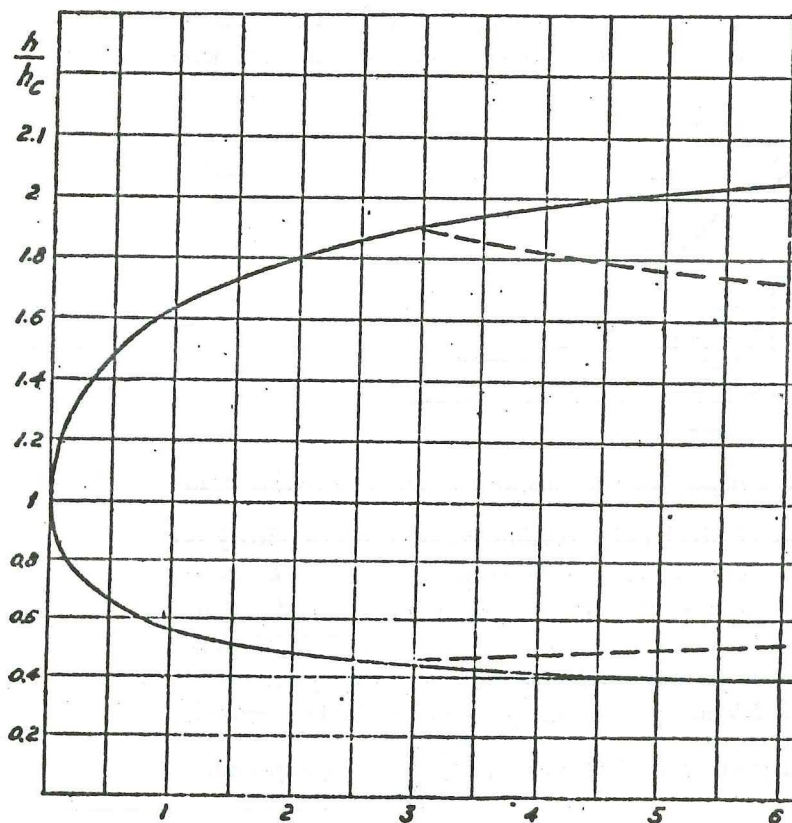


Fig. 2

(1) Moore trae un total de 11 experiencias, Bakhmeteff 24 y nosotros 24.

Hay que hacer notar que el resultado práctico que indica una simple inspección ocular del gráfico en esa rama superior correspondiente al río límite de resalto al pie es que puesto que parece que ella tiende a ponerse paralela al eje de las alturas relativas de gradas, para traer el resalto al pie en un caso dado, bastará hacer que la altura relativa del río de aguas abajo pase del valor $\frac{h}{h_c} = 2.20$, sin preocuparse de cuál sea la altura relativa de grada. De ahí la facilidad de hacerlo con colchones de agua, por ejemplo. Con las experiencias del señor Bakhmeteff la mayor hondura relativa del río es solamente de 1.90.

Debemos también recordar que junto a nuestras experiencias colocamos todas las aprovechables de vertederos de Bazin y que la coincidencia es completa, como es fácil verlo en el gráfico N.º 2, de la página 374 de los «Anales del Instituto», de junio de 1922, que calzan también las presiones dadas por Bazin en una fórmula empírica, para la parte inferior de las napas ahogadas (gráfico N.º 3, pág. 375 de los citados «Anales») y que por último las conocidas fórmulas de Bazin del rechazo del resalto, reducidas a nuestras variables, dan una perfecta coincidencia con nuestras experiencias, como también lo demuestra el cuadro de la página 400 del número de julio de 1922 de los «Anales». La reducción a nuestras variables es fácil, refiriendo la carga a la altura crítica a través de las fórmulas siguientes:

$$q = m h \sqrt{2gh}$$

$$\frac{q^2}{g} = 2m^2 h^3 = h_c^3$$

$$h = h_c \sqrt[3]{\frac{1}{2m^2}}$$

Para m da Bazin valores experimentales y fórmulas que en el artículo citado aparecen tratadas y reducidas a nuestras variables.

En nuestro artículo de 1922 nos ocupamos de la distancia contada desde el paramento de la grada en que se produce el torrente de filetes paralelos y en el cual comenzará el resalto. En el cuadro resumen aparece, como en nuestro «Curso de Hidráulica», dicha distancia. Es útil y necesaria para el trazado del eje hidráulico. En el artículo, aun se hace notar la modificación de esa distancia en las napas adherentes. Los autores americanos no se preocuparon de ella.

La Hidráulica en Chile

por FRANCISCO JAVIER DOMINGUEZ

"No imaginé que desde ese rincón del mundo hubieran salido investigaciones de tan alto vuelo".

(Párrafo de carta del Prof. Ph. Forchheimer al suscrito, del año 1924).

Grande ha sido sin duda el aporte chileno al desarrollo de la Hidráulica en lo que va de este siglo.

Ningún país de Latinoamérica usó más esta ciencia ni más temprano que Chile, porque en nuestro país hubo, hasta hace poco, más extensión regada artificialmente que en otro de Hispanoamérica; ni otro tuvo más centrales hidroeléctricas; y por último, en proporción a su población urbana, no lo hay en América con más agua potable y alcantarillados construidos. "La necesidad perfecciona el órgano", dice un aforismo que, aplicado a nuestro caso, es como decir, que pues tuvimos que usar los conocimientos de Hidráulica más que los otros, más que nadie la hicimos avanzar en la América española.

En los comienzos del siglo, la Universidad de Chile contrató al profesor de Delft, don Gerardo Van Broeckman, que tuvo la enorme virtud de maestro de despertar el interés por esta ciencia, es cierto, en mentes privilegiadas y estudiosas, y el fruto copioso no se dejó esperar.

Un problema de Hidráulica Agrícola apasionante para los técnicos y que despertaba tremendas dificultades y disensiones entre los regantes, lejos de ser resuelto se agravaba día a día, porque se hicieron comunes y fáciles las medidas relativamente exactas, que ponían de relieve los errores. Se unió a la circunstancia de tomar la cátedra de Hidráulica de la Universidad Católica uno que fue de los más eminentes maestros de Ingeniería, tanto en esa Universidad, como después en la de Chile. Aquel problema y este maestro fueron los que hicieron brotar, como por arte de magia, en pocos años, una investigación que transformó la Hidráulica de los canales. Fácil es adivinar que me refiero al profesor don Ramón Salas Edwards y fácil también, porque entre nosotros es cosa conocida, que fueron los aparatos distribuidores de los derechos de agua, llamados comúnmente "marcos partidores", los que le dieron la ocasión de actuar.

Podrá decirse que las investigaciones de la energía específica mínima realizada por don Ramón Salas los años 1911 a 1913, están en el principio de gasto máximo de J. B. Bélanger (1828) y también en J. Boussinesq (1872), pero ni aquél ni este sabio valorizaron el principio y extrajeron de él consecuencias, ni tampoco en resguardo de la verdad, lo enunciaron como energía mínima. Que esas fueron las fuentes del profesor Salas, no hay que dudarlo. Fueron también las que a Bakhmeteff, como él mismo me lo asegurara, las que le permitieron enunciarlo en S. Petersburgo en 1912, pero sin connivencia ni conocimiento de lo chileno, como tampoco lo hubo en el profesor

Salas, con respecto de las investigaciones del entonces profesor ruso, que lo fue después americano.

La transformación de la Hidráulica de las corrientes abiertas por el descubrimiento del profesor Salas fue completa, fundamental. La simplicidad reinó de golpe en la árida materia en que ecuaciones mal interpretadas, porque faltaba la base física que puso don Ramón Salas, sólo daban confusiones y aciertos parciales. Un cuerpo de doctrina claro, simple y completo presentó en su clase el profesor Salas, y poco después, en 1915, lo llevó escrito en inglés al Second Panamerican Scientific Congress, celebrado en Washington, desde cuyas actas publicadas inmediatamente después, se divulgó en los EE. UU. pero, hay que decirlo, sin jamás indicar que era un estudio chileno del profesor Salas.

En resumen, el descubrimiento de don Ramón Salas E. fue que el mínimo de la energía por unidad de peso, contada desde el fondo, en una corriente abierta líquida de fluido incompresible, paralela, de movimiento permanente, se producía con una velocidad igual a la celeridad de las ondas de traslación, y que la altura líquida correspondiente era la altura crítica, definida con ese nombre antes por Bélanger, porque era punto de comparación en la discusión de los casos del movimiento gradualmente variado en canales. El profesor Salas demostró que la altura crítica divide las corrientes abiertas en dos grupos de comportamiento antagónico, con respecto a las variaciones de altura que las pérdidas de carga de frotamiento producen. Para Bélanger la altura crítica no tuvo significado físico, era solamente la raíz cúbica de $\frac{q^2}{g}$.

que como tenía dimensiones de longitud y era punto de comparación la llamó "profundidad crítica". Es, en cambio, trascendental el significado de esta magnitud en la investigación del profesor Salas, pues siendo la velocidad crítica la de la onda, corrientes más veloces que la crítica no pueden ser remontadas por ondas, o no dependen de aguas abajo y viceversa. El profesor Salas planteó en forma nueva la teoría del resalto, demostrando la igualdad de la función "Momenta" antes y después de un resalto completo. Dio también a este fenómeno, confuso antes, el significado hoy universalmente conocido de enlazar una corriente torrencial, puesta por condiciones de aguas arriba, con una tranquila exigida por condiciones de aguas abajo, demostrando que no podía suceder lo contrario. Esto así dicho, hoy día, nos parece pueril, porque gracias al profesor Salas es muy claro, pero sería necesario leer autores como Boulin, Réval, y aún Boussinesq, para darse cuenta de la imprecisión de los conceptos y oscuridad con que se abordaban las circunstancias de este fenómeno.

El impacto en la práctica profesional fue enorme en Chile, especialmente inmediato lo fue en el problema de partición de aguas,

en que los aparatos automáticos, que ningún ingeniero se atrevía a corregir cuando daban errores de partición del orden de 20%, se construyeron sin error apreciable, menor que el propio de los aparatos de medida bien tarados.

En 1916 ideado por el profesor Salas, me tocó experimentar el "escurrimiento crítico" producido por un estrechamiento local, sin variación en el fondo, y tuve la suerte, quizás el primero en América, de medir al altura crítica, producida en una estructura diseñada con ese objeto.

El profesor Salas despertó un gran interés por este ramo, prueba de ello es la inmensa labor de investigación hidráulica que se ha desarrollado, algo en el campo, pero especialmente en los laboratorios de Hidráulica de las Universidades Católica y de Chile desde 1920 hasta ahora. Una sumaria enumeración que empezaremos cronológica para seguir por materias, nos va a dar una idea de la labor realizada.

A la experimentación del escurrimiento crítico por angostamientos, que hice en el terreno en 1916, siguió en el laboratorio el de las gradas de bajada con crisis seguidas de torrente (1922) y los vertederos triangulares (1924), en que fueron determinados los coeficientes de gastos en ángulos de 15º, 30º, 45º, 60º, 90º y 120º.

En materia de resaltes se han hecho las siguientes tesis experimentales: en lechos rectangulares sin pendiente (1934), (1944); en lechos con gran pendiente, dos tesis en 1956; en pendiente mixtas (1957); resaltes incompletos al pie de gradas (1954 y 1955) y siguiendo a una compuerta (1955).

En otras singularidades en canales podemos enumerar las siguientes tesis experimentales: ensanchamientos bruscos en canales por grada de bajada (1950); con grada y aumento del ancho (1953); con simple aumento brusco del ancho (1954); en ensanchamientos paulatinos en canales (1930 y 1932). En gradas de bajada precedidas y seguidas de régimen torrencial (1942 y 1954). Gradas de subida (1953).

En escurrimiento en canales, sobre coeficientes de aspereza (1922); otra sobre velocidad media en relación a un flotador superficial (1935). Escurrimientos en canales con incorporación de aire (1961), y numerosas medidas del coeficiente de Coriolis, tanto en régimen uniforme (1935), como en rápidas aceleraciones (1917 y 1925). Coeficientes de gasto de compuertas y verificación experimental del estudio teórico (1955). En codos con régimen torrencial (1950). En angostamiento brusco (1952). Socavaciones al pie de vertederos de napa libre (1962). Vertederos triangulares influenciados (1956 y 1958).

En singularidades cerradas se experimentaron los ensanchamientos bruscos, aun en escurrimientos de poco caudal y dimensiones pequeñas para conocer la influencia del número de Reynolds (1953); orificios con contracción completa, incompleta e imperfecta también determinando la influencia del número de Reynolds (1949), y en cañerías lisas de cobre (1958) y plástico (1959), en perfecta concordancia con las fórmulas de Colebrook y Prandtl y gráfico de Moody para cañerías lisas.

No podemos entrar aquí en un análisis técnico del alcance de cada una de estas experiencias en el progreso de la Hidráulica; hay sin embargo algunos detalles que vale la pena subrayar: por ejemplo, en Chile

La hidráulica...

(De la pág. 7)

fue donde primeramente se midieron los torrentes al pie de gradas. En Chile por primera vez se comprobó la constancia de la "Momenta" en los ensanches bruscos, con la hipótesis antes corriente, ahora comprobada de que la presión anterior rige hidrostáticamente desde el nivel libre anterior, obrando sobre una área de esa altura con las dimensiones transversales de la sección final. No conozco tampoco experimentación extranjera en angostamiento brusco, gradas de subida, ensanchamientos paulatinos de canales. Ocioso es, además, recalcar que fuimos los primeros en experimentar y medir directamente como tal el régimen crítico sobre barreras y estrechamientos, y que los partidarios que lo suponen obedecen al cálculo con gran precisión, a pesar de todas las circunstancias que por razones de curvaturas de filetes, capa límite con despegues, etc., no hacen cumplir exactamente las condiciones de mínima energía unitaria con escurrimiento de filetes paralelos.

¿Quién ha hecho esta nutrida experimentación? Intencionadamente no he dado nombres, pero está muy lejos de ser anónima. Ella ha sido efectuada por jóvenes egresados de ambas Universidades de Santiago, indiferentemente en los laboratorios de Hidráulica de la Universidad de Chile y Católica, yendo los de ésta al de aquella y viceversa, en una cooperación tan efectiva como desinteresada, como requiere, o mejor dicho exige la Ciencia.

ANALES
DEL
INSTITUTO DE INGENIEROS
DE CHILE

Gradas de bajada en canales

POR

FRANCISCO JAVIER DOMINGUEZ S.

Una grada es una desnivelación brusca del fondo de un canal. Las gradas pueden ser de subida o bajada, según si el fondo de aguas abajo está mas alto o mas bajo que el de aguas arriba. Según sean las condiciones del canal corresponderá en ambos tipos de grada una bajada o un peralte del eje hidráulico.

Los estudios sobre gradas de bajada que siguen descansan sobre los principios e hipótesis que se enuncian a continuación. El movimiento es permanente, es decir no varía en cada punto en función del tiempo. Siempre que el escurrimiento medio local se pueda concebir hecho por filetes paralelos o de curvatura moderada, es decir siempre que exista el escurrimiento uniforme o gradualmente variado, se aceptará que en la sección transversal rige la repartición hidrostática de presiones. La expresión del total de la energía por unidad de peso en una sección es la suma de Bernoulli o simplemente el Bernoulli como lo llamaremos, suma de la cota, altura de presión y altura media de velocidad $B = z + \frac{P}{\gamma} + \frac{U^2}{2g}$. En secciones que rige la ley hidrostática, referido al fondo, el Bernoulli será $B = h + \frac{U^2}{2g}$ Siendo h la profundidad. Supondremos únicamente lechos rectangulares de ancho constante. El mínimo de la energía unitaria en la hipótesis de paralelismo de filetes anotada corresponde al escurrimiento crítico, de velocidad $\sqrt{gh_c}$ igual a la celeridad de las ondas de traslación. El valor del Bernoulli mínimo es pues $B_c = \frac{3}{2} h_c$.

SECCIÓN TÉCNICA

Gradas de bajada en canales

por

FRANCISCO JAVIER DOMINGUEZ S.

(Continuación)

Si el torrente se produce al pie de la napa se le puede trazar por puntos escalonados pues se conoce su punto de partida, interesa evidentemente prever la posibilidad de su producción. El límite de su posibilidad es que la profundidad relativa al pie de la napa, que hemos llamado R , satisfaga las condiciones de resalto que lo transformará en el río de aguas abajo.

Partiendo de la ecuación conocida de los resaltos (1)

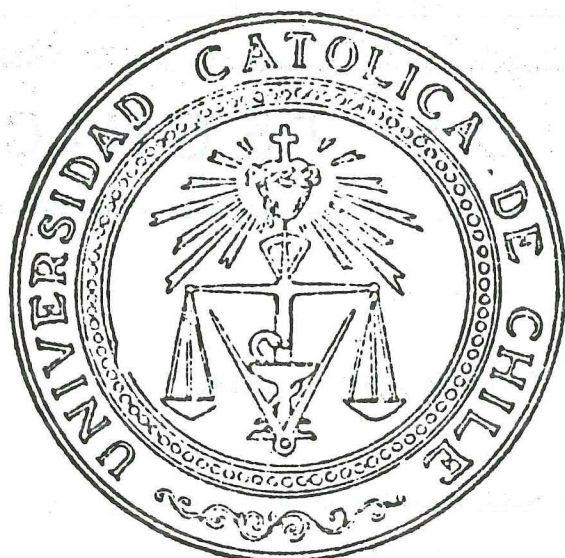
$$\frac{\omega_1 + \omega_0}{2} \omega_0 \omega_1 = \frac{a Q^2 l}{g \cos i}$$

en que ω_0 y ω_1 son las secciones antes y después del resalto y l el ancho del canal; si suponemos $\cos i = 1$, $a = 1$ y lecho rectangular de ancho constante, notando que $\omega_0 = h_0 l$; $\omega_1 = h_1 l$ y $\frac{Q^2}{l^2 g} = h_c^3$, obtendremos

$$\frac{h_0 + h_1}{2} h_0 h_1 = h_c^3$$

ecuación que dividida por h_c^3 , llamando $\frac{h_1}{h_c} = S$ e introduciendo, en el caso límite que nos ocupa la condición $\frac{h_0}{h_c} = R$, profundidad relativa del torrente al pie de

(1) Boussinesq "Eaux courantes" pág. 131.



REVISTA UNIVERSITARIA

PUBLICACION MENSUAL

AÑO XIII

Septiembre de 1928

NÚM. 7

Pbro. Francisco Vives E.
Director

José A. Le Fort
Administrador

Dirección y Administración: Delicias 340 — Casilla 114 D

744

REVISTA UNIVERSITARIA

Marcos Partidores ⁽¹⁾

De don Fco. Javier Domínguez S.

Sumario

1 Introducción—2 Partición proporcional—3 Marcos de escurrimiento crítico—4 Marco de estrechamiento: a) Partes constitutivas—b Pérdidas de carga de entrada y salida—c) Proporciones que dan la más perfecta repartición del gasto en la sección de partición—d) Cálculo completo— e) Condiciones de establecimiento— f) Ejemplo—5 Marco de barrera —a) Partes constitutivas—b) Pérdidas de carga—c) Distribución del gasto sobre la barrera—d) Cálculo completo—e) Condiciones de establecimiento— f) Ejemplo— 6 Barrera con estrechamiento—7 Breve crítica de los otros tipos de marcos.

ANALES

DEL INSTITUTO DE INGENIEROS DE CHILE

Calle San Martín N.º 352 - C: silla 487 - Teléf. 88841 - Santiago - Chile

Año XXXII

Septiembre de 1932

N.º 9

Hidráulica

Francisco Javier Domínguez S.

Nueva forma de la ecuación de la tangente a la curva de remanso en movimiento gradualmente variado permanente

La importancia creciente que en revistas y modernos tratados científicos de Hidráulica se viene dando al movimiento variado, responde al deseo de coincidir con la realidad objetiva en los problemas de corrientes abiertas, torpemente abordados muchas veces con fórmulas de movimiento uniforme. Este estudio, uno de los más interesantes en la Hidráulica de los Canales, ha logrado en Chile un desarrollo superior al de muchos países, gracias a las investigaciones del profesor Salas Edwards. Nos parece interesante contribuir a él presentando una manera muy sencilla de llegar a la expresión que da la inclinación de la tangente a la curva de remanso eliminando simplificaciones burdas de partida, como muy comúnmente se hace.

La fórmula clásica atribuida a Bélanger, que supone ancho infinito y constancia del coeficiente llamado de Chézy, b o C se escribe:

$$\frac{dh}{ds} = i \frac{h^3 - h_u^3}{h^3 - h_c^3}$$

En ella h es la profundidad actual de la corriente, h_u la profundidad de mo-

vimiento uniforme, o profundidad normal y h_c la profundidad crítica; i es la pendiente del lecho. La comparación de las alturas de agua da el signo de $\frac{dh}{ds}$ y la forma de la curva de remanso. El coeficiente b o C , a que hemos hecho referencia es el de las fórmulas

$$U = \frac{1}{\sqrt{b}} \sqrt{hi} = C \sqrt{hi}$$

en que el radio hidráulico se ha reemplazado por la altura de agua por considerarse el ancho infinito y en que b o C se supone independiente de dicha magnitud. Es de gruesa aproximación generalizar, suponiendo rigurosamente aplicable esa expresión en lechos de las formas usuales y en los que b o C varía, según fórmulas experimentales, con el radio hidráulico.

Para sentar la nueva expresión se supondrá lechos de formas usuales: rectangulares, parabólicos, trapeziales, etc. Se limita únicamente, al caso corriente,

que la derivada $\frac{d\Omega}{dh}$, de la sección respecto a su altura sea o constante

ANALES

DEL INSTITUTO DE INGENIEROS DE CHILE

Calle San Martín N.º 352 - Casilla 487 - Telef. 88841 - Santiago - Chile

Año XXXIII



Marzo de 1933



N.º 3

HIDRÁULICA

Fco. Javier Domínguez S.

Sobre el remanso producido por los machones de un puente. (1)

ESTE problema, que consiste en determinar la diferencia de altura de agua entre aguas arriba y abajo del estrechamiento que provocan en una corriente los machones de un puente, es una aplicación de la teoría de los ensanchamientos bruscos y paulatinos. Pocas cuestiones prácticas han preocupado más a los hidraulistas, ya sea teóricos o experimentales, que el remanso que produce el paso del agua entre los machones de un puente. Sin pretender clasificar ni abarcarlos a todos, basta citar a Dubuat (1786), Vicat (1836), D'Aubisson (1840), Navier (1843), Weisbach (1855), Rühlmann (188), Wex (1888), Montanari (1891), Lorenz (1910), Nagler (1917) y Rehbock (1919). Todos los textos de Hidráulica tratan el problema; algunos con gran extensión. A la importancia desmedida que se le ha atribuido al estudio del remanso que producen los machones del puente es necesario agregar que la gran mayoría de las fórmulas experimentales, y aún las teóricas presentadas, son o de aplicación muy restringida o groseramente erradas. Weyrauch (2) hace notar, con un ejemplo, la discrepancia enorme entre los resultados de las fórmulas más consideradas. ¿A qué se debe esta doble anomalía? La importancia dada al problema es debida a la aparición del resalto y velocidades peligrosas en el torrente que le precede, en los momentos de creces. Esto sucedía en grandes corrientes bajo los puentes de albañilería de machones muy anchos, que hoy día tienden a desaparecer. La segunda, o sea la poca exactitud de las fórmulas propuestas es debida al desconocimiento de la energía mínima que fácilmente se presenta en las partes más estrechas, cuando la suma de Bernoulli de la corriente en la sección que sigue al puente es pequeña. Como nos enseña la Hidráulica, en los angostamientos, como sobre las barreras se encuentra

(1) Este artículo está sacado del Capítulo VI del Curso de Hidráulica profesado por el autor en la Universidad de Chile y Universidad Católica.

(2) Hydraulisches Rechnen, última edición 1921, págs. 238 y sgts.

ANALES

DEL INSTITUTO DE INGENIEROS DE CHILE
Calle San Martín N.º 352 - Casilla 487 - Teléf. 88841 - Santiago - Chile

Año XXXVII

♣

Marzo de 1937

♣

N.º 3

Fco. Javier Domínguez S.

Integración gráfica de la ecuación de remanso

HAN trabajado los hidraulicistas de todas partes del mundo por facilitar el cálculo de las curvas del eje hidráulico del movimiento variado, largo y demorado a veces en desproporción con el resultado obtenido. Entre ellos abundan los que han introducido simplificaciones que habiéndolo facilitado muy poco, en cambio lo han desfigurado, apartándose los resultados enormemente de la realidad: tales son especialmente las consideraciones de ancho infinito, de coeficiente C constante o las que prescinden de las variaciones de $\frac{U^2}{2g}$.

Si esto sucede para llegar a sentar la ecuación diferencial de la curva de movimiento variado, mucho peores son los resultados que las simplificaciones ocasionan en su integración, o sea, la utilización práctica de dicha ecuación. Son groseras las simplificaciones necesarias para llegar a algún resultado más aparente que efectivo. Las siguientes ideas constituyen, precisamente, un método gráfico sencillo de hacer esa integración.

Hace unos dos años, publiqué en «Los Anales del Instituto de Ingenieros» un pequeño artículo, que se titulaba: «Nueva forma de la ecuación de la tangente a la curva de remanso», en que sin hacer ninguna hipótesis que limitara la validez de su aplicación daba todas las características de los seis casos de movimiento variado. Esa ecuación es:

$$\frac{dh}{ds} = \frac{V^2 (i - J)}{V^2 - U^2} \quad (1)$$

en que $V^2 = g \frac{\Omega}{l}$, siendo Ω la sección mojada y l el ancho superficial, correspondientes a la altura h que tiene el agua en el punto considerado; J es la pérdida de carga y vale en función del gasto: $J = \frac{Q^2}{\Omega^2 C^2 R}$, si en esta ecuación ponemos C en alguna de las formas monomias usuales, como son las fórmulas de Manning o Forchheimer, se tendría:

$$J = \frac{Q^2 n^2}{\Omega^2 R^m}$$

Aforo por compuerta

Es de interés práctico para el ingeniero hidráulico el aforo por medio de las simples medidas geométricas de dos alturas de agua y de la abertura de una compuerta, pero así como es sencilla la operación de tales medidas, puede dar origen a un cálculo de tanteos no difícil, en caso alguno, pero sí no muy corto.

El caso general que queremos resolver consiste en que se nos den medidas las alturas h_0 , h_1 y la abertura a como el ancho del canal, que suponemos igual al de la compuerta. Sobre la medida de la altura h_0 , no hay dificultad ninguna; puede en cambio, ser o muy fácil o muy difícil la de h_1 , pues si se trata de una vena contraída aparente, lo que supone el resalto rechazado (fig. 2), será muy fácil la medida, pero

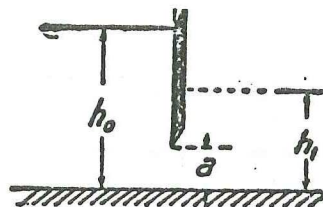


Fig. 1

si el resalto cubre el pie de la compuerta, formando en ese sitio un resalto incompleto, lo que significa la existencia de un torbellino o rodillo superficial R (fig. 3), que mantiene en constante agitación el agua; para determinar la altura h_1 habrá que retirarse suficientemente del plano de la compuerta y medirla donde la agitación nos permita determinar una altura constante y haya terminado el torbellino superficial.

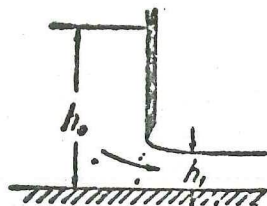


Fig. 2

Desde el punto de vista teórico nos basta, que aun en el caso de resalto rechazado, se nos dé la altura h_1 final del resalto para poder determinar el gasto que escurre por la compuerta, sin necesidad de que se nos indique que dicho resalto es rechazado, pues poseemos relaciones suficientes que nos indican dicho rechazo.

Haremos a continuación la determinación del gasto por medio de dos ejemplos: uno que dé resalto rechazado y otro con la vena contraída cubierta por el resalto.

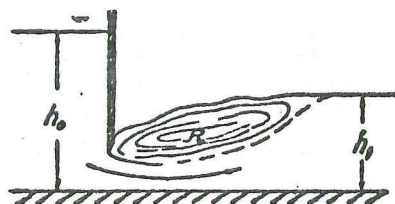


Fig. 3

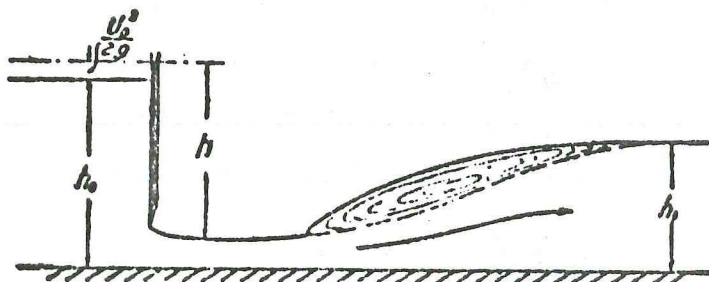


Fig. 4

El error de un aforo por compuerta, en cualquiera de ambos casos, es del orden del 1 al 2%, por efecto del error del coeficiente de gasto que se supone en los cálculos. Si agregamos el de las medidas de h_0 , h_1 y a ,

VERTEDEROS EN PARED DELGADA

Por FRANCISCO JAVIER DOMINGUEZ S.

Bien sabemos que los vertederos en pared delgada, que aireados por debajo de la napa con presión atmosférica llamada por Bazin de napa libre, usados hasta el primer cuarto de este siglo como aparatos de aforo indirecto, es decir, que midiendo dos magnitudes geométricas, dos longitudes; la carga y la altura de barrera, o más práctico aun: la hondura de aguas arriba y la altura de la barrera, fueron dejados de lado por la concepción de aparatos más prácticos como los aforadores o marcadores de escurrimiento crítico y de resalto (Ventury flume), que pierden menos carga. Su uso se ha relegado al laboratorio donde su difícil instalación es problema secundario.

Los vertederos en pared delgada, sin napa libre son evidentemente menos usados todavía que los de napa inferiormente aireada. La experimentación sistemática, abundantísima y precisa de H. Bazin ejecutada en Dijon desde 1886 a 1889 era la única que se poseía; en parte por su poca utilidad práctica y además por ser relativamente antiguas y no tomaban naturalmente en cuenta circunstancias que se han introducido posteriormente a ellas en la hidráulica, hoy los textos del ramo ni mencionan este tipo de vertedero. Como un estudio más expectativo que práctico, para conocer el valor de aquellas experiencias, es que, en el Laboratorio de Hidráulica de la Universidad de Chile, se dio en 1961 a los Sres. C. Alfaro y C. Patrickson la tesis "Estudio de los vertederos en pared delgada" como memoria del título de ingenieros civiles, que acaba de ser aprobada con distinción unánime.

En esta tesis experimental han llegado sus autores al gráfico que publicamos con este artículo, que demuestra su valor por la rapidez con que pueden ser resueltos todos los problemas concernientes a los vertederos en pared delgada con napas no libres.

En el gráfico aludido queda explicado el significado de las letras: h la carga o altura que hay desde el nivel libre hasta el del umbral, medida a una distancia de 3 a 5 h aguas arriba de la barrera. La altura de ésta se llama a y h_r la altura del agua, aguas abajo, al final del resalto, ya sea este completo, porque comienza dejando libre al torrente después de la napa del vertedero o bien incompleto, porque el resalto cubre el pie de la napa. Si el torrente se forma al pie de la barrera su altura se denomina h_r .

Los ejemplos siguientes, que cubren todos los casos que se puedan presentar nos demuestran la facilidad del uso del gráfico:

1.er Problema.—Conocidas la carga h , la altura de la barrera, a , y la altura de aguas abajo h_r , determinar el gasto que escurre.

Todos los problemas los resolvemos por unidad de ancho únicamente, pues si se conoce el ancho, es cuestión de multiplicar por ese ancho para obtener el gasto total.

Este primer problema supone, como lo veremos, resalto al pie de la napa.

Serán datos:

$$h=0,50; a=1m; h_r=1,20 m.$$

Formando las razones

$$\frac{h_r}{a} = \frac{1,20}{1,0} = 1,20 \text{ y } \frac{h}{a} = \frac{0,5}{1,0} = 0,50$$

entramos al gráfico cayendo en la zona de napas ahogadas, con resalto al pie, napa sumergida cerca del límite de la zona en que se convierte en superficial. Interpolando leemos

$$m = 0,412$$

Viendo en una tabla, o calculando $h\sqrt{2gh}$, que en nuestro ejemplo vale 1,57 m²/s, obtenemos finalmente el gasto unitario:

$$Q = 0,412 \times 1,57 = 0,647.$$

Calculando con Bazin hubiéramos tenido:

$$m = \frac{m}{m_0} \times m_0 = 0,925 \times 0,437 = 0,404$$

o sea una diferencia en el gasto de 2%, por defecto con respecto al gráfico de Patrickson - Alfaro.

2º Problema.—Conocido el gasto unitario, la altura de la barrera a y la altura que ese gasto tomaría aguas abajo del vertedero si no hubiera la barrera, determinar la carga del vertedero.

Aceptemos:

$$Q = 0,300; a = 0,50 \text{ y } h_r = 0,60$$

Con el gasto unitario Q , calculamos la altura crítica h_c , que en nuestro ejemplo resulta ser $h_c = 0,209$ m.

$$\text{Con la razón } \frac{h_r}{a} = \frac{0,60}{0,50} = 1,20, \text{ y la razón } \frac{h_c}{a} = \frac{0,209}{0,500} = 0,418 \text{ entramos}$$

al gráfico en que leemos $\frac{h}{a} = 0,585$ o sea $h = 0,293$ m, carga que verifica el gasto.

Tuvimos nuevamente napa ahogada con resalto al pie. Estas napas son las más frecuentes, las más estables y fáciles de experimentar.

3.er Problema.—Como en el primero, pero con una altura de aguas abajo que nos dé resalto alejado.

Sean datos: $h = 0,50$ m; $a = 1$ m; $h_r = 0,60$ m. Calcular el gasto unitario.

Formando las razones de las abscisas y ordenadas del gráfico, tenemos:

$$\frac{h_r}{a} = \frac{0,60}{1,00} = 0,60 \quad \frac{h}{a} = \frac{0,50}{1,00} = 0,50$$

Entrando al gráfico vemos que caemos en la zona debajo del rechazo del resalto, por lo tanto h_r no influye. Nos elevamos verticalmente por la línea de h

hasta encontrar la curva de "rechazo del resalto", puesto que en las napas con resalto alejado el coeficiente de gasto es independiente del nivel de aguas abajo h_r , que viene a ser la altura de río posterior al resalto.

Así leemos $m = 0,494$, y como para $h = 0,50$ $h\sqrt{2gh} = 1,57$, tenemos, finalmente

$$Q = 0,494 \times 1,57 = 0,775 \text{ m}^2/\text{s}.$$

4º Problema.—También con vertedero seguido de torrente o sea resalto alejado, conocido el gasto, la altura de barrera calcular la carga.

$$\text{Sea } Q = 0,80 \text{ m}^2/\text{s}, \quad a = 0,50 \text{ y } h_r = 0,60.$$

El gasto nos da $h_c = 0,403$ o sea $\frac{h_c}{a} = 0,806$ como $\frac{h_r}{a} = 1,20$, entramos al gráfico siguiendo la horizontal $\frac{h_r}{a} = 1,20$ hasta cortar la curva de $\frac{h_c}{a} = 0,806$, vemos que pasamos la línea de rechazo del resalto, por lo tanto, buscando sobre la curva de rechazo del resalto el valor $\frac{h_c}{a} = 0,806$, la encontramos interpolando, para $\frac{h}{a} = 1,07$ o sea

$$h = 1,07 \times 0,5 = 0,535 \text{ m}.$$

Bazin, en este problema, tras más laborioso cálculo nos hubiera dado $h = 0,530$, con un error en la carga de 1% y en el gasto, aceptando $h = 0,535$, de 1,5% por exceso.

DISEÑO HIDRAULICO DE UN PUENTE ACUEDUCTO

Ing. Francisco Javier Domínguez

El cálculo de un puente acueducto, desde el punto de vista hidráulico, ofrece particularidades que son conocidas: tales son, por ejemplo, que el fondo de él conviene sea más alto que el del canal que sigue y le antecede y que su pendiente sea mayor que la de esos canales;

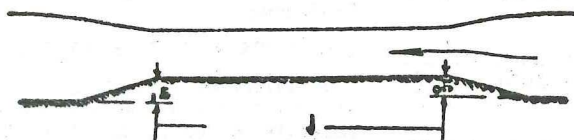


Fig. 1

además, su ancho y rugosidades de paredes se proyectan menores que los del canal. La mayor pendiente del trozo en puente obedece al hecho de disminuir la carga o sollicitación del puente para los efectos del cálculo de estabilidad de la obra y su menor ancho también. Su menor rugosidad lleva en vista una disminución de la pérdida de carga de frotamientos.

También hay conveniencia de que la altura de escurrimiento sobre el puente sea en lo posible la misma en toda su longitud, condición que equivale a decir que haya movimiento uniforme. Es claro que teóricamente no alcanza a desarrollarse el movimiento uniforme, pero se puede conseguir la misma altura en todo el largo del puente acueducto.

La solución del problema es que el total de pérdida de carga ocasionado por la singularidad del puente: entrada, puente mismo y salida, sea la menor posible y que aguas arriba, en el canal de acceso, no se produzca un remanso apreciable, que disminuyendo la velocidad produzca embancamientos, ni que se acelere esa corriente más allá de lo admisible con posibilidades de erosión. Si nos ponemos en el caso de que fuera del puente acueducto

se ha calculado la sección con el máximo de velocidad admisible, no podrá la altura de agua en el canal de acceso, disminuir de la de escurrimiento uniforme y será conveniente situar el fondo del puente y de este canal de manera de producir la altura normal en el canal de acceso al comienzo del embudo de entrada.

Es corriente, por razones constructivas, dar al puente acueducto sección rectangular y como lo ordinario será que el canal, fuera del puente, sea de sección trapezoidal, los enlaces entre el puente y el canal, tanto por aguas arriba como por aguas abajo, han de ser entre secciones rectangulares y trapezoidales.

Como se ha dicho, la altura de escurrimiento en el puente conviene disminuirla; esto ocasiona que el fondo en el puente mismo, para dar un enlace de ejes hidráulicos de mínima pérdida de carga, esté más alto que los del canal anterior y posterior, es decir, que los enlaces son con gradas, o sus equivalentes hidráulicos, y por lo tanto se calcularán por la constancia de la "Momenta".

Conviene que en todas partes el escurrimiento sea tranquilo o de río, para evitar resaltos; teniendo esto en vista, el cálculo se dispone en la siguiente forma: a) ensanche, con grada de salida; esto determina por medio de la aplicación del teorema de la constancia de la Momenta la altura sobre el puente acueducto, al comienzo de la singularidad de salida; b) se toma esta altura como normal sobre el puente y con ella se determina la pendiente y, por lo tanto, las cotas a la entrada y salida dentro de la sección rectangular del puente canoa; c) la altura a la entrada del acueducto, que es la correspondiente como altura normal a su pendiente; si tomamos la del canal como inicial nos determina una singularidad, como grada de subida, y precisamente estimando la pérdida o aplicando nuevamente

Palabras pronunciadas por el Decano de la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile, Ingeniero Atilano Lamana Pola en el entierro del profesor Francisco Javier Domínguez Solar.

En nombre de la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile me corresponde el honor y penoso deber de acompañar, despedir y dar cristiana sepultura a los restos mortales de quien fue nuestro profesor e investigador, y profesor émerito de la Universidad de Chile, ingeniero civil Dn. Francisco Javier Domínguez Solar.

Maestro de ingenieros, creador de una escuela chilena en una importante área de la ingeniería, puso en alto el nombre de Chile muy lejos de sus fronteras.

Consagrado desde temprano a su disciplina, fiel a su vocación y a su destino, profesó su materia de la manera más completa, como ingeniero, como investigador y como profesor, encontrando en esas tres actividades fecundas relaciones mutuas. Los problemas de ingeniería que encontraba sin resolver, los abordaba en sus investigaciones, en las que por cierto colaboraban sus discípulos, y pronto los incluía en la exposición de sus clases. Sentó cátedra en el área de la Hidráulica. Sus trabajos se pueden además considerar como el inicio de la investigación en ingeniería en Chile y en especial de la investigación experimental. Lo que fueron modestamente, sin más aspiración, sus apuntes de clase, se convirtieron en un libro que alcanzó amplia difusión internacional y que incluso, hasta muchos años después, se toma como modelo de lo que todavía estaba por hacerse en países de la más avanzada ingeniería.

Hombre de gran talento, no lo escondió celosamente sino que lo desarrolló con su esfuerzo, y lo sembró y lo cultivó, multiplicándolo con prodigalidad en generaciones de ingenieros.

Solía decir : "Encuentro mi máxima satisfacción en la cátedra y, después de los míos, lo que más quiero en la vida son mis alumnos" y por ese cariño, que desde luego le era correspondido, se sentía tan compenetrado en ellos, que quizás de ahí venía su prolongada juventud, su prodigiosa vitalidad. Con su palabra viva llegaba al corazón del discípulo transmitiéndole el gusto por la profesión de ingeniero, su actitud permanente de búsqueda de la verdad, la alegría de crear dirigiendo las fuerzas de la naturaleza.

Por más honores que hemos querido hacerle, son más los que él ha dado a la Universidad y al país.

Aunque su vida mortal ahora se extingue, seguirá viviendo en la mente y en el espíritu de sus discípulos y de los discípulos de sus discípulos.

Palabras pronunciadas por don Eugenio Lobo P., Director General de Aguas, en representación del Ministerio de Obras Públicas con ocasión de los funerales de don Francisco Javier Domínguez S.

Señoras y Señores :

Despedir a don Francisco Javier Domínguez, el querido y siempre presente don Pancho Jota de la Ingeniería Hidráulica de Chile, no es ocasión para lamentar su paso a esa otra vida en la que él tan profundamente creía, sino para repasar su trayectoria humana, científica y docente y recordar todos aquellos rasgos suyos que conformaron su rica personalidad volcada siempre con sana pasión en defender los valores en que él creía y que él, como maestro por excelencia, siempre quiso inculcar en sus alumnos.

Los que tuvimos el privilegio de ser sus alumnos en la Universidad y después sus alumnos durante toda una vida profesionalmente ligada a la disciplina hidráulica, recordaremos siempre esa triple faceta de don Pancho que sabía unir el rigor científico con la docencia en su permanente transmisión de conocimientos y con su clara concepción de la vida como don divino, todo esto dentro de un calor humano que hacía atractiva esa transmisión de conocimientos tan fundamentales.

Serán inolvidables esas improvisadas tertulias en su despacho del Laboratorio de Hidráulica de la Universidad, en que se hablaba de lo divino y de lo humano y que ampliaban el marco y enriquecían con valores adicionales, el conocimiento hidráulico propio del quehacer del Laboratorio.

Personalidades como la del profesor Domínguez superan su curriculum, porque la mención de lo que hicieron, siendo tanto, no refleja lo realmente importante que es, como lo hicieron.

Su actuación en los congresos de hidráulica y en todos los foros relacionados con la especialidad, fue siempre sobresaliente y sus artículos científicos y su texto de hidráulica han sido guía y fuente segura de información en que se han basado, gran parte de las obras hidráulicas en Chile y en toda América-Latina. Que halagador ha sido comprobar la influencia y la admiración de que el profesor Domínguez gozaba en toda Sudamérica y que ponía a la Ingeniería Hidráulica chilena en un sitio especial ante los colegas latinoamericanos.

Los ingenieros del Ministerio de Obras Públicas y en especial los que laboramos en los servicios directamente relacionados con el agua - Dirección General de Aguas, Dirección de Riego, Servicio de Obras Sanitarias, Dirección de Obras Portuarias, Departamento de Obras Fluviales e Instituto Nacional de Hidráulica, queremos testimoniar el profundo agradecimiento que profesamos a don Francisco

Javier por lo que hizo por la Hidráulica y por lo que él puso en cada uno de nosotros para despertar el interés profesional en las cosas del agua y en que esos conocimientos se vertieran en obras para el beneficio de Chile, como él lo hizo desde sus inicios en la vida profesional, como ingeniero de la Comisión de Puertos y el Departamento de Obras Marítimas.

Sabemos que don Pancho desde la gloria en que seguramente se encuentra, seguirá velando porque los conocimientos por él transmitidos, siempre se empleen tras la búsqueda del bien y que la complementación entre la ciencia pura y su aplicación a las obras, continúe tal como le gustaba que fuera - para mayor gloria de Dios y bienestar para Chile.

**Palabras pronunciadas por el Presidente del Colegio de Ingenieros de Chile
Ing. Eduardo Arriagada, en el funeral de don Francisco Javier Domínguez S.**

Casi centenario, pero con una perenne juventud que siempre lo acompañó, ha caído un roble a cuya sombra se acogieron muchas generaciones de estudiantes de Ingeniería de nuestras dos más importantes Universidades del país. Un porcentaje muy grande de Ingenieros chilenos fuimos sus alumnos.

En nombre del Colegio de Ingenieros de Chile, vengo a este sitio a rendir nuestro reconocimiento, pues junto con ser Miembro Vitalicio de nuestra Orden, era uno de nuestros miembros más distinguido.

Hace 10 años en un solemne acto en el Teatro Municipal se le dió la máxima distinción que otorga el Colegio y hace sólo un año le rendimos un homenaje, el de mayor asistencia de ingenieros que yo recuerdo, en el que además lo despedimos de su actividad académica y profesional.

En estos instantes dolorosos en que le rendimos un homenaje a su partida tenemos muy presente el recuerdo de su ancianidad, tan plena, tan rica. Siempre maestro, siempre amigo, su cuerpo físico que hoy enterramos fue el vaso portador, durante casi un siglo, de un alma privilegiada, en que los valores del espíritu se empinaron avasalladores sobre su existencia; allí había habitado una inteligencia superior, una voluntad de hierro, una conciencia escrupulosa y un sentido apremiante de servicio hacia los demás, entregando su saber con amplia generosidad. Todos sus ex-alumnos hemos sido testigos de ello.

Esta es su última clase que nos dicta y pareciera ser que estamos escuchando su voz que nos dice : "Queridos alumnos: no olviden nunca que el servicio a los demás es una práctica que sublima; que la abnegación por el bien del prójimo arrebatara los corazones; que un ideal servido sin renuncios conduce al reconocimiento de la grandeza; que una honradez moral y material asombra aún a aquellos que no la practican".

Hoy es un día de pena para todos nosotros, y muy especialmente para su numerosa familia, pero es también un día de alegría al contemplar la última página del primer tomo terrenal de la vida ejemplar de un gran hombre y un gran cristiano que logró plenamente lo que más puede aspirar un ser humano, que su paso terrenal sea recordado con la admiración que hoy manifestamos, que haya dado fruto la semilla de la semilla de su semilla y que haya cumplido la ley básica amarás al Señor tu Dios y a tu prójimo como a ti mismo, demostrado en una vida de servicio público. Ayer se inicia el segundo tomo, el definitivo, donde estará con el Padre en la vida eterna esperando la resurrección de la carne.

Palabras pronunciadas por don Raúl Espinosa Wellmann, Primer Vicepresidente del Instituto de Ingenieros y Profesor de la Escuela de Ingeniería de la Universidad Católica de Chile en el Sepelio de don Francisco Javier Domínguez S.

Señoras y Señores :

No tengo dudas que los ingenieros civiles a lo largo de Chile han detenido un momento de su quehacer para recordar con cariño y respeto al gran maestro que se nos ha ido para siempre. Son miles los que tuvimos el privilegio de recibir sus sabias enseñanzas en más de 60 años de dedicación a la docencia y a la investigación universitaria, son varias decenas los que tuvimos el honor de ser sus ayudantes de cátedra de Hidráulica Teórica, o prestarle su colaboración en los laboratorios creados por el mismo.

Pero por encima de las ciencias de la ingeniería, los ingenieros civiles apreciamos en don Francisco Javier Domínguez Solar sus atinados consejos, su invariable dedicación al descubrimiento de la verdad, su extrema bondad, la increíble modestia de este gigante intelectual de nuestra patria.

Don Pancho recibió las mayores distinciones a que puede aspirar un ingeniero. Profesor Emérito de la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile. Profesor Scientia et Honoris Causa de la Pontificia Universidad Católica de Chile. Miembro de Número de la Academia de Ciencias del Instituto de Chile. Miembro correspondiente a la Academia de Ciencias de Toulouse, Francia. Miembro Honorario de la Sociedad Venezolana de Ingeniería Hidráulica. Primer Presidente de la Sociedad Chilena de Ingeniería Hidráulica. Medalla de Oro del Instituto de Ingenieros de Chile en 1954.

Pero jamás perdió su sencillez, su amable trato, su fina alegría, su tremenda perspicacia, su lealtad hacia sus maestros y compañeros.

Don Francisco Javier Domínguez Solar ha partido a reunirse con los grandes de la Ingeniería Chilena: Edwards Sutil, Salas Edwards, los hermanos Lira Orrego, Harnecker, Lira Manso y tantos otros que fueron honra y prez de la República.

Deja entre nosotros su ejemplo luminoso, cristiano, auténticamente científico. Quedan con nosotros sus escritos siempre vigentes, sus obras de ingeniería, la proyección incalculable de su labor universitaria.

Le acompañan hacia su eterna morada el afecto entrañable de los que fuimos sus discípulos, sus colegas, sus amigos, sus hijos y sus nietos.

En nombre del Instituto de Ingenieros de Chile y de los profesores de la Escuela de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica de Chile, a quienes respeto en esta oportunidad, deseo expresar a sus familiares nuestras sentidas condolencias por el elejamiento de este maestro, que ya está con aquel otro maestro de quien aprendió a amar a los hombres en todos los actos de su larga y bella existencia.

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 actual. 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.