DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

CURSO: "ACTUALIZACION EN LA ENSEÑANZA DE LA HIDRAULICA"

ENSEÑANZA-APRENDIZAJE EN LA HIDRAULICA

LIC. JULIA CASAMADRID PEREZ

5 AL 9 DE NOVIEMBRE, 1984

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 primer piso Deleg. Cuauhtemoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

PLAN DE TRABAJO

Lunes 5 de noviembre de 1984 9:00 - 10:45

1.	Presentación del Curso	15 min.
2.	Integración del Grupo de Trabajo "Expectativas y Temores"	30 min.
3.	Proceso Enseñanza-Aprendizaje	
	3.1 Enseñanza Tradicional	
	3.2 La nueva didáctica	25 min.
4.	Funciones del Coordinador del Grupo (Docente)	15 min.
5.	Técnicas Didácticas	10 min.
6.	Organización en pequeños grupos de trabajo	10 min.

Viernes 9 de noviembre de 1984 13:00 - 14:45

1.	Presentación del trabajo por equipos 4 equipos	80 min.
2.	Conclusiones	25 min.

ENSEÑANZA O APRENDIZAJE

Enseñanza y aprendizaje constituyen pasos dialécticos, inseparables, integrantes de un proceso único en permanente movimiento, pero no sólo por el hecho de que cuando hay alguien que aprende tiene que haber otro que enseña, sino también en virtud del principio según el cual no se puede enseñar correctamente mientras no se aprenda durante la misma tarea de la enseñanza.

En el planteo tradicional, hay una persona o grupo (un status) que enseña, y otro que aprende. Esta disociación debe ser suprimida, pero tal supresión crea necesariamente ansiedad, debido al cambio y abandono de una estereotipia de conducta. En efecto, las normas son, en los seres humanos, conductas, y toda conducta es siempre un rol; el mantenimiento y repetición de las mismas conductas y normas -en forma ritual- acarrea la ventaja de que no se enfrentan cambios ni cosas nuevas y de ese modo se evita la ansiedad. Pero el precio de esta seguridad y tranquilidad es el bloqueo de la enseñanza y del aprendizaje, y la transformación de estos instrumentos en todo lo contrario de lo que deben ser: un medio de alienación del ser humano.

El nivel del "no sé" se alcanza con la posibilidad de problematizar, y con la posesión de los instrumentos necesarios para resolver los problemas que se suscitan. No se está defendiendo ni haciendo proselitismo de la ignorancia, sino enfatizando la necesidad de colocar las cosas dentro del límite de lo humano y señalando con ello la posibilidad de una mayor integración y perfeccionamiento en la tarea. La imagen idealizada del profesor omnipotente y omnisciente perturba el aprendizaje, en primer lugar, del mismo profesor. Lo más importante en todo campo de conocimiento no es disponer de información acabada, sino poseer instrumentos para resolver los problemas que se presentan en dicho campo; quien se siente poseedor de información acabada tiene agotadas sus posibilidades de aprender y de enseñar en forma realmente provechosa.

En la enseñanza y el aprendizaje no se trata solamente de transmitir información, sino también de lograr que sus integrantes incorporen y manejen los instrumentos de indagación. Y esto sólo puede resultar posible cuando el cuerpo docente ya lo ha obtenido para sí. Lo más importante en un campo científico no es el cúmulo de conocimientos adquiridos, sino el manejo de los mismos como instrumentos, para indagar y actuar sobre la realidad. Hay gran diferencia entre el saber acumulado y el utilizado; el primero enajena (inclusive al sabio), y el segundo enriquece la tarea y al ser humano.

No hay ser humano que no pueda enseñar algo, aunque más no sea por el simple hecho de tener cierta experiencia de vida. Aclaremos, además, que no se trata sólo de aprender en el sentido limitado de recoger información explicitada, sino de convertir en enseñanza y aprendizaje toda conducta y experiencia, relación o quehacer.

¿Qué es aprender?

El término aprender se halla muy contaminado de intelectualismo; así, se concibe el proceso como la operación intelectual de acumular información. Otra definición, aunque correcta en cierto sentido, traduce el aprendizaje a un lenguaje reduccionista y afirma que es una modificación del sistema nervioso producida por la experiencia. Preferimos el concepto de que el aprendizaje es la modificación más o menos estable de pautas de conducta, entendiendo por conducta todas las modificaciones del ser humano, sea cual fuere el área en que aparezcan; en ese sentido, puede haber aprendizaje aunque no se tenga la formulación intelectual del mismo. Puede también haber una captación intelectual, como fórmula, pero quedar todo reducido a eso, en cuyo caso se ha producido una disociación en el aprendizaje, resultado muy habitual de los procedimientos corrientes.

Extracto:

José Bleger. "Temas de Psicología"
Ediciones Nueva Visión. Buenos Aires, 1977.

LA CONCEPCION " BANCARIA " DE LA EDUCACION.

Paulo Fréire.

Cuanto más analizamos las relaciones educador-educandos domintantes en la escuela actual, en cualquiera de sus niveles (o fuera de ella), más nos convencemos de que estas relaciones presentan un carácter especial y determinante -el de ser relaciones de naturaleza fundamentalmente narrativa, discursiva, disertadora.

Narración de contenidos que, por ello mismo, tienden a petrificarse o a transformarse en algo inerme, sean éstos valores o dimensiones empíricas de la realidad. Narración o disertación que implica un sujeto -el que narra- y objetos pacientes,- oyentes -los educandos.

Existe una especie de enfermedad de la narración. La tónica de la educación - es preponderantemente ésta, narrar, siempre narrar.

Referirse a la realidad como algo detenido,estático, dividido y bien comportado o en su defecto hablar o disertar sobre algo completamente ajeno a la experiencia existencial de los educandos deviene,realmente, la suprema inquietud de esta - educación. Su ansia irrefrenable. En ella, el educador aparece como su agente in - discutible, como su sujeto real, cuya tarea indeclinable es "llenar" a los educandos con los contenidos de su narración. Contenidos que sólo son retazos de la realidad, desvinculados de la totalidad en que se engendran y en cuyo contexto adquieren sentido. En estas disertaciones, la palabra se vacía de la dimensión concreta que debería poseer y se transforma en una palabra hueca, en verbalismo alienado y alienante. De ahí que sea más sonido que significado y, como tal, sería mejor no - decirla.

Es por esto por lo que una de las características de esta educación disertadora es la "sonoridad" de la palabra y no su fuerza transformadora: Cuatro veces cuatro, dieciséis; Perú, capital Lima, que el educando fija, memoriza, repite sin percibir lo que realmente significa cuatro veces cuatro. Lo que verdaderamente significa capital, en la afirmación; Perú, capital Lima, Lima para el Perú y Perú para América Latina.[1]

La narración cuyo sujeto es el educador, conduce a los educandos a la memorización mecánica del contenido narrado. Más aún, la narración los transforma en "vasijas", en recipientes que deben ser "llenados" por el educador. Cuando más vaya llenando los recipientes con sus "depósitos", tanto mejor educador será. Cuánto más se dejen "llenar" dócilmente, tanto mejor educandos serán.

De este modo, la educación se transforma en un acto de depositar en el cual los educandos son los depositarios y el educador quien deposita.

En vez de comunicarse, el educador hace comunicados y depósitos que los educandos, meras incidencias, reciben pacientemente, memorizan y repiten. Tal es la concepción "bancaria" de la educación, en que el único margen de acción que se ofrece a los educandos es el de recibir los depósitos, guardarlos y archivarlos. Margen que sólo les permite ser coleccionistas o fichadores de cosas que archivan.

En el fondo, los grandes archivados es esta práctica equivocada de la educación (en la mejor de las hipótesis) son los propios hombres. Archivados ya que, al margen de la búsqueda, al margen de la praxis, los hombres no pueden ser. Educadores y educandos se archivan en la medida en que, en esta visión distorsionada de la educación, no existe creatividad alguna, no existe transformación, ni saber. Sólo existe saber en la invención, en la reinvención, en la búsqueda inquieta, impaciente, permanente que los hombres realizan en el mundo, con el mundo y con los otros. Búsqueda que es también esperanzada.

En la visión "bancaria" de la educación, el "saber", el conocimiento, es una donación de aquellos que juzgan sabios a los que juzgan ignorantes. Donación que se basa en una de las manifestaciones instrumentales de la ideología de la opresión: la absolutización de la ignorancia, que constituye lo que llamamos alienación de la ignorancia, según la cual ésta se encuentra siempre en el otro.

El educador que aliena la ingorancia, se mantiene en posiciones fijas, invariables. Será siempre el que sabe, en tanto los educandos serán siempre los que no saben. La rigidez de estas posiciones niega a la educación y al conocimiento como pro

..#

cesos de búsqueda.

El educador se enfrenta a los educandos como su antinomia necesaria. Reconoce la razón de su existencia en la absolutización de la ignorancia de estos últimos. Los educandos, alienados a su vez, a la manera del esclavo, en la dialéctica, reconocen en su ignorancia la razón de la existencia del educador pero no llegan, ni siquiera en la forma del esclavo en la dialéctica mencionada, a descubrirse como educadores del educador.

En verdad, como discutiremos más adelante, la razón de ser de la educación libertadora radica en su impulso inicial concilidador. La educación debe comenzar por la superación de la contradicción educador-educando. Debe fundarse en la conciliación de sus polos, de tal manera que ambos se hagan, simultáneamente, educadores y educandos.

En la concepción "bancaria" que estamos criticando, para la cual la educación es el acto de depositar, de transferir, de transmitir valores y conocimientos, no se verifica, ni puede verificarse esta superación. Por el contrario, al reflejar la sociedad opresora, siendo una dimensión de la "cultura del silencio", la "educación bancaria" mantiene y estimula la contradicción.

De ahí que ocurra en ella que:

a) el educador es siempre quien educa; el educando el que es educado.

b) el educador es quien sabe; los educandos quienes no sabe.

c) el educador es quien piensa, el sujeto del proceso; los educandos son los objetos pensados.

d) el educador es quien habla; los educandos quienes escuchan dócilmente.

e) el educador es quien disciplina; los educandos los disciplinados.

..f

f) el educador es quien opta y prescribe su opción; los educandos quienes siguen la prescripción;

g) el educador es quien actúa; los educandos son aquellos que tienen la ilusión de que actúan, en la actuación del educador.

h) el educador es quien escoge el contenido programático; los educandos, a quienes jamás se escucha, se acomodan a él.

i) el educador identifica la autoridad del saber con su autoridad funcional, la que opone antagónicamente a la libertad de los educandos. Son éstos quienes deben adaptarse a las determinaciones de aquél.

j) Finalmente, el educador es el sujeto del proceso; los educandos, meros objetos.

1 Podrá decirse que casos como éstos ya no ocurren en las escuelas actuales. Si bien éstos realmente no ocurren, continua el carácter preponderantemente narrativo que estamos criticando.

rgh*

APRENDIZAJE GRUPAL - UNA PROPUESTA DE LA NUEVA DIDACTICA

Una alternativa que nos brinda la nueva didáctica, para mejorar el proceso de enseñanza-aprendizaje, conforme a un criterio que implique una participación más significativa de los estudiantes, es el trabajo en grupo.

El aprendizaje grupal se ha convertido en una experiencia modelo en didáctica, pues con él se puede alcanzar, como resultado de la interacción y la comunicación, una perdurable modificación de la conducta de los participantes.

La integración del grupo.-

El maestro, al que desde ahora llamaremos el coordinador, se encuentra desde el primer día de clase frente a un conjunto de alumnos con potencialidades de formar un grupo. El hecho de que comparten objetivos, que aborden los mismos temas, los ubica en la posibilidad de integrar un grupo de aprendizaje.

Para que esto se dé, es necesario:

1. Que se comparta un objetivo de aprendizaje.
2. Que cada uno de los integrantes del grupo tenga una función intercambiable para que no se consoliden roles rígidos; por ejemplo, el que enseña y el que aprende.
3. Que se propicie la comunicación, a través de la cual, se logre el intercambio de los diversos puntos de vista de los integrantes, respecto de los problemas que se traten.
4. Que se tenga la oportunidad de participar en la detección y solución de problemas, para que no sea el coordinador el que dicta los conocimientos, como único criterio de verdad.
5. Que se reconozcan las posibilidades del grupo de ser creativo, de poder tomar decisiones, de enfrentar situaciones nuevas y poder darles respuestas, habilidades éstas que solo se logran enfrentándose a casos concretos ya sean reales o simulados, experimentándolos.

Al coordinador le corresponde ayudar al grupo a abandonar la idea de individuos aislados, propiciando una integración que permita a sus miembros abordar tareas conjuntas y alcanzar objetivos comunes. Para esto debe existir un clima que propicie el aprendizaje; un ambiente de libertad para pensar, expresarse, intercambiar ideas, hacer proposiciones, analizar, criticar.

EL APRENDIZAJE GRUPAL

En el aprendizaje individual, es cada persona quien se enfrenta al objeto de estudio, en el aprendizaje grupal, es el grupo el que aborda y transforma el objeto de conocimiento.

El aprendizaje grupal es un proceso de elaboración conjunta, donde no solamente se enriquecen aspectos cognoscitivos, sino también afectivos y sociales.

Si tenemos en cuenta que los profesionales participantes de este curso, cumplirán sus funciones laborales en equipos de trabajo, nada mejor que, además de los contenidos que se aprendan, también se les brinde la experiencia de aprender a pensar, a decidir y a crear interactuando.

COORDINACION Y LIDERAZGO

La figura del coordinador, debe estar asociada a la del asesor que observa el comportamiento del grupo y su relación con los objetivos que se persiguen. Observa y describe tanto en las personas, como en el grupo, los obstáculos que aparecen y retardan o impiden el avance. Presenta los temas y ayuda a que se arribe a conclusiones.

En cambio, el concepto de profesor tradicional está asociado a la idea de poder, de prestigio y se supone que el grupo se somete a una persona encargada de pensar, planear y dirigir el trabajo en grupo.

Esta forma de conducir a través del liderazgo impide que los individuos aporten iniciativas, piensen, ya que todo está previamente pensado, esto propicia la dependencia, evita la creatividad, forma grupos pasivos.

"Si hay un lider en el grupo, éste debería ser la tarea" (cfr. E. Pichón Rivier) que es la razón de ser del grupo.

FUNCIONES DEL COORDINADOR

El coordinador será quien propicie el aprendizaje, propondrá el programa, observará y retroalimentará sobre los cambios que se produzcan en la conducta del grupo, propiciará un ambiente favorable para el trabajo intelectual, procurará la comunicación, asesorará y evaluará las actividades de aprendizaje.

Sintetizando diremos que, el coordinador no solo transmite, sino que propicia el aprendizaje, que no asume el papel de lider, que en el grupo todos aprenden y enseñan al mismo tiempo y que el liderazgo en el grupo lo constituye la tarea y los objetivos de aprendizaje.

TECNICAS DIDACTICAS

E X P O S I T I V A S
- Exposición
- Demostración
- Conferencia

I N T E R R O G A T I V A S
- Exposición por preguntas
- Interrogatorio

D I R I G I D A S
- Phillips' 66
- Corrillos
- Lluvia de ideas
- Discusión en pequeños grupos
- Mesa redonda
  - Panel
  - Debate
- Simposio
- Seminario

E S T U D I O D I R I G I D O
- Lectura comentada
- Tutoría
- Investigación documental
- Investigación testimonial y objetiva
- Estudio de casos

E X P O S I T I V A S

EXPOSICION

Consiste en un discurso informal de un tema o parte de un tema, realizado por el profesor. Se usa cuando se quiere dar información necesaria para iniciar una actividad intelectual, para concluir algún trabajo o para hacer aclaraciones sobre temas poco precisos.

Ventajas:

+ Se adapta a cualquier contenido.
+ Permite presentar mucha información en un tiempo corto.
+ Es útil con grupos numerosos.

Elementos que lo constituyen:

1. Profesor y auditorio

2. Contenido

2.1. Presentación del tema

Introducción
Planteamiento de problemas
Narración de experiencias
Anécdotas

2.2. Desarrollo en partes lógicas

Seguir una secuencia inductiva
Utilizar lenguaje claro y adecuado al auditorio
Dinamizar al grupo, a través de preguntas, e ilustraciones verbales.

anécdotas, experiencias, etc.

2.3. Síntesis de lo expuesto

Parciales
y/o finales

2.4. Verificación

Formulación de preguntas
Elaboración de resúmenes y/o conclusiones.
Aplicación de ejercicios
Inferencia de conclusiones
Críticas si es necesario.

Variaciones:

+ Puede combinarse con el interrogatorio, sobre todo cuando dure más de 30 min.
+ Puede invitarse a un alumno o a varios a la exposición del tema o parte de él. En este caso, tendrán asesoría directa del profesor.
+ Puede usarse material didáctico en lugar de o además del profesor.

Recomendaciones:

+ Utilícela como técnica pero de manera activa.
+ Consigne en el pizarrón los elementos relevantes de su exposicón
+ No la reduzca a un verbalismo acompañado de memorización.
+ No utilizarla en forma dogmática sólo prevalece lo que dice el profesor.
+ Evite la forma opinativa.

+ No la utilice como única técnica en curso,
+ Ayúdese con material didáctico.
+ Permanezca apegado al pensamiento original del contenido.
+ Exponga lo pertinente yfundamental del contenido.
+ Esté atento a las preguntas, observación, críticas, etc.
+ No prolongue la plática, cansa al auditorio.
+ Hable con ritmo y voz adecuadas: haga inflexiones de voz que realce lo que está siendo expuesto.

I N T E R R O G A T I V A S

EXPOSICION CON PREGUNTAS

Consiste en una plática que dirige un profesor o instructor, a un grupo de estudiantes.

El maestro transmite información al grupo, -- acerca de un tema preparado previamente con rigurosa meticulosidad.

Su utilidad y efectividad dependerá de quién, cómo y para qué se utilice.

El profesor provoca la participación de los - alumnos durante la clase, a través de cuestiona-- mientos que inciten a la intervención de los estudiantes ya sea respondiendo a dichos cuestionamientos o solicitando que ellos expongan algún tema o parte de un tema, ambas opciones permiten verificar la comprensión por parte de los alumnos o bien percatarse de posibles dudas, lagunas, etc.

Recomendaciones:

+ El maestro debe presentar la información con un máximo de fidelidad al pensamiento original del contenido seleccionado y permitir -- críticas u opiniones de parte de los alumnos.
+ Conducir la exposición de manera que los alumnos participen con preguntas al expositor.

INTERROGATORIO

Es una serie de preguntas estructuradas lógicamente y con claridad. Se usa cuando se quiere obtener información, puntos de vista, evidencia de lo memorizado o de la capacidad de razonar; cuando se quiere iniciar, concluir o reflexionar sobre un tema.

Ventajas:

+ Despierta y conserva el interés.
+ Puede centrar la atención y reflexión en aspectos medulares.
+ Ayuda a conocer la experiencia de los alumnos, su capacidad y criterio (función diagnóstica).
+ Puede ayudar a hacer significativo un contenido.
+ Admite mucha flexibilidad en su estructura.
+ Ayuda a conectar temas vistos o a sintetizar información.
+ Puede durar entre 10 ó 60 minutos.
+ Recapitulación y síntesis de lo que fué estudiado.

Elementos que lo constituyen:

+ Profesor y alumnos; o el profesor y un invitado; todo el grupo, parte de él y un invitado.
+ Una guía (lista de preguntas) estructurada lógicamente, de lo concreto a lo abstracto, de lo conocido a lo desconocido, etc.

Variaciones:

+ Puede ser combinado con cualquier otra técnica.

Recomendaciones:

+ Dirija la pregunta a la clase, en general para que todos sean concitados a la reflexión, posteriormente indique quién debe responder.
+ Evite el diálogo.
+ No se disperse.
+ Cuide el tiempo.
+ Evite monólogos o "monopolios".
+ Procure que sus preguntas lleven hacia el objetivo buscado. Elimine las que no lo hagan.
+ Busque preguntas que lleven al análisis, a la comparación, a la ejemplificación, a la crítica fundamentada.
  Elimine las memorísticas o que lleven a respuestas pobres o monosílabas.
+ La pregunta directa es recomendable para fines disciplinarios.
+ Cuide el orden de la clase.

DEMOSTRACION.-

Consiste en mostrar prácticamente el manejo de un instrumento, la elaboración de un trazo, la realización de un experimento.

Sirve cuando:

+ Es necesario apreciar en "cámara lenta" - la secuencia de un proceso, la manipulación de un aparato, etc.
+ Se va a realizar en proceso por primera vez.
+ Es necesario realizar el trazo.
+ Es necesario resolver un problema.

Pueden participar:

+ Exclusivamente el profesor.
+ El profesor y algunos alumnos.
+ El profesor y el grupo.

Procedimiento:

+ Explique la actividad
+ Realice la actividad a ritmo normal.
+ Realice la actividad de nuevo, explicando cada paso.
+ Repita la actividad a ritmo normal (interrogativa).
+ Pida a los alumnos que la realicen.

Recomendaciones:

+ Cuidado con los resultados si no los domina, no lo haga.
+ Procure que sus explicaciones sean claras.

+ Busque la lógica inherente a la actividad y sígala en su explicación.
+ Procure que todo el grupo pueda observar lo que hace.
+ Recurra a los conocimientos anteriores de los alumnos.

CONFERENCIA.-

Es un discurso formal de un tema por un maestro o persona especializada en el asunto a informar. - Se usa cuando se desea presentar información directa y completa al grupo.

Ventajas:

+ Reemplaza al libro de texto.
+ Enfatiza ideas importantes difíciles de percibir en un texto.
+ Proporciona la posibilidad de adaptar la información a las habilidades, intereses, conocimientos previos y necesidades de los alumnos,
+ Permite economizar tiempo.

Elementos que lo constituyen:

+ Un tema, preparado de antemano de acuerdo al auditorio.
+ Un expositor capaz de expresarse con facilidad y con agilidad mental para comunicarse.
+(Sugerencia) Pasos para desarrollarla:

1. Presentación global del tema
2. Desarrollo
3. Conclusiones
4. Interrogación por parte del auditorio

Variaciones:

+ Al terminar la conferencia se puede iniciar un interrogatorio al grupo o pedirle preguntas. Puede ser un miembro del grupo quien pregunte en nombre de los demás.
+ Pueden usarse materiales de apoyo (diapositivas, filminas, etc.)

Recomendaciones:

+ No utilice la conferencia como única técnica en el curso.
+ No pierda de vista los objetivos de la conferencia.
+ Pruebe y revise el material de apoyo (notas, sonido, cartelones, etc.)
+ Ajústese al tiempo con el que cuenta.

CORRILLOS.-

Procedimiento rápido para poner opiniones en común, en un ambiente informal, descompone a un grupo grande en unidades pequeñas.

Se usan cuando se quiere que todos los miembros del grupo externen su opinión respecto a un tema o problema. NO NECESARIAMENTE DEBE SER DISCUSION.

También, se usa cuando quieren conocerse los datos, información o experiencia de los participantes. Pueden pedirse conclusiones o simplemente un reporte de las opiniones.

VENTAJAS:

+ Hace que todo el grupo participe.
+ Es relativamente rápida (entre 10 y 20 minutos, según el tema).
+ Permite obtener datos proporcionados por los alumnos para usarlos como referencia en el desarrollo de un tema.
+ Puede incrementar el interés de los alumnos.
+ Permite "muestrear" a los miembros del grupo.
+ Rompe la monotonía de una sesión.
+ Propicia el análisis.
+ Reune rápidamente las ideas y experiencias en un grupo grande.
+ Determina acuerdo o desacuerdo.

Elementos:

+ Maestro, que explica a todo el grupo el procedimiento, el tiempo, el tema y el objetivo.
+ Grupos pequeños (dependen del tamaño del grupo. Se aconsejan no menos de 4 ni más de 7 personas por grupo).

+ Suficiente espacio para distribuir los grupos.

Procedimientos:

1) Explique el procedimiento: enfatice la importancia de la participación de todos. Señale los objetivos. Mencione la tarea a realizar.
2) Divida los grupos. Puede hacerlo señalando quienes son miembros de cada grupo; o bien tomando en cuenta el número de grupos que quieren formar (6 por ejemplo), pídales que se numeren del 1 hasta ese número (del 1 al 6, en el ejemplo). Esto ayuda a deshacer las parejas o grupos ya establecidos y permite que se conozcan más personas del grupo.
3) Pida que nombren un moderador que coordine, un secretario que lleve la relación y un cronometrista que lleve el tiempo. Verifique que todos lo tengan.
4) Indique el lugar donde van a ubicarse los grupos.
5) Una vez ubicados, enfatice el objetivo y la tarea a realizar, esta deberá de ser por escrito.
6) Durante el trabajo, circule entre los grupos OBSERVE actitudes, formas de laborar, etc.; ANOTE las ideas importantes que surjan en los grupos, las ideas comunes, las que a usted le genera la interacción grupal.
7) Un minuto antes de terminar, avise al cronometrista de cada grupo.
8) Pida la relación de cada grupo, clasificarlos y preparar una síntesis.
9) Destacar los puntos significativos en el pizarrón.

Recomendaciones:

+ Prepare bien las indicaciones sobre el tema a tratar.
+ Si no conoce usted el tema, no use la técnica, puede desorientar al grupo.

PHILLIP'S 66

Procedimiento rápido (6', seis minutos, 6 personas) para poner opiniones en común.

Se usa para hacer participar sistemáticamente á todos los miembros de un grupo en el análisis de un tema. Difiere de los corrillos y discusiones en pequeños grupos en tanto que implica:

1) 6 personas hablan sobre un tema o problema durante 6 minutos.

2) Cada persona tiene sólo un minuto para exponer su punto de vista.

3) Una persona coordina las acciones y toma el tiempo. Otro hace un resumen.

4) El resumen se presenta en dos minutos máximo .

5) El profesor evalúa y complementa la conclusión.

Tiene ventajas similares a las dos anteriores, lo mismo las recomendaciones.

LLUVIA DE IDEAS

Es un procedimiento en el que los alumnos expresan lo primero que se les viene a la mente --sea razonable o extravagante a partir de una --pregunta,- un problema o un tema concreto plan--teado por el profesor.

Se usa cuando:

+ Se necesitan ideas.
+ Se quiere estimular la imaginación creadora
+ Se buscan soluciones.

Ventajas:

+ Se ha probado que la proporción de ideas -- aprovechables en un grupo de 10 personas, por ejemplo, es de un 15% sobre 150-200 ideas - producidas en una hora.
+ Los miembros del grupo intervienen sin restricciones exponiendo sus puntos de vista.
+ Centra la atención en un problema.
+ Despierta el interés.
+ Ayuda a conocer la experiencia, los conocimientos y capacidades del grupo.
+ Puede servir para hacer repasos, conexiones entre temas, etc.
+ Censuradas, ni criticadas directa o indirectamente.
+ Ayuda a superar la esterotipía, la rutina, la indiferencia.
+ Permite hallar nuevas posibilidades en cualquier campo.
+ Impulsa a actuar con autonomía y con originalidad.

Elementos que la constituyen:

+ El profesor: explica el procedimiento y las normas para seguirle; precisa el problema; anota;anota las respuestas, concluye.

+ El grupo: aporta ideas, las analiza y concluye.

Procedimiento:

1) Preparación.-

1.1. El grupo debe conocer el problema, tema o área de interés con cierta anticipación con el fin de informarse y pensar sobre él.

1.2. Aclare las siguientes reglas:

La crítica es dejada de lado.
La libre asociación de ideas es aceptable
Se necesita cantidad
Se busca la combinación y el mejoramiento.

2) Desarrollo:

2.1. Aclare que no se trata de respuestas u opiniones elaboradas y no deben ser censuradas.

2.2. Aclare el objetivo: lograr solucionar el problema, o desglosar el tema, o responder a la pregunta, etc.

2.3. Indique que puede responder quien quiera, siempre y cuando hable uno por vez; ésta con el fin de anotar las respuestas.

2.4. Estimule a los remisos.

2.5. Anote las respuestas en el pizarrón formando columnas. (puede nombrarse un secretario y/o utilizar el grabador).

2.6. Una vez agotada la "lluvia", muere la respuesta.

2.7. Explique que van a seleccionar las respuestas o soluciones más adecuadas y aceptables. Pida al grupo que decida antes que usted.

2.8. Elimine las repeticiones, las ideas desechadas, las irrelevantes.

2.9. Con las ideas restantes, forme el concepto, las alternativas de solución, las respuestas esperadas, etc. o concluya.

Recomendaciones:

+ Debe darse en una situación en la que la gente se - sienta para expresar lo que piensa.
+ Defina claramente el problema o plantee bien la pregunta.
+ Anote todas las respuestas.
+ USTED DEBE SABER DE QUE SE TRATA EL PROBLEMA
  Si no, no use esto.

DISCUSION EN PEQUEÑOS GRUPOS

Procedimiento rápido para discutir, en un ambiente informal, algún problema, tema o manera de proceder.

La discusión consiste en un trabajo intelectual de interacción de conceptos, conocimientos e informaciones.

Discutir quiere decir:

+ Escuchar los argumentos de los otros.
+ Reflexionar acerca de lo que se conversa.
+ Aceptar o refutar la opinión ajena, pero siempre con una exposición lógica, coherente, de contra argumentación.
+ No debe entenderse como convencer o vencer al opositor a cualquier precio.

Se usa cuando se quiere conocer la postura de los sujetos respecto a un tópico, problema o manera de proceder que admite divergencia de opiniones.

Puede pedirse llegar a UNA SOLA DECISION o bien a las más coherentes. A diferencia del corrillo, esta técnica exige llegar a un acuerdo y fundamentarlo, el corrillo sólo busca opiniones.

Las ventajas, los elementos y el procedimiento son iguales que en los corrillos.

Recomendaciones:

+ No tome partida en las discusiones aunque haya un grupo, o persona en lo correcto. Si lo hace, desvirtúa el carácter formativo de la técnica. Remita la respuesta al sentido común, a lo correcto o incorrecto de los razonamientos, a la falta o presencia de fundamentos; en la última instancia, al juicio de los grupos restantes.
+ Dé sólo la información indispensable para la discusión; no discurra en los grupos, ni diserte.

+ Indique con claridad el procedimiento para dar a conocer los resultados de la discusión. Enfatice sólo las divergencias que ayuden a la comprensión del problema o del tema.
+ Recuerde que el grupo está a la espectativa de su opinión: sea cuidadoso al hacer las observaciones y al llevar al grupo a una conclusión común. De - ésto puede depender el interés de los alumnos por la materia.
+ Utilice la técnica sólo cuando sea indispensable y cuando usted conozca el problema.

Ventajas:

+ Enseña a escuchar.
+ Intercambia impresiones y las critica.

PANEL

Se reune un grupo de personas para conversar, debatir entre si un tema propuesto, desde sus particulares puntos de vista y especialización, pues cada uno es experto en -- una parte del tema general.

La conversación es básicamente informal, pero con todo, debe seguir un desarrollo coherente, razonado, objetivo.

Se usa cuando:

+ Se quiere hacer participar sistemáticamente a los alumnos.
+ El tema permite diversidad de opiniones.
+ Se quiere que el grupo tenga diversos enfoques en un corto tiempo.
+ Existen personas que ya conocen el tema y pueden ayudar en su análisis (p. ej. alumnos repetidores de materias, o aquellos que hacen lecturas por su cuenta, etc.)

Ventajas:

+ Ayuda a desarrollar la actitud profesional de disentir sobre aspectos que lo admiten.
+ Exige un esfuerzo para lograr la síntesis de los expositores y contrastar sus ideas.
+ Se puede combinar con otras técnicas (debate, seminario)

Procedimiento:

- Integrantes del panel 4 5 personas
- El coordinador o moderador:
  + Presenta a los miembros del PANEL ante el Auditorio
  + Ordena la conversación.
  + Intercala preguntas aclaratorias

+ Controla el tiempo.
+ Cinco minutos antes de la terminación de PANEL invita a los miembros a que hagan un resumen muy breve en -- sus ideas.

- Auditorio

+ Puede participar al final del panel, conducido por el coordinador sin ser necesaria la presencia de los expertos (FORO)
+ Finalmente el propio coordinador basándose en NOTAS - que habrá tomado, destacará las conclusiones más im-- portantes.

MESA REDONDA

Muy parecida al panel, sólo que en esta no hay necesidad de que el grupo apoye las conclusiones.

Además se busca informar y aportar ideas.

Puede haber un interrogatorio o no.

	Coordinador
	Especialistas (10 min.)
MESA	Auditorio
	Interrogador (uno o varios)

+ Duración: 50'

+ 4 especialistas máximo.

DEBATE

Consiste en la presentación del punto de vista de un alumno o grupo de alumnos respecto a un tema con el fin de discutirlo. Las posiciones contrarias se debaten para demostrar la superioridad de un criterio sobre el otro: el maestro, como moderador, guiará la discusión.

El debate se usa cuando durante el desarrollo de las clases y el estudio de algún tema provoca posiciones divergentes en el grupo.

Procedimiento:

1. Preparación de los trabajos en equipo.
2. Presentación del punto de vista A.
3. Presentación del punto de vista B.
4. Oposición del punto de vista A.
5. Oposición del punto de vista B.
6. Participación de todo el grupo.
7. Crítica de los trabajos.

Recomendaciones:

1. Establecer el objetivo de la reunión.
2. No salirse del tema de discusión.
3. Ajustarse al tiempo asignado.
4. Anotar en el pizarrón las posiciones de los grupos, los principales argumentos de discusión y las decisiones adoptadas por la mayoría.
5. Al finalizar el debate, al moderador le corresponde hacer una observación objetiva de los trabajos, retroalimentando la participación de los representantes del grupo.

SEMINARIO

Tiene por objeto la investigación o estudio intensivo de un tema o problema, a lo largo de varias sesiones de trabajo debidamente planeadas. Engloba muchos otros procedimientos:

La tarea específica del seminario consiste en indagar, buscar información, consultar fuentes bibliográficas y documentales, recurrir a expertos y asesores, discutir en colaboración, analizar a fondo datos e informaciones, relacionar aportes, confrontar puntos de vista, hasta llegar a formular las conclusiones del grupo sobre el tema. Todo ello bajo el plan de trabajo, aprobado por el grupo en general.

Se usa cuando se busca que los alumnos:

+ Se responsabilicen de su aprendizaje.
+ Adquieran una visión más amplia mediante la consulta e investigación y la discusión posterior.
+ Aprendan a buscar por sí mismos soluciones a sus inquietudes.

Ventajas:

+ Ayuda a desarrollar la capacidad de investigación.
+ Ayuda a desarrollar en los alumnos sus aptitudes para el trabajo en colaboración,

Procedimiento:

1) Sesión de planificación del seminario. Lo ideal es que sea planificado por todo el grupo. Si no es el caso, es importante que los alumnos conozcan todo el plan antes de iniciar el trabajo.
   -finalidad
   -tópico de estudio (o tópicos)
   -calendario
   -duración de cada sesión.
   -asignación de funciones: dinámica de trabajo

2) División en grupos (optativo). Si se hace, se sugiere que se formen por afinidades de trabajo, no personales.

3) Sesiones de trabajo por grupo (en caso de haberlos)

4) Puesta en común plenario y evaluación de las sesiones de trabajo.

Recomendaciones:

+ Atención al tiempo y al material disponible. Se sugieren 2 hrs. por sesión.
+ Precise los temas a elegir y procure que se presten a la investigación.
+ Aunque usted, profesor, debe orientar y asesorar el trabajo, considérese un miembro más del grupo.
+ Es prudente dar a conocer en cada sesión los resultados del trabajo de uno o varios de los participantes.
+ Defina el tiempo con que cuentan: el ponente, el replicante, el complementador, etc. y el grupo.
+ Cuide que se tome nota de lo tratado.
+ Los resultados del seminario deben darse a conocer a todos los alumnos participantes del grupo.
+ Puede usarse en grupos de 8 a 12 personas.

E S T U D I O D I R I G I D O

LECTURA COMENTADA

Discusión o exposición centrada sobre la lectura de un texto escogido, para aclarar o complementar aspectos importantes del curso.

Procedimiento:

Léase en el grupo el texto escogido, párrafo a párrafo, y en cada uno de ellos aclare:

- las posibles dudas
- los conceptos centrales
- Definición de términos y relacione el texto con experiencias y/o vivencias si es posible.

Se usa cuando se quiere:

+ Facilitar la comprensión de material impreso de extraordinaria dificultad.
+ Proporcionar información o dar a conocer textos de difícil localización.
+ Reforzar o enfatizar los conocimientos ya adquiridos.

Ventajas:

+ Puede evidenciar la importancia de recurrir a leer las fuentes.
+ Puede desarrollar en los alumnos la capacidad de análisis crítico.
+ Ayuda a enriquecer una discusión, exposición o discurso.

Recomendaciones:

+ Use textos adecuados a los objetivos perseguidos. No seleccione los que le gusten "porque están muy buenos".
+ Que el comentarista, -profesor o alumno-conozca y domine el tema a tratar, para evitar repeticiones inútiles.
+ Propicie que todos los alumnos participen.
+ Pueden usarse documentos históricos, políticos, económicos, libros, artículos periodísticos, etc.
+ No se use muy frecuentemente: desorienta a los alumnos y es sumamente aburrido.

TUTORIA

Implica la relación entre un maestro y un alumno. El maestro analiza las necesidades del estudiante y le proporciona una enseñanza individualizada según la capaciead y personalidad del estudiante.

Aunque la enseñanza tutorial sigue siendo uno de los métodos más efectivos para lograr el aprendizaje deseado, su uso ha decrecido por el aumento de la población estudiantil. Resulta un artículo de lujo cuando se tienen pocos maestros para un grupo numeroso de estudiantes, pero se puede aplicar parcialmente, asesoría directa.

Procedimientos:

1. Presentación de cada unidad temática.
2. Preguntas y respuestas entre maestros y alumnos.
3. Retroalimentación.
4. Indicación de lectura.
5. Repetir el ciclo cuantas veces se considere necesario.

Recomendaciones:

1. Evitar la dependencia del alumno al permitirle participar en la dirección de su aprendizaje.
2. Procurar mantenerse dentro del tema, sin que esto signifique una rigidez excesiva.
3. Evitar el individualismo del alumno.

INVESTIGACION DOCUMENTAL

Búsqueda de datos en libros, revistas, periódicos, folletos y otros materiales impresos.

Se usa cuando:

- Se desea que los alumnos tengan conocimientos previos a la exposición o al interrogatorio.
- Se va a desarrollar una actividad de discusión en grupo.
- Se desea comprobar una información o un punto de vista.
- Es neceszrio ampliar un tema.

Recomendaciones:

- Precisar bien lo que se desea investigar.
- Proporcionar a los alumnos una estructura para la investigación.
- Dar las fuentes precisas a los alumnos.
- Dar las indivaciones necesarias respecto a cómo elaborar una ficha bibliográfica, de contenido, etc.
- Hacer recapitulaciones periódicas de lo que se ha investigado.

INVESTIGACION TESTIMONIAL Y OBJETIVA

Búsqueda de experiencias, opiniones, datos, mediante: observaciones, encuestas, cuestionarios entrevistas.

Se usa cuando:

- Se quiere propiciar experiencias vivas, que permitan la obtención de ideas más claras;
- Se quiere partir de experiencias directas, para después analizar una situación;
- Se desea obtener información sobre una realidad concreta y accesible;
- Expresamente se pretende ayudar a los alumnos a desarrollar la conciencia social.

Recomendaciones:

- Precisar claramente los objetivos del trabajo;
- Planear con los alumnos el proceso de investigación.
- Seleccionar los lugares de acuerdo a la finalidad buscada;
- Ayudar a los alumnos en la elaboración de la guía de investigación;
- Cuidar que los alumnos tengan la información previa necesaria para la investigación;
- Desarrollar el trabajo sin premura de tiempo;
- Suscitar posteriormente comentarios, discusiones de grupo, elaboración de informes, etc.

ESTUDIO DE CASOS

Estudio de problemas o situaciones concretas de índole social, y presentación posterior al grupo de clase.

Se usa cuando se quiere:

- Vincular la experiencia escolar con la realidad vivida.
- Establecer comparaciones entre algunas situaciones del pasado y situaciones presentes.
- Ilustrar una problemática estudiada en clase.

Ventajas:

- Puede fomentar en los alumnos la conciencia social y el gusto por el manejo de fuentes reales directas.
- Estimula el interés de los alumnos, haciéndoles ver la utilidad inmediata de lo que aprenden.
- Estimula la capacidad de trabajar en colaboración con otros.
- Ayuda a combinar la teoría y la práctica.

Procedimiento:

- Puede presentarse a través de película, cinta, material impreso o la realidad misma. En cualquier caso, es importante definir y hacer notar los datos significativos y no perderse en detalles; por supuesto los propósitos deben estar bien claros.

1) Fase preliminar:	Presentación del caso bien definido.
2) Fase eclosiva:	Manifestación de opiniones.
3) Fase analítica:	Reconsideración de opiniones y hechos hasta llegar a la determinación de los hechos significativos. Síntesis del proceso.
4) Conceptualización	Formulación de conceptos operacionales o de principios de acción concretos.

Recomendaciones:

+ Puede usarse en seminarios.
+ Combínelo con otros procedimientos.
+ Oriente suficientemente a los alumnos tanto en el estudio del caso como en la presentación.
+ Acentúe la utilidad de formar grupos de estudio o investigación.
+ Utilice todos los recursos a su mano (fotos, grabaciones, etc.)
+ Participe activamente.

Extraido del Cuaderno Pedagógico del Depto. de Pedagogía Formación Docente ENEP Iztacala. UNAM.

IVF 'amr. 14-X-83.

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

CURSO: "ACTUALIZACION EN LA ENSEÑANZA DE LA HIDRAULICA"

OSCILACIONES EN CIRCUITOS A PRESION

DR. RAFAEL GUARGA FERRO

5 AL 9 DE NOVIEMBRE, 1984.

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 primer piso Deleg. Cuauhtemoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

INSTITUTO
DE
INGENIERIA
UNAM

Oscilaciones en circuitos a presión

R. Guarga.

En los últimos años ha aumentado significativamente el interés de los ingenieros hidráulicos en el comportamiento de los circuitos a presión ante excitaciones periódicas en el tiempo. Este hecho ha llevado a la Asociación Internacional de Investigaciones Hidráulicas (AIIH) a crear en 1982 dentro de su Sección de Máquinas Hidráulicas, Equipo y Cavitación, un grupo de trabajo dedicado al tema de las oscilaciones en circuitos hidráulicos |1|.

La causa de la atención creciente que hoy en día despiertan los problemas de oscilaciones se debe a que son ya numerosos los casos de grandes plantas de generación o bombeo que han presentado problemas de este tipo. En América Latina |2, 3| y también en México |4| han ocurrido ya varios casos de plantas que al momento de iniciar su operación se observa la aparición de oscilaciones en el sistema hidráulico que perturban significativamente el funcionamiento esperado.

Los problemas ocurren preferentemente en las grandes plantas y todo indica que las grandes plantas se continuarán construyendo. Más aún, puede ya hablarse de una tendencia clara al aumento de la potencia por máquina por razones de economía y como expresión del dominio creciente que se tiene de las técnicas necesarias para el proyecto de las máquinas (hidrodinámica, mecánica, metalurgia, etc.). En los años sesenta había una sola central en el mundo con máquinas de 200 Mw, hoy esta potencia es común y se están construyendo máquinas de 900 Mw.

CIUDAD UNIVERSITARIA, APARTADO POSTAL 70-472, COYOACAN 04510, MEXICO, D.F.

Es sencillo comprender porque el aumento de la potencia de la máquina da lugar a fenómenos imprevistos. Como es sabido, el aumento en potencia para máquinas ya de tamaño regular, no significa mejoras sensibles en el rendimiento η de la máquina. Por lo tanto la potencia residual Pr (no controlada) que se expresa como

$$Pr = Pm\ (1 - \eta) \qquad \text{bombas}$$
$$Pr = Ph\ (1 - \eta) \qquad \text{turbinas}$$

siendo Pm potencia mecánica y Ph la potencia hidráulica, será proporcional a la potencia de la máquina ya que η es constante en el punto de mayor rendimiento.

Esta potencia residual se dirige parcialmente a calentar el agua que fluye por la máquina, pero debe considerarse la posibilidad que alguna fracción de Pr se emplee en excitar fenómenos menos inofensivos que el aumento de temperatura del agua |5|.

Otra causa de la existencia de problemas en grandes prototipos es que las frecuencias f de resonancia de las tuberías, operando como resonadores acusticos, tienen la forma

$$f = \frac{c}{k\,\ell}$$

siendo c la celeridad de las ondas acústicas (aprox. 1000 m/s), ℓ la longitud de la tubería y k una constante |6, 7|. De manera que al crecer ℓ, disminuye f y esto hace que las frecuencias de resonancia se aproximen a lás excitaciones producidas por las máquinas hidráulicas.

En las pláticas se examinará el comportamiento de los resonadores hidráulicos y el de los potenciales excitadores de los circuitos a presión.

Se buscará estimular el interés de los maestros de hidráulicos en estos problemas modernos que necesariamente deberán ser incorporados a la enseñanza curricular en un futuro muy próximo.

Bibliografía básica

1.- "Presentation of the Working Group on the behaviour of hydraulic machinery under steady oscillatory conditions", Journal of Hydraulic Research 21 (1983) N° 5, p. 399-402.

2.- Rocha G., Sillos A., "Power swing produced by hydropower units", Symposium IAHR, Amsterdam, Sept. 13-17, 1982, Vol. 2, 44.

3.- Pérez H., "Resonant waterhammer: a case study", Water Power and Dam Construction, April 1982, p. 42-43.

4.- Guarga R., Hiriart G. y Torres J.J., "Oscillatory problems at Mexico's La Angostura plant", Water Power and Dam Construction, October 1983, p. 33-36.

5.- Hosoi, Y. "Contributions to model tests of draft tube surges of Francis turbines", AIIH Sumposium, Fort Collins 1978, Proceedings. Vol. 1.

6.- Chaudry, H. "Applied Hydraulic Transients", Van Nostrand. Reinhold Col, New York, 1979, Cap. 8.

7.- Guarga, R., "Resonancia en sistemas hidráulicos a presión". Publicación N° 478, Serie Azul, Instituto de Ingeniería de la UNAM.

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

CURSO: "ACTUALIZACION EN LA ENSEÑANZA DE LA HIDRAULICA"

APROVECHAMIENTO DE LOS RECURSOS HIDRAULICOS

DR. ROLANDO SPRINGALL GALINDO

5 AL 9 DE NOVIEMBRE, 1984.

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 primer piso Deleg. Cuauhtemoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

"TENDENCIAS MODERNAS EN LA ENSEÑANZA DE LOS APROVECHAMIENTOS HIDRAULICOS"

Dr. Alejandro Mendoza Fernandez *
Dr. Rolando Springall Galindo **.

RESUMEN:

El tema central del trabajo es discutir las tendencias actuales en la enseñanza de los Aprovechamientos Hidráulicos, desde una etapa de análisis exclusivamente técnico hasta una etapa de análisis y evaluación integral.

El trabajo tiene el propósito inicial de destacar la importancia de los Aprovechamientos Hidráulicos en el desarrollo, haciendo énfasis en sus múltiples interrelaciones con los sitemas físico-natural, económico y social. En segundo lugar, se presentan algunos conceptos de la Ingeniería de Sistemas como una metodología que, bajo ciertas circunstancias, puede facilitar el análisis integral de los Aprovechamientos Hidráulicos.

El trabajo se estructura en dos partes: En la primera, inciso I al IV, se presentan y discuten los conceptos generales, en la segunda, incisos V al VII se presentan casos de aplicación mediante tres tipos principales de modelos: Programación Matemática, Simulación y de Beneficio-Costo. Un caso especial de los modelos Beneficio-Costo está constituido por los modelos multicriterios, de los cuales se ilustra una aplicación con el modelo Electra.

La conclusión principal del trabajo es que todavía falta largo camino por recorrer para lograr una metodología de tipo general. Sin embargo, con los modelos actuales pueden lograrse resultados satisfactorios, especialmente en problemas de selección de múltiples alternativas y en evaluación multicriterio de proyectos.

---

* *Profesor del Area de Ingeniería de Sistemas de la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la UNAM.*
** *Jefe de la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la UNAM.*

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

CURSO: "ACTUALIZACION EN LA ENSEÑANZA DE LA HIDRAULICA"

ANALISIS DE SEQUIAS

DR. JOSE REYNAL VILLASEÑOR

5 AL 9 DE NOVIEMBRE, 1984.

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 primer piso Deleg. Cuauhtemoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

ANALISIS DE SEQUIAS

por: Dr José A Raynal Villaseñor

Las sequías, como uno de los extremos a que ha tenido que enfrentarse el Hombre, al depender del suministro natural de agua superficial para su sobrevivencia, constituyen una variable hidrológica aleatoria suceptible de ser descrita a través de la Teoría de Probabilidad y analizada por medios estadísticos.

Desde el punto de vista del análisis de frecuencias de sequías, éstas pueden definirse como el valor mínimo anual observado de los gastos medios diarios registrados en una estación hidrométrica y durante un periodo de tiempo que puede exceder a un día.

Usualmente, el análisis de frecuencias de sequías se hace utilizando a la función de distribución y a la función de densidad de probabilidad de la distribución Weibull. Su forma matemática es:

$$P(X \leq x) = F(x) = 1 - exp\left[-\left(\frac{x - E}{\theta - E}\right)^{k}\right] \qquad (1)$$

donde F(x) representa a la función de distribución de probabilidad Weibull, E, θ y k son los parámetros de la distribución conocidos como de ubicación, escala y forma, respectivamente.

Como alternativa, excelente por cierto, se tiene a la distribución General de Valores Extremos para análisis de datos mínimos. Su función de distribución de probabilidad es:

$$P(X \leq x) = F(x) = 1 - exp\{-[1 - (\frac{u - x}{\alpha})\beta]^{1/\beta}\} \qquad (2)$$

donde F(x) es la función de distribución de probabilidad, u, α y β son los parámetros de ubicación, escala y forma, respectivamente.

Ahora bién, se presenta el problema de ¿cuál de los dos modelos hay que elegir? La pregunta puede resolverse solamente después de haber estimado los parámetros incluídos en (1) y (2), a través de cualquiera de los métodos de estimación de parámetros existentes. Posteriormente, se requiere cuantificar la bondad del ajuste realizado por una o varias metodologías que para este fin existen. Finalmente, se requiere hacer un juicio objetivo, basado en todos los elementos disponibles, para elegir la función que se usará.

Es muy probable, en la mayoría de los casos, encontrar que la función (2) proporcionará un mejor ajuste que la (1), la razón proviene del hecho que (1) es una de las soluciones particulares del Postulado de Estabilidad que deben cumplir los extremos, en este caso las sequías. Por otra parte, (2) representa la solución general del Postulado de Estabilidad antes mencionado y por lo tanto (2) es capaz de modelar condiciones en muestras de datos que (1) no puede dada su condición de solución particular.

Hasta el momento se ha hablado de modelos matemáticos, llamados funciones de distribución de probabilidad, para sintetizar y describir muestras de datos mínimos (sequías), pero no se ha especificado el fin que esto persigue. El objetivo que persigue el análisis de frecuencias de gastos mínimos (sequías), es el disponer de un modelo que sea capaz, además de relacionar magnitudes de gastos mínimos con periodos de retorno, de dar información acerca de la magnitud de los eventos para periodos de retorno más allá de los observados en el periodo de registro de la muestra de datos.

Las finalidades principales que se persiguen con el análisis citado en el párrafo anterior, están relacionadas con el establecimiento de criterios de diseño y operación de obras hidráulicas, como lo son presas de almacenamiento.

El tema expuesto en estas notas está dentro de los programas de investigación de la Sección de Aprovechamientos Hidráulicos de la División de Estudios de Posgrado de la Facultad de Ingeniería de la UNAM.

Referencias

Deininger, R. A. and Wesfield, J. D., "Estimation of the Parameters of Gumbel's Third Asymptotic Distribution by Different Methods", Water Resorces Research, Vol 5, No 6, pp 1238-1243, 1969.

Gumbel, E. J., "Statistics of Extremes", Columbia University Press, 1958.

Gumbel, E. J., "Statistical Forecast of Droughts", Bulletin of the International Association for Scientific Hydrology", Vol 8, No 1, pp 5-23, 1963.

Natural Environment Research Council, "Low Flow Studies", Institute of Hydrology, 1980.

22 Octubre 84

'lmg

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

"ACTUALIZACION EN LA ENSEÑANZA DE LA HIDRAULICA"

ENSEÑANZA DE LA HIDRAULICA MARITIMA

ING. HECTOR LOPEZ GUTIERREZ

NOVIEMBRE DE 1984.

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 primer piso Deleg. Cuauhtemoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

ENSEÑANZA DE LA HIDRAULICA MARITIMA

Ing. Héctor López Gutiérrez

Los movimientos del mar, sus causas, sus efectos sobre las costas y el relativo control que puedan ejercerse sobre ellas, constituyen uno de los campos de análisis, investigación y desarrollo tecnológico más amplios a que puede enfrentarse un técnico o un investigador en el ámbito de la hidráulica.

Asociando este campo a la problemática de aprovechamiento de nuestros recursos litorales, en el más amplio sentido de la palabra, se obtiene todavía una participación aun más interesante puesto que no hay variante de problemas de hidráulica marítima que no encuentren una respuesta en casos reales en ambas costas del país.

De todo lo anterior encontramos que dada la magnitud, extensión y tipo de los problemas nacionales por resolver, la atención que hay que prestar a esta rama de la hidráulica debería de calificarse como de la más alta prioridad, quizás aún mayor que la que se le concede a la enseñanza de la "hidráulica de agua dulce", no tanto porque esta no la merezca sino porque el número de ingenieros, investigadores y maestros que tienen un conocimiento y un dominio de dicha hidráulica de agua dulce es sensiblemente mayor que para el caso de la hidráulica marítima.

Con todo lo anterior queremos destacar el que la hidráulica marítima, cuando menos en las escuelas de enseñanza superior de los estados costeros, de

bería de constituir una de las matrices obligatorias y con una extensión, en cuanto a número de horas de clase, que permitiesen cubrir adecuadamente la amplia gama de posibilidades que requiere su conocimiento, dando, eventualmente, un toque característico en los problemas de aplicación de acuerdo con el tipo de costa que corresponda a cada Estado.

Por lo que se refiere al enfoque de la materia propiamente dicho, sin soslayar la importancia de las bases teóricas que la sustentan, la trasmisión del sentido físico de la fenomenología de los agentes marinos que interactúan entre si o sobre las costas, es vital para la cabal comprensión y posible aplicación de esas bases teóricas.

La obtención, integración y análisis de información documental o de campo demanda tener una clara imagen de la forma como pueden combinarse, afectarse y modificarse los distintos elementos de la problemática marítima. La aplicación de fórmulas téoricas, el uso de modelos físicos o matemáticos - pueden conducir a resultados tan cercanos a la realidad como precisa sea - la visión conjunta de que y como ocurren las cosas en la naturaleza.

Más aún, la hidráulica marítima es sustento de otras disciplinas no solamente de tipo ingenieril sino por ejemplo de tipo biológico, lo cual obliga a que el ingeniero que analiza en conjunto causas y efectos de los agentes marinos deba ser consciente de la interrelación con esas disciplinas - para poder diagnosticar y planear adecuadamente las formas para modificar, controlar o manejar el conjunto de agentes involucrados y, al propio tiempo incorporar a técnicos y especialistas en ramas afines para lograr soluciones integrales de los problemas tratados.

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

"ACTUALIZACION EN LA ENSEÑANZA DE LA HIDRAULICA"

MODELOS HIDRAULICOS

DR. GABRIEL ECHAVEZ ALDAPE

NOVIEMBRE DE 1984.

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 primer piso Deleg. Cuauhtemoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

Scaling Factors and Scale Effects in Modelling Hydraulic Structures

P. Novak

Emeritus Professor, University of Newcastle upon Tyne, United Kingdom

Proporcionado por el Dr. Gabriel Echeverría

1 INTRODUCTION

It is impossible to discuss scaling factors in relation to the modelling of hydraulic structures without recalling that it is well over 100 years that W. Froude made the first water basin model for designing ships (1869) and that O. Reynolds published his model experiments on fluid motion in pipes (1883) and designed a tidal model of the Upper Mersey (1885). Should we want to go further back we could recall that A.L. Cauchy investigated models of vibrating rods and plates in 1829 and indeed we could go back into the fifteenth century to Leonardo da Vinci's experiments. And, of course, it was the turn of the century that saw the establishment of the two pioneering river and hydraulic structures laboratories by Hubert Engels in Dresden (1898) and Theodor Rehbock in Karlsruhe (1901). I hardly have to remind the audience at a Symposium of the International Association for Hydraulic Research of the veritable explosion in this century of the scope of the subject and of the distance travelled since these beginnings.

But perhaps just because we are continuously attempting the modelling of more complicated phenomena associated with the development of water resources in general and hydraulic structures in particular and because these structures, due to their increase in size and increasing demands for economy of design, present new problems, it is appropriate to pause and think about the role of scaling factors employed in our modelling work and about the resulting scale effects.

The organisers of the Symposium have assembled a formidable array of papers and speakers in seven specialist areas and it would be wrong and presumptuous of me if I attempted in this introductory lecture to discuss problems involved in these or indeed other areas of modelling. I will, therefore, concentrate on what I regard as basic principles which continue to present us with a challenge.

2 DEFINITIONS AND TERMINOLOGY

In any discussion of scaling factors and scale effects it is important to clarify the terminology used. The need for generating common terminology was recognised, e.g., recently by the ASCE when the Committee on Research of the Hydraulics Division appointed a Task committee to prepare a glossary of hydraulic modelling terms (1). Let us examine some definitions of the basic terms:

a) Model -
"A reproduction of the prototype, generally small scale, but it may be larger or geometrically distorted. A physical model uses physical properties and behaviour of modelling materials to represent the prototype"(1).
"A hydraulic model - any physical model for the simulation of flow processes, flow states and events, which concern problems of hydraulic engineering or technical hydromechanics" (2).
"The simulation of a prototype, the tool for producing technically and economically optimal solutions to (hydraulic) engineering problems. A scale model (as opposed to analogue and mathematical models) uses the method of direct (physical) simulation of hydraulic phenomena in the same medium as on prototype" (3).
"Scale models (as opposed to subjective, qualitative, analogue, mathematical models) are structured to mirror the true physical behaviour of the prototype and are a valid substitute for the prototype" (4).
These are just a few definitions from some of the recent publications. Thus there is a difference in emphasis pending on the point of view from which the subject is tackled, but essentially there are n great differences.

b) Scaling laws -
"Conditions that must be satisfied to achieve desired similarity between model and prototype" (1).
(There is virtual unanimity on this topic).

c) Scale factor -
"A factor by which the quantity of a prototype element can be transformed into the corresponding quantity of the corresponding model element" (4).
"Ratio of a variable in a model to the corresponding variable in its prototype" (1).
(definition of scale or scale ratio)
(the same concept is used, e.g., by Yalin (5))
"Ratio of a variable in prototype to the corresponding variable in its model" (3).
(the same concept is used, e.g., by de Vries (6) and others; this is, of course, the reciprocal of the definition given in (1)).

d) Geometric similarity -
" Similarity in form" (1).

e) Kinematic similarity -
"Similarity of motion" (1)

f) Dynamic similarity -
"Similarity of forces" (1).

g) Distortion -
"Conscious departure from a scaling law often necessitated by a complex set of prototype and laboratory conditions. The term is most commonly used for geometric distortion in which the vertical and horizontal scales are different" (1).

Although some authors often quote longer definitions there is no disagreement in principle on points d-g.

h) Mechanical similarity -
A term embracing geometric, kinematic and dynamic similarity (3) - see also discussion in next section.

i) Dimensionless number -
Physically meaningful ratio of parameters that is dimensionless. These ratios are useful in determining scaling laws since a particular dimensionless number must be the same in model and prototype to achieve similarity. Examples are the common force ratios and ratios which are of particular physical significance" (1).

j) Scale effect -
"Consequence of nonsimilarity between model and prototype resulting from the fact that not all pertinent dimensionless numbers are the same in model and prototype" (1).
"Error arising by using the model according to the main determining law (forces) and neglecting others" (3).
"Scale errors result from modelling the prototype on the basis of scales chosen to suit the dominant force action and allow the other forces to be out of scale" (4).
Many other authors when speaking of scale effects refer either explicitly or implicitly to dominant forces (e.g., Allen (7), Sharp (8)).
As the whole Symposium deals with scale effects let us pause briefly here. The above definition given by ASCE (1) continues to explain the difference between a "perfect" model and a "real" model where density and viscosity are not correctly scaled down from prototype and therefore some dimensionless numbers are not the same. It implies, therefore, again an effect, error, introduced by not scaling some forces less important than the dominant one. It is important to stress that all the above definitions include the word "consequence" or "error", although sometimes - in my opinion wrongly - the term scale effect is used to describe the cause rather than the consequence of nonsimilarity, in other words there is a confusion between "scale defect" and "scale effect". It is, however, questionable whether reducing the scale effect to consequences of nonsimilarity of forces is sufficient. Although in modelling, e.g., air entrainment or cavitation phenomena most scale effects can in the final analysis be reduced to the nonsimilarity of forces, not all can (or only with convoluted arguments). E.g., the effect of critical velocities that present a minimum value (9) or effects of water quality on the cavitation number (10) are not easily represented as functions of forces; it would thus be preferable to adopt the wider interpretation of "determining law" (3) or better still the clear and embracing definition given above in the first sentence of the text of ASCE (1) which can be read in conjunction with the definition of dimensionless numbers including ratios of "particular physical significance".
For completenes sake let us recall another factor which the ASCE publication (1) calls:

k) Laboratory effect -
"Consequence of necessary laboratory simplifications or physical constraints on the model".
One could of course carry this discussion too far and I shall refer later in section 4 again only to some problems related to definitions of dimensionless numbers.

3 SIMILARITY THEORY

Mechanical similarity - which for me as mentioned earlier is an all embracing term - can be defined as follows: two formations are (mechanically) similar, if they are geometrically similar and if, for proportional masses of homologous points, their paths described in proportional times are also geometrically similar.

This definition based on Newton's law thus includes geometric similarity of the two formations, the proportionality of times and the geometric similarity of the paths travelled (kinematic similarity) as well as the proportionality of masses and thus also of forces (dynamic similarity). In other words, mechanical similarity always includes dynamic (and thus also kinematic) and geometric similarity, whereas dynamic similarity always includes kinematic but not necessarily geometric similarity, leading to the general concept of distorted models with dynamic similarity (3). The abandonment of geometric similarity for practical or hydrodynamic reasons does not necessarily mean that exact dynamic similarity is not possible. On the other hand this is often the case, e.g., in vertically distorted models where the scale of the vertical velocity components is different from the scale of the horizontal velocity components or where certain forces acting in prototype are not scaled according to their scaling laws (leading to scale effects); in those cases we speak of approximate mechanical or approximate dynamic similarity (3).

The theory of similarity leading to dimensionless numbers and scaling laws can be elaborated in three ways. The first determines the criteria of similarity from a system of basic homogeneous (differential) equations which mathematically express the investigated physical phenomena. The second path leads to the conditions of similarity through dimensional analysis carried out after a careful appraisal of the physical basis of each phenomenon and of the parameters which influence it. The combined use of physical and dimensional analyses is often the best route to a successful formulation of similarity criteria. The third route could be denoted as the method of synthesis. I shall briefly comment on some aspects of each of these three routes:
An example of the first route - use of physical laws and governing equations - is the formulation of the scaling laws (criteria) by writing, e.g., the Navier-Stokes equations both for the model and prototype and inserting the scales of the various parameters into one set of the equations. In this way we arrive at the condition (where M is the scale):

$$\frac{M_l}{M_v \cdot M_t} = \frac{M_g M_l}{M_v^2} = \frac{M_p}{M_\rho M_v^2} = \frac{M_\mu}{M_\rho M_v M_l} = 1 \quad (1)$$

e.g., the condition that the scales of the Strouhal (Sh), Froude (Fr), Euler (Eu) and Reynolds (Re) numbers must be 1. The dimensionless numbers thus derived can, however, be criteria of similarity only, if the initial equations have an unambiguous solution. This can only be attained if the equations are limited by certain boundary conditions which assume the character of conditions of unambiguity of the solution. These conditions take into account the geometry and dimensions of the space in which a certain flow phenomenon occurs, the physical properties of the medium and the inital conditions determining the values of the variables at the limit of the system (3). Neglecting, e.g., inertia and external forces, Navier-Stokes equations would lead us to the statement

$$\frac{M_p M_l}{M_\mu M_v} = 1 \quad (2)$$

i.e. the identity of the Lagrange number on the model and prototype. This of course is only a special case of the gengral statement

$$Eu = f(Re) \tag{3}$$

with

$$Eu = c\,\frac{1}{Re} \tag{4}$$

where c is a constant (laminar flow).
Similarly if we neglect viscous and external forces for steady flow we obtain from the Navier-Stokes equations

$$\frac{M_p}{M_\rho\, M_v^2} = 1 \tag{5}$$

which is another limiting case and an example of an auto-modelling region with the function of the Reynolds number in equation 3 becoming a constant.
It can also quite easily be shown (3) that for an incompressible liquid exposed simultaneously to gravity and viscous forces, which would normally lead to scale effects in modelling, complete mechanical similarity can be achieved in two special cases: the first is the case of irrotational flow of a viscous liquid with a free surface, i.e. a flow with a velocity potential. For steady flow the criteria of similarity derived from the Navier-Stokes equations reduce in this case to

$$Eu = f(Fr) \tag{6}$$

The second is the case of viscous fluid flow under pressure; here the influence of gravity may be included in the pressure differential and not connected physically with the mass of the fluid. Introducing this procedure into the Navier-Stokes equations leads to a situation where only the Reynolds number and the Strouhal number remain as criteria of similarity. For steady flow of a viscous incompressible fluid under pressure this leads therefore again to equation 3.

The second route - application of conventional dimensional analysis - is of course well documented in the technical literature (e.g., 11-15 and previously quoted publications). Developed from the well known Buckingham (1914) and Rayleigh (1915) procedures the application of dimensional analysis to the planning of experiments and interpretation of their results as well as to the development of scaling factors is well known and widely used. Less well appreciated, however, is the fact that these methods are really only examples of partial analyses. Apart from giving sometimes incomplete solutions the other pitfalls of the purely simple dimensional approach are that the analysis can lead to spurious correlations and only obvious conclusions. To avoid drawing wrong conclusions from, e.g., statistical analysis of experimental data by means of dimensionless products, it is important that parameters present in the problem and having a strong stochastic character appear only in one dimensionless product (6).

An advance on the two conventional methods of dimensional analysis is presented by the basic echelon matrix procedure (16). This integrated procedure cannot be undertaken without simultaneously encompassing a check on the rank of the matrix of dimensions in formal mathematical terms and therefore it cannot lead to an incomplete set of nondimensional products. In his recent paper on the subject Barr (17) lists five procedures for dimensional analyses where the first four - Rayleigh, Buckingham, basic stepwise and echelon matrix - involve the direct formulation of pi-term nondimensional functional equations. The fifth procedure, the proportionalities-stepwise procedure, is associated with the third route, the method of synthesis.

The conventional methods of dimensional analysis guide the analysis to a correct but not necessarily convenient solution; although convenient solutions may be obtained by compounding (combining) parameters, the full range of convenient solutions is not clearly apparent. The method of synthesis was developed to overcome these disadvantages and it bridges the dimensional and similitude analysis. In formulating the method Barr (18) originally introduced an intermediate step by formulating a dimensionally homogeneous equation with a redundancy, which then allowed flexibility in the formulation of the final dimensionless equation. Instead of using force terms, as is the case in conventional similitude analysis, Barr initially suggested the use of "dynamic velocities"; at this stage the method was really only a variant of the normal one. As the use of "velocities" was cumbersome a change was made to use linear measures, "linear proportionalities", (e.g. $\frac{v^2}{g}$, $\frac{\nu^{2/3}}{g^{1/3}}$, $\frac{Q^{2/5}}{g^{1/5}}$, etc.) which proved to be easily handled and appropriate. Although there are similarities with the normal pi-method (functional dimensionless equations are formed by combining variables into terms having a dimension of length and then combining these terms with any relevant length), the advantages of the method are that more combinations can be formed than necessary. The resulting redundancies lead to the choice of the most convenient terms to be used and the most useful form of the dimensionless equation. Thus a solution can be obtained where the dependent variables appear as infrequently as possible which of course is the solution most appropriate for the study of these variables. A full exposition and development of the method with applications to the resistance to flow in pipes and densimetric phenomena and with examples of formulation of model laws has recently been given by Sharp (8).

4 SOME COMMENTS ON SCALING FACTORS AND DIMENSIONLESS NUMBERS

Schuring in the appendix to his book (4) compiled a catalogue of principal numbers listing 57 entries. Each entry contains the name, symbol, definition, field of application, constituting laws or equations, constituting numbers, biographical data and notes. Even this catalogue is not complete and Schuring refers to a collection of more than 180 named pi-numbers compiled by Land in 1972. The reason for this abundance is the enormous number of possible combinations of factors. Naturally only some of the listed named numbers in Schuring's catalogue are applicable in hydraulic engineering; on the other hand some of those used are not listed and with the increasing range of problems handled in hydraulic modelling researchers and engineers are continuously meeting "new" numbers and even creating further ones.

The standard forms of the basic numbers - Newton, Euler, Froude, Reynolds, Mach, Weber, Strouhal - are of course well known. Equally well known is the ambiguity in the accepted form of the Froude number ($\frac{v}{\sqrt{gl}}$ corresponding to ratio of velocities or $\frac{v^2}{gl}$ resulting from the ratio of forces of inertia and gravity). The Weber number ($\frac{\rho l v^2}{\sigma}$) is sometimes misquoted as $v\sqrt{\frac{\rho l}{\sigma}}$. The original quotation of the Strouhal number is $\frac{fl}{v}$ (where f is the frequency) and not $\frac{l}{vt}$ as used earlier in this paper. There is also some confusion about the correct interpretation of the Cauchy number ($\frac{\rho v^2}{E}$ (4), $\frac{v}{\sqrt{E/\rho}}$ (2), $\frac{\rho v^2}{K}$ (3)). Schuring's catalogue does not include derived

numbers some of which are often used in hydraulic modelling terminology, e.g., the densimetric

Froude number (e.g., (2),(3)) $\frac{v}{\sqrt{\frac{\Delta\rho}{\rho} gl}}$ (ratio of inertia and buoyancy), the Mosonyi number (e.g., (15)), $\frac{\nu v}{gl^2}$, resulting from the ratio of viscous and gravity forces, the numbers named by analogy, e.g., the "grain Froude number" (mobility number) $\frac{v_*^2}{gd(S_s-1)}$, the pile Froude (Reynolds) number $\frac{v}{\sqrt{gD}}$ $(\frac{vD}{\nu})$ and many others: One notable omission in the Schuring catalogue is the Keulegan-Carpenter number used in modelling of flow past (circular) cylinders, diameter D, and linked to the vortex shedding process; even in this case there is no unified procedure with definitions ranging from $2\pi H/D$ (8) (where H is the wave height) to UT/D (where U is the maximum velocity, or relative velocity, and T the wave period). Another definition used is $(\pi H/L)/(D/L)$ tanh (kD) (where $k = \frac{2\pi}{L}$ is the wave number, L the wave length) when using the number as a measure of the amplitude of horizontal particle displacement relative to D. (The original text uses UT/D as period parameter and points out the similarity with the Strouhal number).

The Galileo number derived from $(\frac{Re}{Fr})^2 = \frac{gl^3}{\nu^2}$ is surprisingly little used in hydraulics. On the other hand many of the numbers listed in the catalogue are becoming increasingly familiar to hydraulic engineers working in special areas of modelling: Bingham (slow flow of viscoplastic material), Ekman (meteorology), Hedstrom (rapid flow of viscoplastic material), Peclet (mass transfer by diffusion), Rossby (large scale atmospheric or oceanic motion), Schmidt (flow with momentum and mass transfer) and Sherwood number (mass transfer by convection).

We see thus that the same name is often given to a dimensionless number composed of different parameters or the combination of the same parameters raised to a different power and that the same grouping is sometimes named differently in different countries. Of course it would be helpful if we could standardise our usage of named dimensionless groupings as it would be if we could agree on a standard notation at least for scale, Froude and Reynolds numbers. I believe, however, that it is futile, and to a certain extent even counterproductive, to go too far and attempt a common, universally accepted notation and terminology although it clearly should be done in a few selected cases. The ASCE Task Committee in its glossary (1) limited the defined numbers to nine: Cauchy $(\frac{\rho v^2}{K})$, cavitation $\frac{(p-p_v)}{\rho v^2}$, densimetric Froude, $(\frac{v}{\sqrt{\frac{\Delta\rho}{\rho} gl}})$, Euler $(\frac{v}{\sqrt{2(p-p_0)/\rho}})$, Froude $(\frac{v}{\sqrt{gl}})$, Mach $\frac{v}{\sqrt{K/\rho}}$, mobility (Shields parameter) $(\frac{\rho v_*^2}{(\rho_s-\rho)gd})$, Reynolds $(\frac{vl}{\nu})$ and Weber $(\frac{v^2 l\rho}{\sigma})$. Although a few more could be included it is hardly feasible to achieve a great deal more. Fundamentally we have two choices: either to try and stick rigorously to the original definitions or to accept the inevitable and whenever using a "named" dimensionless number to define it fully and particularly to define the velocity (mean, local, shear, fall, etc.) and the length (size, depth, diameter, grain size, etc.) parameters used.

5 SOME OLD AND NEW MODELLING PROBLEMS

The scale effect produced by not modelling correctly all the acting forces or even those significantly affecting the flow and structure under investigation is of course the subject of this Symposium and papers dealing with hydrodynamic forces, discharge characteristics, air entrainment and air water mixtures, swirl and vortex formationand energy dissipation will discuss the topic in detail. I shall, therefore, only try to recall, a few further instances where scale effects are becoming important.

The ever increasing size of breakwaters and their exposure to severe wave climate is posing new problems for the hydraulic engineer and underlines some new scale effects. The Delft Hydraulics Laboratory (19) is investigating, e.g., the effect of the wave climate, including the effect of the high energy end of the wave spectrum on breakwater stability on models with irregular waves. It is also researching the effect of viscous forces on the flow through the sublayer and breakwater core and the most suitable type of material to be used for model artificial armour units (which are relatively too strong and do not break under conditions where prototype units could fail). Units made of mortar, epoxy, aluminium and porcelain are tested as their surface friction and natural angle of repose are important and materials with large friction coefficients overestimate the stability of units; this in turn is important because the criterion of acceptable damage to the breakwater due to some movement, used in riprap protection, is not transferable to artificial interlocking units.

Offshore energy development provides another area with new modelling challenges. In a recent UK National Maritime Institute report (20) on model tests of the Cormorant "A" platform, performed in a wind tunnel and towing tank, attention was drawn to the problem of scaling of small features, which nevertheless significantly influence the drag. The modelling for the tank experiments was fairly straightforward (scale 100), as the below waterline shape of the platform was simple and could exactly be modelled, but special treatment was required for the wind tunnel model tests (scale 200). The superstructure was modelled to the detail of the crane tower members, but any members smaller than these could not be reproduced without creating exessive drag because of their low "Reynolds" number. They were omitted and it was assumed that the missing drag of unreproduced features, would be compensated by the excess drag of larger features at unrepresentative Reynolds numbers. The drag caused by the biggest features of the platform should not be seriously affected by incorrect Reynolds number as long as they are sharp-edged (the caisson deck and associated structures). The main towers, however, required special treatment because they were not sharp-edged; additional roughness, enabling the simulation of the boundary layer behaviour at prototype Reynolds number was used. The tests designed to provide values of wind drag coefficients and hydrodynamic resistance coefficients for comparision with values derived from prototype measurements, and to study more closely unusual flow patterns and motions observed on the prototype were successful and good correlation was established.

I am quoting this example, which by no means is unique, to illustrate a method of coping with scale effects, but also to stress that conventional modelling with conventional scales of very large structurs, which are not unusual these days, presents new opportunities for scale effects to appear; these can be overcome only by careful analysis, special techniques, and/or new larger experimental facilities enabling the use of larger models. To a

certain extent we can compare the situation facing modellers of large structures with that facing Davenport when he pioneered the use of boundary layer wind tunnels simulating the "real" turbulence in the effective boundary layer.

Modelling of hydroelastic vibrations represents another advanced but well documented modelling subject with its special techniques (21). The whole area of flow induced vibrations of hydraulic structures in general and gates in particular has been studied in depth by many researchers. A unified approach has been suggested classifying problems according to common excitation mechanisms on the one hand and basic flow categories on the other (22). A comprehensive state of the art review of the subject has been published recently (23). Surveying the advanced efforts in this field and the ingenuity displayed by hydraulic engineers in interpreting and coping with scale effects, I wonder sometimes whether our structural colleagues have not got an easier life: they can conduct model tests to well defined failure, and their safety factors are often larger than those applied in hydraulics. In spite of that, some of the advanced techniques of structural modelling of hydraulic structures - membrane modelling of the optimum shape of an arch dam, geomechanical models using materials with high density and low strength, the simulation of sedimentary joint rock mass foundation of dams, studies of distribution of stresses around openings in dams, methods of reducing rigidity of certain dam zones disturbing the structural behaviour of dams, use of gauged acrylic models to aid the design of tubular bracing members in offshore platforms, or the study of the adequacy of grouted connections between piles and the structure on models of piled offshore structures - all these and many others present fields of potential transfer of knowledge of dealing with scale effects.

6 CONCLUSIONS

In a brief survey I could only try to highlight some concepts associated with models and scale effects. I concentrated somewhat on definitions and terminology and on approaches to similarity theory with comments on scaling factors and dimensionless numbers and on some specific models, because the Symposium has an array of contributors better qualified to speak on specialist subjects than I am. Let us remember again that our models are designed to give valuable answers to questions posed by the practicing engineer, and to do that we must be aware of the "consequences of nonsimilarity between model and prototype resulting from the fact that not all pertinent dimensionless numbers are the same in model and prototype" and of the "error arising by using the model according to the main determining law and neglecting others". If we cannot quantify that error - as often we are not be able to do - then at least we must be aware in which direction it acts and be able to answer the question: does it contribute to safety, or does it diminish the safety factor? Only then can we modify the saying "models are to be used but not believed" into "models are to be used, sometimes believed but always understood".

7 REFERENCES

1) Modeling hydraulic phenomena - a glossary of terms (ASCE Task Committee on Glossary of Hydraulic Modeling Terms). J. Hydraulic Division, Proceedings ASCE, Vol. 108 (1982) No. HY7, P45-852

2) Kobus, H. (editor): Hydraulic Modelling. Bulletin 7, German Association for Water Resources and Land Development, 1980.

3) Novak, P. and Čábelka, J.: Models in Hydraulic Engineering (Physical Principles and Design Applications). Pitman, London, 1981

4) Schuring, D.J.: Scale Models in Engineering (Fundamentals and Applications). Pergamon Press, 1977

5) Yalin, M.S.: Theory of Hydraulic Models. Macmillan, London, 1971

6) De Vries, M.: Scale Models in Hydraulic Engineering International Institute for Hydraulic and Environmental Engineering, Delft, 1982 (2nd ed.)

7) Allen, J.: Scale Models in Hydraulic Engineering. Longmans, Green and Co., London, 1947

8) Sharp, J.J.: Hydraulic Modelling. Butterworths, 1981

9) Vasco Costa, F.: Considerations of critical velocities in hydraulic modelling BHRA 1982, paper no. A3. Proceedings of the International Conference on the Hydraulic Modelling of Civil Engineering Structures, BHRA, 1982, Coventry

10) Keller, A. and Zhiming, Y.: Massstabeffekte bei der Anfangskavitation, Bericht Nr. 47, Versuchsanstalt für Wasserbau, TU München, Oskar v. Miller Institut, 1983

11) Langhaar, H.L.: Dimensional Analysis and Theory of Models, Wiley, New York, 1951, Krier, Huntington N.Y., 1980 (reprinted edition)

12) Kline, S.J.: Similitude and Approximation Theory. McGraw Hill, New York, 1965

13) Gukhman, A.A: Introduction to the Theory of Similarity. Academic Press, 1965 (translation from Russian)

14) Isaacson, E. de St.Q. and Isaacson, M. de St.Q.: Dimensional Methods in Engineering and Physics, Arnold, London, 1975

15) Ivicsics, L.: Hydraulic Models, Water Resources Publication, Colorado, and Vituki, Budapest, 1980 (translation from Hungarian)

16) Barr, D.I.H.: Echelon matrices in dimensional analysis. International Journal of Mechanical Engineering Education, Vol. 7 (1979) No. 2, 85-89

17) Barr, D.I.H.: A Survey of procedures for dimensional analysis. International Journal of Mechanical Engineering Education, Vol. 11 (1983) No. 3, 147-159

18) Barr, D.I.H.: Method of synthesis - basic procedures for the new approach to similitude. Water Power, Vol. 21 (1969) April and May, 148-153, 183-188

19) Hydro-Delft. Delft Hydraulics Laboratory (1983) No. 65

20) Wills, J.A.B. A study to examine the correlation between model and full scale forces produced by the environment on offshore structures in the anchored, moored and towed conditions. Report No. 144, National Maritime Institute, Feltham, Middlesex, 1982

21) Haszpra, O.: Modelling Hydroelastic Vibrations. Pitman Publishing, London (and Akadémiai Kiadó, Budapest), 1979

22) Naudascher, E.: Flow-induced vibrations - a unified approach. IAHR, 1977, Vol. 6, P.361-368. Proceedings XVIIth IAHR Congress, Vol. 6. , 1977, Baden-Baden

23) Kolkman, P.: Vibrations of hydraulic structures and Gates vibrations. Novak, P. ed.: Developments in Hydraulic Engineering 2, Elsevier Applied Science Publishers, London, 1984, P.1-54, 55-112.

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

"OBTENCION RIGUROSA DE LA ECUACION DE TURBINA DE EULER"

POR: M.en I. HUMBERTO GARDEA VILLEGAS

R E S U M E N:

Se trata de un comentario sobre la forma en que tradicionalmente se obtiene la ecuación de Euler, tanto en los cursos de maquinaria hidráulica como en muchos libros especializados.

Se señala que, si bien el resultado es correcto, no lo es el procedimiento para obtenerlo y se indica la forma en que debe hacerse la demostración.

"OBTENCION RIGUROSA DE LA ECUACION DE TURBINA DE EULER"

La ecuación de Euler que explica la transmisión de la energía -- del agua a la turbina y que puede presentarse en la forma (ver figura):

$$M_o = \frac{\gamma Q}{g} (v_1 r_1 \cos \alpha_1 - v_2 r_2 \cos \alpha_2) \qquad (1)$$

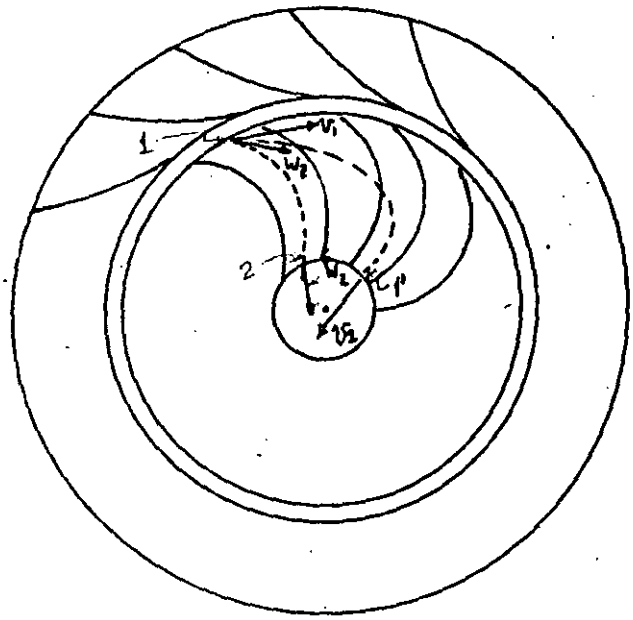
Tradicionalmente, la obtención de esta ecuación por la mayoría - de los autores es la siguiente: (ver figura).

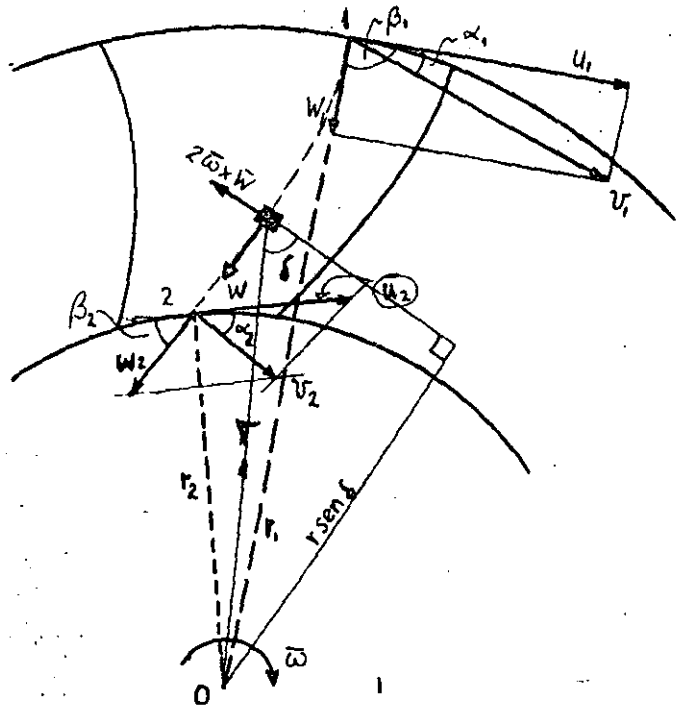
El momento desarrollado por el chorro si se considera éste con-- centrado entre dos álabes (principio de superposición de los esfuerzos) "es" el dado por la ecuación (1).

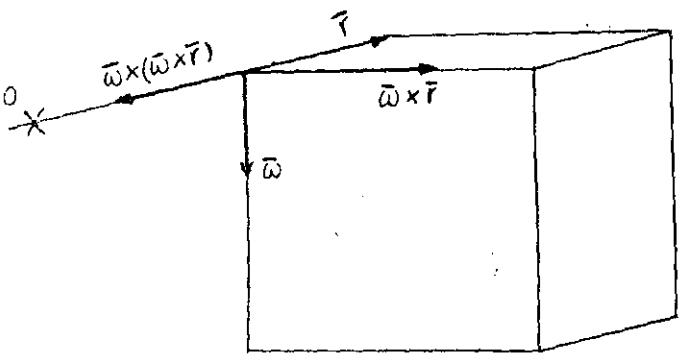
Solo que este procedimiento sería cierto si no hubiera giro. El problema es que la ecuación (1) es correcta y la sencillez de la - "demostración" es demasiado atractiva, pero si queremos ser rigurosos deberíamos considerar el movimiento de la rueda y todos los efectos inherentes a él, y para eso habría que seguir el camino que a - continuación se describe:

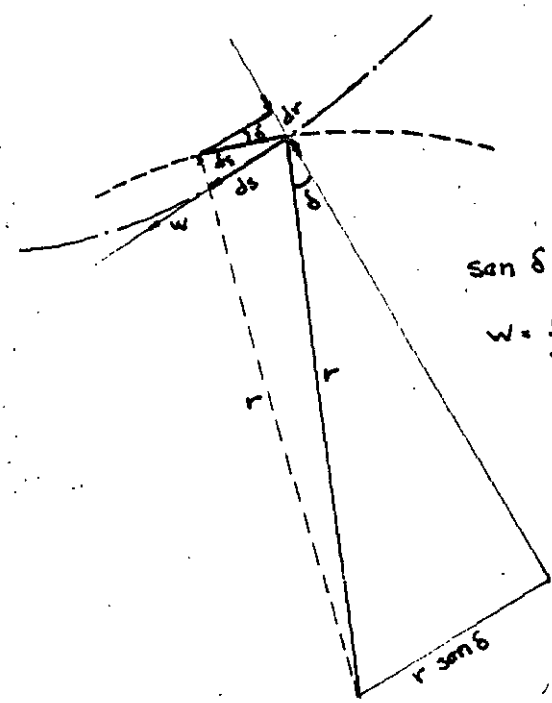
Podemos considerar la rueda fija solo si nos referimos a las velocidades relativas "w_1" y "w_2", entonces, el momento debido al impulso, es:

$$M_I = \frac{\gamma Q}{g} (w_1 \cos \beta_1 r_1 - w_2 \cos \beta_2 r_2) \qquad (2)$$



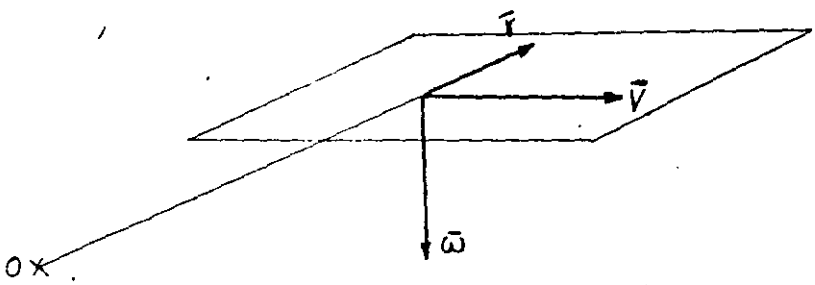






$$\operatorname{sen}\delta = \frac{dr}{ds}$$

$$w = \frac{ds}{dt}$$



Pero existe otro momento que es el debido a la fuerza de Coriolis que se presenta en cualquier partícula en movimiento curvo, y que llamaremos "M_c", luego, el momento total buscado es:

$$M_o = M_I + M_c \qquad (3)$$

Ahora bien la expresión general de la aceleración de una partícula, está dada por:

$$\bar{a} = \bar{a}_w + \underbrace{2\,\bar{\omega} \times \bar{w}}_{\text{coriolis}} + \underbrace{\bar{\omega} \times (\bar{\omega} \times \bar{r})}_{\text{centrípeta.}}$$

en que $\bar{a}_w$ produce la fuerza cuyo momento es el ya considerado en (2), es decir "M_I".

Por lo que respecta a la fuerza de Coriolis, si se considera una partícula del agua en movimiento dentro de los álabes con masa "dm" y a una distancia "r" del centro general de rotación "o" y con una aceleración de Coriolis $2\,\bar{\omega} \times \bar{w}$ ($\bar{\omega}$ es el vector que representa la velocidad angular). El momento total desarrollado entre los puntos "1" y "2" será:

$$M_c = -\int_1^2 2\,\bar{\omega} \times \bar{w}\; dm\; r\; \text{sen}\,\delta \qquad \text{(ver figura)}$$

(Se toma como positivo el sentido de giro del rodete).

y siendo:

$$dm = \frac{\gamma Q}{g}\, dt \quad \delta$$

$$\text{sen}\,\delta = \frac{dr}{ds}\,,$$

$$w = \frac{ds}{dt},$$

y

$$\bar{\omega} \times \bar{w} = |\bar{\omega}|\,|\bar{w}| \operatorname{sen} \theta; \quad \theta = 90°; \text{ (angulo entre vectores } \bar{\omega} \text{ y } \bar{w}).$$

$$\therefore \quad \bar{\omega} \times \bar{w} = 2\,\omega w \text{ (escalares)}$$

luego:

$$M_C = -2\,\omega \frac{\gamma Q}{g} \int_1^2 dt \frac{ds}{dt}\, r \frac{dr}{ds} = -2\,\omega \frac{\gamma Q}{g} \int_1^2 r dr$$

$$\therefore \quad M_C = -2\,\omega \frac{\gamma Q}{g} \left(\frac{r_2^2}{2} - \frac{r_1^2}{2}\right) = \frac{\gamma Q}{g} \left(\omega r_1^2 - \omega r_2^2\right)$$

y siendo: $u = \omega r$,

$$M_C = \frac{\gamma Q}{g} (u_1 r_1 - u_2 r_2) \tag{4}$$

y como:

$$w_1 \cos \beta_1 = v_1 \cos \alpha_1 - u_1 .$$

y

$$w_2 \cos \beta_2 = -(u_2 - v_2 \cos \alpha_2)$$

la ecuación (2) puede escribirse:

$$M_I = \frac{\gamma Q}{g} \left[(v_1 \cos \alpha_1 - u_1)\, r_1 + (u_2 - v_2 \cos \alpha_2)\, r_2 \right]$$

y la (3) usando la (4) queda:

$$M_O = \frac{\gamma Q}{g} \left[(v_1 \cos \alpha_1 - u_1)\, r_1 + (u_2 - v_2 \cos \alpha_2)\, r_2 + u_1 r_1 - u_2 r_2 \right]$$

quedando finalmente:

$$M_O = \frac{\gamma Q}{g} (v_1 r_1 \cos \alpha_1 - v_2 r_2 \cos \alpha_2) \tag{1}$$

Desde luego, usar el procedimiento más común, o el que se acaba de describir, se convierte en un problema de conciencia para el profesor. Sin embargo, considero que la llamada de atención que aquí se presenta, tiene por lo menos la misión de prevenir al expositor sobre la posibilidad de que algún buen alumno le haga la pregunta incómoda que ha motivado este escrito.

B I B L I O G R A F I A

1.- Hydraulic Turbines. M. Nechleba. Artia. Praga, Checoslovaquia, 1957.

2.- Mechanics. Kittel, Knight, Ruderman, Mc.Graw Hill, 1965.

3.- Aprovechamiento de la Energía del Agua. (En checo). S. Kratochvil, SNTL, Praga, 1977.

4.- Bombas. M. Viejo Zubicaray. Limusa, 1981.

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

"ACTUALIZACION EN LA ENSEÑANZA DE LA HIDRAULICA"

P R E S A S

M. EN I. OSCAR VEGA ROLDAN

NOVIEMBRE DE 1984.

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 primer piso Deleg. Cuauhtemoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

ALGUNOS COMENTARIOS SOBRE LA CLASE DE "PRESAS" QUE SE IMPARTE ACTUALMENTE EN LA FACULTAD DE INGENIERA DE LA U. N. A. M.

dirigidos a un grupo de profesores de Hidráulica y de materias afines en distintas universidades y escuelas superiores del País.

Por el Ing.Civil, M.en I. Oscar Vega Roldán

9 de noviembre de 1984

1. INTRODUCCION

La clase se denomina oficialmente "Presas de almacenamiento y derivación" y se imparte en dos niveles: licenciatura y posgrado.

El contenido teórico en ambos niveles es semejante, difiriendo en la profundidad que se intenta dar a los temas.

Se ha intentado diferenciar claramente los dos cursos, pero esto se dificulta por el hecho de que la materia es optativa en el nivel de licenciatura de la Facultad y ni siquiera se imparte en otras escuelas de ingeniería, por lo que muchos de los estudiantes que intentan cursarla en el nivel de posgrado no han tenido ningún antecedente directo, lo que prácticamente obliga a empezar desde la explicación de lo que es una presa y para qué se utiliza. La situación se complica aún más al considerar que en el nivel de posgrado se dispone solamente de tres horas por semana durante un semestre, lo que representa sólo un 67% del tiempo asignado en la licenciatura, pero en posgrado debe desarrollarse mayor volumen de material y a mayor profundidad.

El problema así planteado se ha resuelto de una manera práctica, pero no totalmente satisfactoria, dejando para investigación personal del alumno algunos temas en el curso de posgrado, dándole solamente una guía de estudio y algunas sugerencias de bibliografía.

De acuerdo con las autoridades de la DEPFI, y en particular con la Jefatura de la Maestría de Aprovechamientos Hidráulicos, se está planeando un curso que profundice más y trate algunos temas diferentes de los que integran el curso de licenciatura, planteando una lista de antecedentes que deberán exigirse a los candidatos (por ejemplo un examen de conocimientos básicos sobre el curso de la licenciatura) que de

seen inscribirse en el curso de posgrado.

En lo que sigue me referiré únicamente al curso de licenciatura.

2. CONTENIDO DE LA CLASE DE PRESAS

El programa de la materia se puede resumir en la siguiente lista de capítulos:

1. Aspectos generales (definiciones, estudios previos, clasificación de presas, etc.
2. Presas de tierra y enrocamiento
3. Presas de gravedad
4. Presas de contrafuertes
5. Presas en bóveda
6. Presas derivadoras.

Es importante mencionar que el curso se refiere fundamentalmente a la presa "como estructura", por lo que el énfasis se da en el diseño geométrico y la estabilidad de las presas de diferente tipo. El funcionamiento de los vasos y la operación de las presas son temas que corresponden a otras materias que forman parte del plan de estudios de la carrera de Ingeniería Civil.

Resulta así que la clase de "Presas" tiene un alto contenido de temas de Mecánica de Suelos y de Geología, así como de Tecnología del Concreto y Análisis Estructural (esfuerzos en la masa). Solamente se toca la Hidrología en relación con la diferenciación entre las presas de almacenamiento y las derivadoras, las de control de avenidas y las de carga para generación, en tanto que la Hidráulica se utiliza únicamente el cálculo de empujes, la discusión de la subpresión en presas de concreto, las redes de flujo en los núcleos de presas de tierra y enrocamiento, la discusión de niveles del agua en el vaso de las presas de almacenamiento para diferenciar los distintos casos de combinaciones de cargas (ordinarias, extraordinarias, extremas) y la explicación del funcionamiento de las presas derivadoras.

La situación que se ha explicado exige del alumno algunos conocimientos más o menos firmes de varios temas de los cursos de Geotecnia, de Comportamiento de Materiales, de diversos cursos del área de estructuras, de Geología y de Ingeniería Sísmica, que muchas veces deben ser suplidos por el profesor durante el mismo curso de Presas, en atención a que :

a) Al no existir seriación entre materias, los alumnos que toman esta clase llegan a ella con muy diverso grado y tipo de conocimientos.

b) Aunque hayan cursado algunas de las materias necesarias, los alumnos no siempre recuerdan los temas de interés con la seguridad o con la precisión que se requiere.

Ahora bien, esta diversidad de conocimientos necesarios, en lugar de convertirse en una insalvable complicación para el curso, resulta ser, en realidad, uno de los atractivos más grandes para los alumnos que se inscriben en él, pues se obliga el repaso de teorías y conceptos de otras materias para, lo que es aún más importante, poder observar su aplicación conjunta dentro de la Ingeniería. Aunque los alumnos que se inscriben en esta clase lo hacen considerándola como una de las materias optativas del área de la Hidráulica, a lo largo de unos 25 semestres (no continuos) en que me ha correspondido impartirla, nunca he encontrado sorpresa o disgusto en ningún alumno, en relación con el hecho de que el curso tiene menos contenido de Hidráulica que de otras disciplinas, previa explicación del enfoque que se intenta dar.

3. ALGUNAS OBSERVACIONES Y EXPERIENCIAS

Dentro de las muchas y variadas experiencias que el maestro va teniendo a lo largo de las diferentes ocasiones en que imparte un mismo curso, siempre se pueden extraer algunos puntos de vista de alcance general. De ellos, y a riesgo de parecer inútilmente reiterativo ante un selecto grupo de profesores que seguramente han tenido también multitud de experiencias, me he atrevido a entresacar las siguientes :

a) Sigue siendo enteramente válido el aforismo oriental de que "una imagen vale más que mil palabras" .

b) Las visitas a obras son una ayuda invaluable.

c) Las figuras deben dibujarse delante de los alumnos.

d) Es especialmente importante hacer referencia al conjunto de datos empíricos que forman parte de la experiencia vital de los alumnos.

e) Igualmente, resulta primordial mostrar al alumno la explicación sencilla, mediante diagramas de cuerpo libre de casos simplificados, del comportamiento estructural y de los aspectos típicos del diseño de la sección de las distintas clases de presas.

f) Otro punto muy importante es la necesidad de aclarar a los alumnos el significado de algunos conceptos que les resultan confusos (factor de seguridad, vida útil, resistencia del concreto al cortante).

g) Se debe luchar contra el "calculismo", vicio muy arraigado y de efectos nefastos, pues el alumno reemplaza toda posibilidad de razonar y de desarrollar y aplicar su criterio por una necesidad compulsiva de ejecutar numerosísimos cálculos, con un cúmulo de decimales, partiendo de datos que, o son supuestos, o se conocen con una precisión muy baja.

h) No debe descuidarse el hacer percibir al alumno algunos de los avances tecnológicos haciéndole concebir la posibilidad de un desarrollo profesional altamente técnico y prácticamente ilimitado.

i) Por último, recordar que la experiencia personal del maestro es algo que debe transmitirse al alumno, resulta casi superfluo. Una clase como ésta debe abundar en ejemplos obtenidos de casos históricos y de experiencias vivenciales del profesor que la imparte. Sólo así podrá el alumno, desde el aula, llegar a saborear un poquito de la ingeniería, en especial, en nuestro caso, de la Ingeniería Hidráulica. Con esto se logrará que desarrolle un mayor interés en los temas y que estudie por gusto y no por obligación, se contribuirá efectivamente a su formación y se inducirá la posibilidad de que realmente busque su desempeño profesional dentro de uno de los campos más hermosos de nuestra carrera.

OVR'gor

PRESAS DE CONTRAFUERTES

por

Oscar Vega Roldán (1)

1. GENERALIDADES

Derivándose la estabilidad de una presa de contrafuertes del mismo principio que la de una presa de gravedad, resulta conveniente referirse a ésta para exponer el origen, el desarrollo y las características principales de las estructuras que agrupamos con el nombre genérico de presas de contrafuertes.

En muchos países (sobre todo europeos) se construyen cada vez menos presas de gravedad, a pesar de los dos factores importantes que pueden alegarse en su favor: facilidad de diseño y mecanización de la construcción, provenientes de la simplicidad de su forma y de la magnitud de su volumen. En efecto, el desarrollo de los modelos matemáticos para el cálculo, la evolución de las computadoras de alta velocidad y los avances en los procedimientos constructivos, reducen o anulan esas ventajas en muchos casos, en favor de otros tipos de presa.

---

(1) Ingeniero Civil, M.I. (Hidr.).- Director Técnico de CIEPS, s.c., Ingenieros Consultores y Proyectistas, México.

Por otra parte, la eficiencia en el aprovechamiento de la resistencia intrínseca del material de construcción es pobre en una presa de gravedad, resultando los esfuerzos a que se ve sometido el concreto muy por abajo de los que podría soportar, sin que se puedan llevar a valores más razonables por el motivo mismo de que la estabilidad de la estructura se debe a su peso, y de que una parte importante de él se ocupa en contrarrestar la subpresión.

Desde el punto de vista económico, el correctivo usual es reducir la calidad del concreto, empobreciendo las mezclas por disminución de la dosificación de cemnto. En el límite, esta tendencia lleva a suprimirlo totalmente, lo que conduce a las presas de materiales sueltos (tierra y enrocamiento), tan desarrolladas en nuestro país y en otros del continente americano.

La tendencia opuesta, es decir, tratar de obtener el mejor partido de los materiales de construcción, haciéndoles trabajar a esfuerzos mayores, nos dirige hacia los diferentes tipos de presa de contrafuertes. En ellos, el aprovechamiento del peso del agua sobre la cara aguas arriba, y la casi total eliminación de la subpresión al reducir la superficie sobre la que actúa, ocasionan que se requiera menor peso de la estructura y, por ende, menor volumen de material, para su estabilidad. Esta tendencia ha sido seguida y desarrollada fundamentalmente en Italia, Francia y Suiza durante los últimos 50 años, aunque hay ejemplos muy anteriores de presas construidas con este tipo de estructura. En nuestro país fueron levantadas presas de contrafuertes desde la época colonial, habiendo sólo algunas obras modernas diseñadas con estas ideas (Las Vírgenes en el río San Pedro, Chih.; Don Martín en el Salado, Coah.; Jocoqui en el Pabellón, Ags.; Rodríguez en el Tijuana, B.C.).

Analicemos un caso simple para examinar el efecto de suprimir la subpresión e introducir el peso del agua como elemento estabilizante. La sección teórica triangular de una presa de gravedad sujeta al empuje hidrostático y a subpresión total debidos a la presencia del agua retenida hasta su cúspide, tiene 0.845 H de base, si H representa la altura y el peso volumétrico del material de la estructura es 2.4 veces el del agua, para mantener la resultante dentro del tercio medio (fig. 1-a). Si de alguna manera logramos eliminar la subpresión, manteniendo las demás condiciones igual, el grueso del " contrafuerte " necesario para la estabilidad sin

que aparezcan tensiones es de sólo 58.3 % del ancho B de la cubierta, despreciando el peso de ésta (fig. 1-b).

Si ahora inclinamos el paramento aguas arriba, por ejemplo hasta tener iguales taludes en ambas caras de la sección triangular, el grueso necesario del contrafuerte disminuye a 0.542 B, por el efecto estabilizante del peso del agua (fig. 1-c). Es interesante notar que si, manteniendo la simetría de la sección, ampliamos la base del triángulo, el volumen de concreto requerido es cada vez menor: al poner una base de 0.9 H, el contrafuerte sólo deberá tener un grueso de 0.404 B (fig. 1-d) con un volumen del 79.3 % del que resulta para el contrafuerte anterior. Sin embargo, esta reducción de volumen tiene un límite geométrico, cuando el grueso necesario tiende a anularse; por otra parte, en la vecindad de ese límite, ya los esfuerzos máximos resultan demasiado grandes. Por supuesto, en un caso real hay otros muchos factores que deben tomarse en cuenta para discutir la conveniencia de estos tipos de presa y definir su geometría.

En general al comparar una presa de contrafuertes contra una de gravedad, se pueden observar las siguientes diferencias:

- La presa de contrafuertes requiere menor volumen de concreto, porque se ve libre casi totalmente de las subpresiones y porque, si el paramento aguas arriba está inclinado, hace intervenir un peso de agua para la estabilidad. Esta misma idea no resulta eficiente en el caso de una presa de gravedad, pues equivaldría a tratar de reemplazar un volumen de concreto por el mismo volumen de agua, que pesa menos.

- La reducción en volumen de concreto y el aumento en la relación del área de la superficie de concreto al volumen, permiten una mayor disipación del calor de fraguado.

- Al disponer de una menor superficie de cimentación en contacto con la roca, la presa de contrafuertes provoca un mayor esfuerzo de compresión y da un mayor esfuerzo cortante medio en la cimentación; será siempre conveniente examinar los efectos que esto puede tener en la seguridad de la obra.

- Para alturas grandes, la presa de contrafuertes requiere espesores superiores a los que serían estrictamente necesarios para la estabilidad por

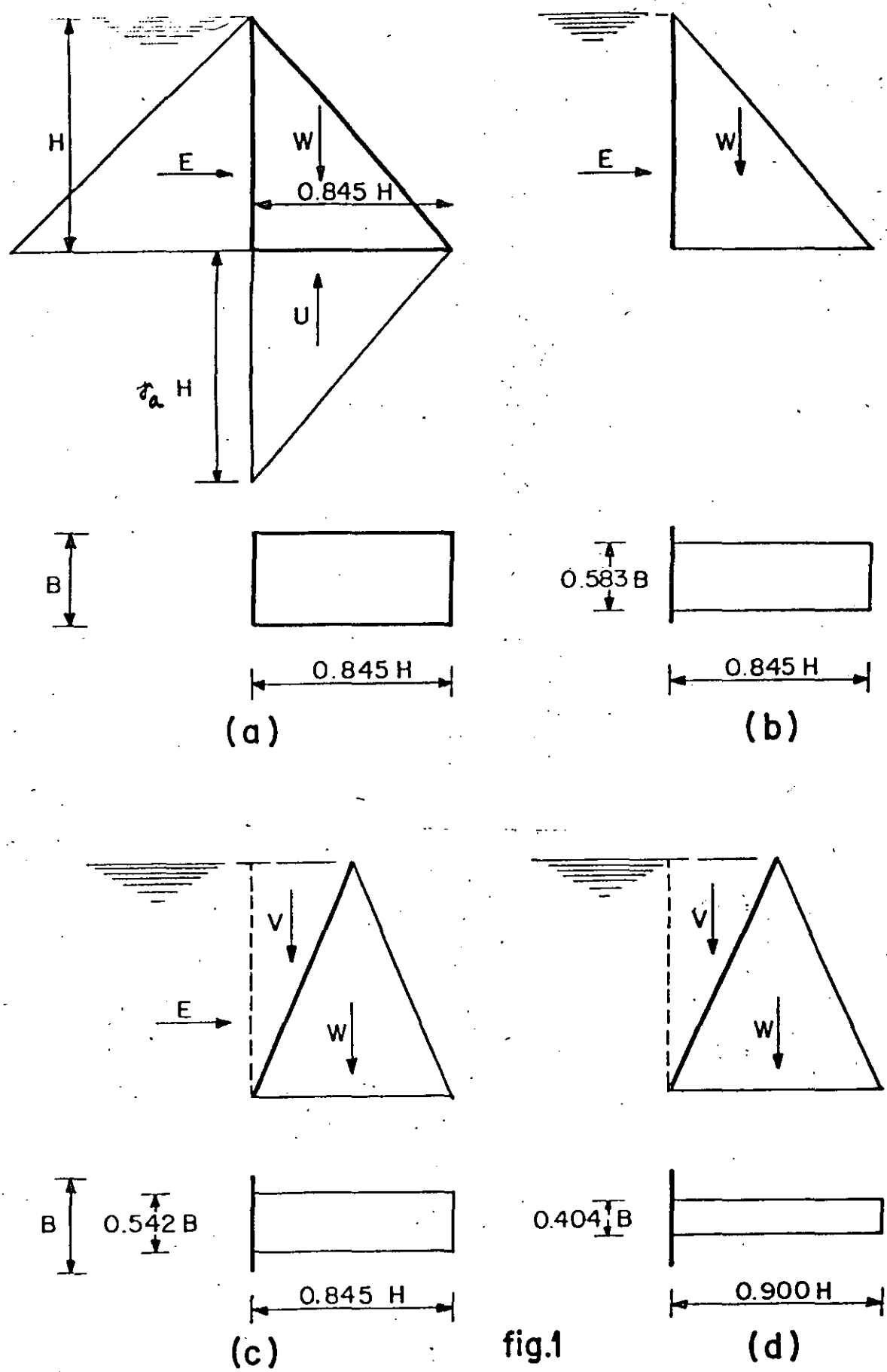

H
E
W
0.845 H
U
γ_a H
B
0.845 H
(a)
E
W
0.583 B
0.845 H
(b)
V
E
W
B
0.542 B
0.845 H
(c)
V
W
0.404 B
0.900 H
(d)

fig.1

efecto del peso, debido al aumento de los esfuerzos. Por esto, la reducción relativa de volumen disminuye con la altura, aunque puede seguir aumentando el ahorro absoluto de concreto.

- La presa de contrafuertes facilita el acceso a la parte posterior de la cubierta, lo cual es conveniente para la inspección periódica y la posible ejecución de trabajos de inyectado o perforación de drenes posteriores a la construcción.

- La presa de contrafuertes requiere más cuidado en su construcción y una relación mayor (aunque no mucho) de superficie de moldes a volumen de colado. Esto ocasiona que el precio unitario del concreto sea algo mayor que el correspondiente a una presa de gravedad, aunque, en general, la calidad y resistencia requeridas para el concreto sean las mismas o muy semejantes.

- Desde el punto de vista de efectos sísmicos y, en menor grado, del posible pandeo de los contrafuertes, una presa de este tipo puede requerir elementos rigidizantes transversales a los contrafuertes, en forma de puntales horizontales, diafragmas o mediante la ampliación del contrafuerte en su cara aguas abajo ("pata") hasta ponerlos en contacto unos con otros.

2. CLASIFICACION

Dependiendo básicamente de la solución dada a la cubierta de la presa en contacto con el agua, pueden clasificarse las presas de contrafuertes en los tres tipos principales siguientes:

- Ambursen (losa plana y contrafuertes)
- Bóvedas múltiples
- Machones masivos

La presas a base de una cubierta de losa plana apoyada sobre contrafuertes, también llamadas tipo Ambursen, son estructuras construidas en gran parte con concreto reforzado. Las losas de cubierta se apoyan sobre los contrafuertes por medio de articulaciones. Para no aumentar demasiado los claros de las losas, el espaciamiento de los contrafuertes es reducido, por esto, se trata de elementos relativamente delgados. En la figura 2 se muestra un corte típico en

planta.

Las presas de bóvedas (mal llamadas de arcos) múltiples están formadas por una cubierta constituida por bóvedas, generalmente cilíndricas, empotradas en los contrafuertes. El efecto de resistencia de los arcos o bóvedas permite disponer los contrafuertes con mayor espaciamiento, lo cual beneficia la economía de la obra. Sin embargo, también estas cortinas pueden requerir que una gran parte del concreto sea reforzado. (Ver figura 3).

Las presas de machones forman su cubierta a base de una ampliación o "cabeza" del extremo de los contrafuertes en contacto con el agua. Con este tipo de estructuras se elimina el acero de refuerzo totalmente. Cada machón debe ser estable por sí mismo. De este tipo de presa existen diversas variantes en cuanto a la forma de la cabeza:

- Cabeza redonda (figura 4)
- Cabeza de diamante (figura 5)
- Cabeza en T (figura 6); generalmente para una solución de estructura continua.

Entre las variaciones que se han desarrollado más en los últimos años, es de especial importancia la presa de machones huecos, de gravedad aligerada o tipo Marcello. Estas presas conservan las características generales de las de machones, en particular en lo que se refiere a la eliminación del acero de refuerzo, proporcionando, además, suficiente rigidez lateral a los monolitos (ver figura 7).

3. ECONOMIA RELATIVA DE LAS PRESAS DE CONTRAFUERTES

En este apartado analizaremos brevemente los diversos factores que afectan la economía de las presas de contrafuertes.

La forma de la boquilla tiene influencia en el costo de la obra, principalmente en relación con la altura necesaria para almacenar un volumen dado. A su vez, la altura de la presa influye en el espaciamiento y dimensiones generales de los contrafuertes. En general, existe un espaciamiento óptimo desde

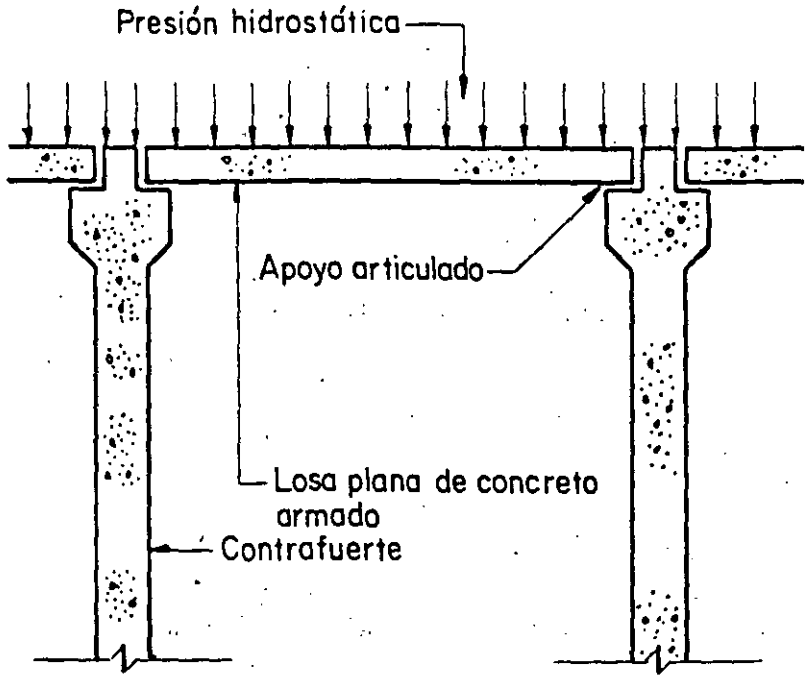


fig.2.- Presa tipo Ambursen

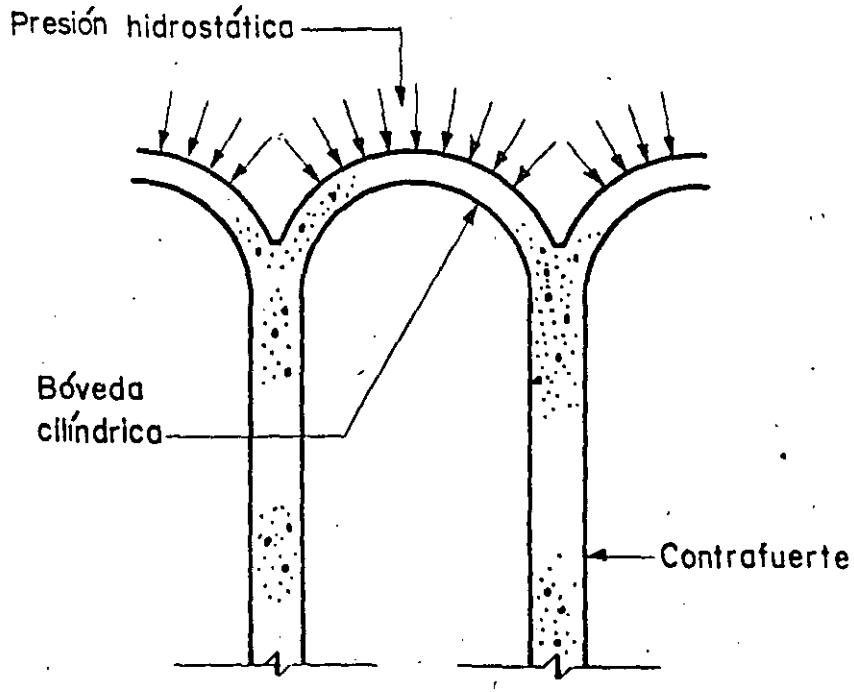


fig.3.- Presa de bóvedas múltiples

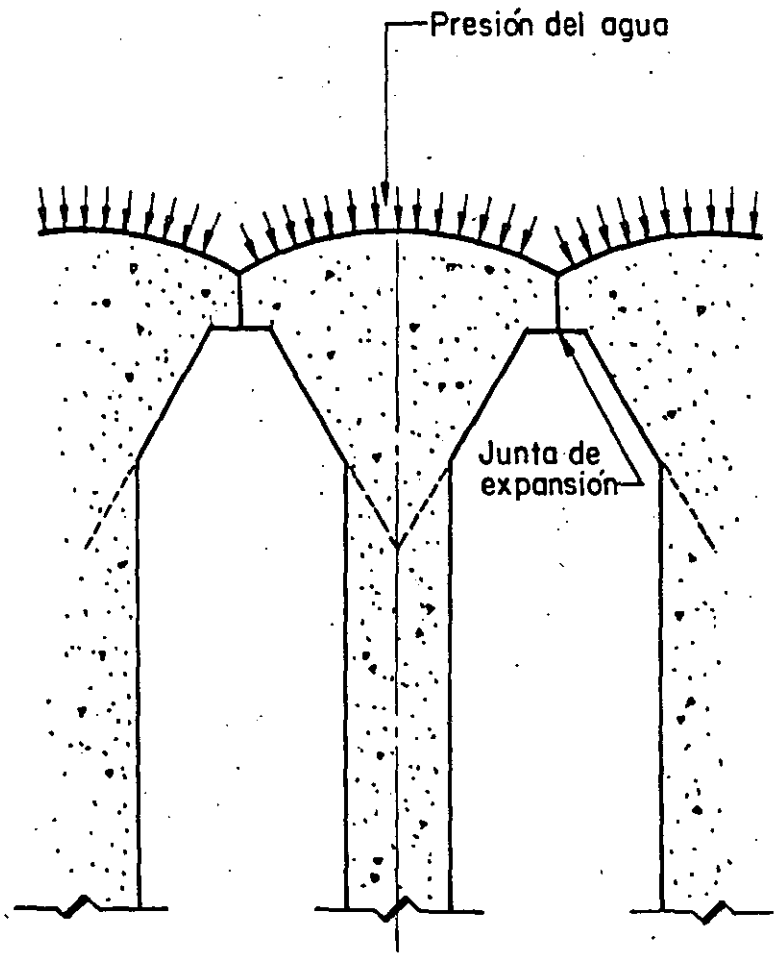


fig. 4.-Machones de cabeza redonda

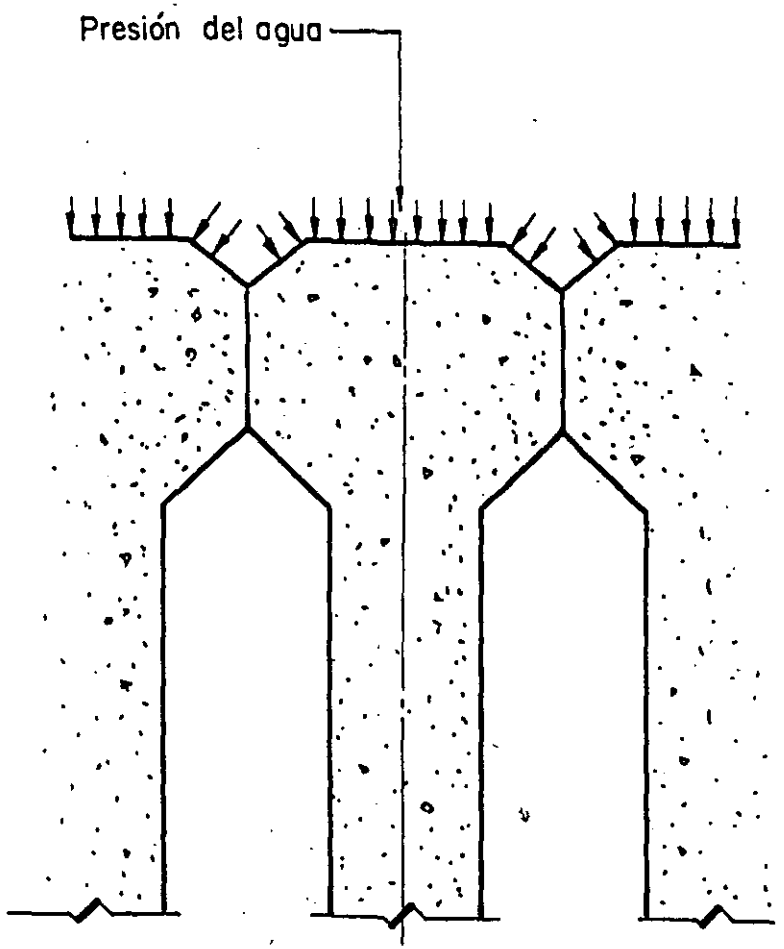


fig. 5.-Machones de cabeza de diamante

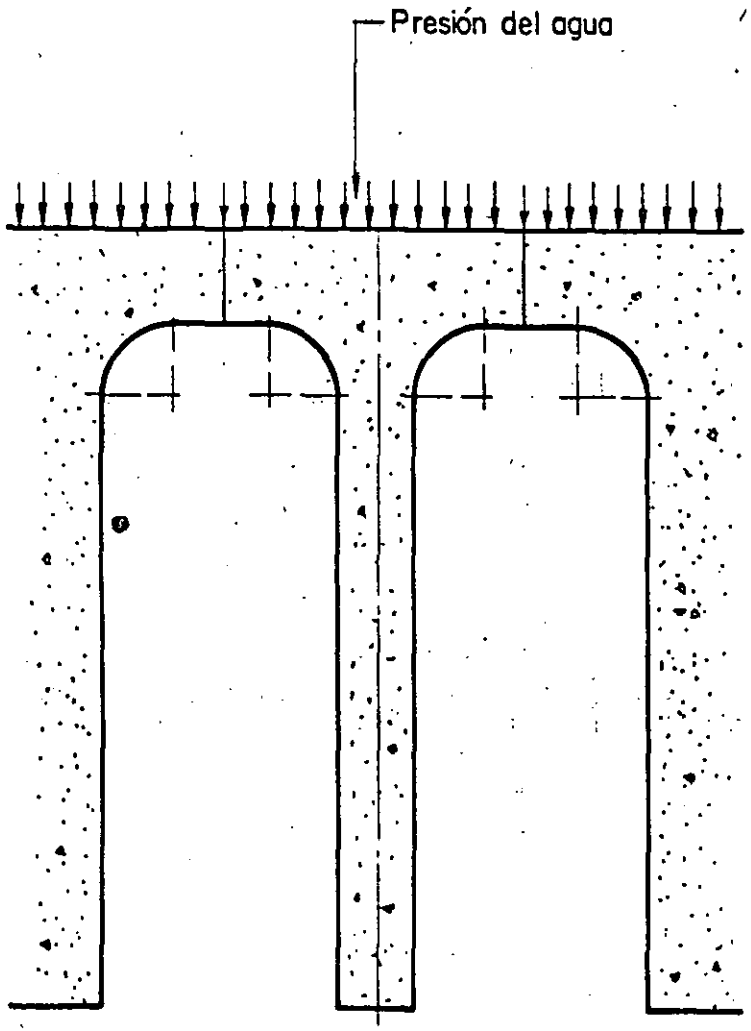


fig. 6.- Machones con cabeza en T

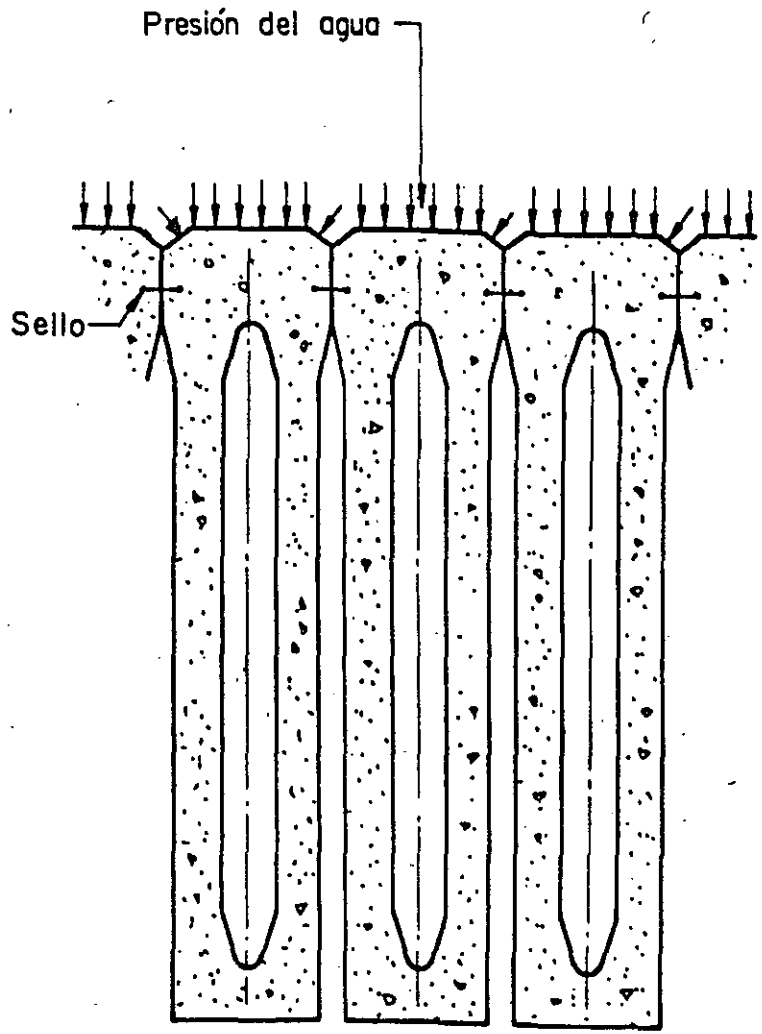


fig. 7.- Machones tipo Marcello

el punto de vista económico; sin embargo, si la topografía de la boquilla es muy irregular, resulta inconveniente variar el espaciamiento en diferentes tramos, en función de la altura local. Una boquilla ancha, con laderas de pendiente suave, facilita la adopción de un espaciamiento y espesor constantes, lo que permite escoger los más económicos y facilita el empleo de moldes o cimbras semejantes en toda la obra.

La naturaleza del terreno de cimentación afecta a la economía de la obra, especialmente en cuanto a la profundidad a que se encuentre la roca de calidad suficiente, bajo el material de relleno inapropiado para la cimentación. Teóricamente, el volumen de excavación necesario para una presa de contrafuertes es menor que el requerido por una presa de gravedad de igual altura; la disminución del volumen de excavación es tanto mayor cuanto más grande pueda ser el espaciamiento de los contrafuertes. Por otra parte, el precio unitario de la excavación puede ser algo mayor que el correspondiente a la presa de gravedad.

En lo que se refiere al volumen total de concreto, las presas de contrafuertes permiten, como se ha dicho, ahorros de importancia. En la figura 8 se muestran relaciones medias entre el volumen de concreto de una presa de machones o de bóvedas múltiples y la cubicación de una presa de gravedad de altura semejante, en función de la altura. En la práctica, sin embargo, estas relaciones pueden variar notablemente, dependiendo de las características locales del sitio de la presa.

Podemos hacer las siguientes consideraciones sobre el volumen total requerido de concreto:

El empuje medio por m2 de paramento aguas arriba (presión hidrostática) es proporcional a la altura de la presa. Gruesamente, a un esfuerzo de trabajo dado para el concreto, el espesor de los contrafuertes variará entonces como el producto de la altura por el espaciamiento. No obstante, la cantidad total de concreto en los contrafuertes no depende solamente del espaciamiento, sino que intervienen también el pandeo y las leyes de repartición de esfuerzos, para favorecer a los contrafuertes relativamente gruesos. Por otra parte, al espaciar y engrosar los contrafuertes, se obtienen ahorros en la cantidad de moldes y en el volumen de excavaciones.

En lo que se refiere a la cubierta de la presa, para una resistencia unitaria dada, su espesor será proporcional a la raíz del producto de la altura y el cuadrado del espaciamiento, para las losas de las presas tipo Ambursen, siendo aproximadamente proporcional al producto de la altura por el espaciamiento para los arcos y las cabezas de los machones.

Los estudios de ingenieros italianos y franceses han mostrado que al apartarse, aun notablemente, del espaciamiento óptimo, no se incrementa demasiado el volumen de la obra. Por ejemplo, la separación óptima de los contrafuertes para una presa de arcos múltiples de 200 m de altura es del orden de 80 m, pero al variar hasta 50 ó 100 m, el volumen total aumenta menos del 10%. Esta característica da mucha flexibilidad en el diseño, pues permite adaptar el espaciamiento de los contrafuertes a las condiciones geológicas y topográficas particulares del sitio sin inconvenientes graves en cuanto al volumen.

Observando ahora las gráficas de la figura 8, conviene notar que el volumen total de concreto requerido para una presa de machones de 100 m de altura es del orden del 66 % del de una presa de gravedad, en tanto que para una de 200 m de altura resulta del orden del 69% (datos obtenidos de publicaciones del Dr. Marcello y de diseños de CIEPS, México); los volúmenes relativos para dichas alturas, como promedio de algunas presas de bóvedas múltiples diseñadas en Francia, son del 47 y del 65% de las cubicaciones de las secciones de gravedad correspondientes (datos del Bureau d'Etudes Coyne et Bellier). Debe señalarse que las presas francesas de bóvedas múltiples requieren, generalmente, el uso de concretos de mayor resistencia y, en consecuencia, un mayor consumo de cemento que las presas italianas de machones; muchas presas de arcos múltiples americanas tienen cubicaciones semejantes a las de las presas de machones masivos. Por otra parte, ésta observación puede generalizarse pues, una vez satisfecha la condición de estabilidad, es teóricamente posible diseñar contrafuertes más esbeltos con concretos de mayor resistencia.

Con frecuencia se presenta como una desventaja importante de las presas de contrafuertes la mayor necesidad de formas o moldes para el colado del concreto. En efecto, estas estructuras necesitan, en general, una mayor cantidad de moldes. Sin embargo, la experiencia publicada por el Dr. Marcello y

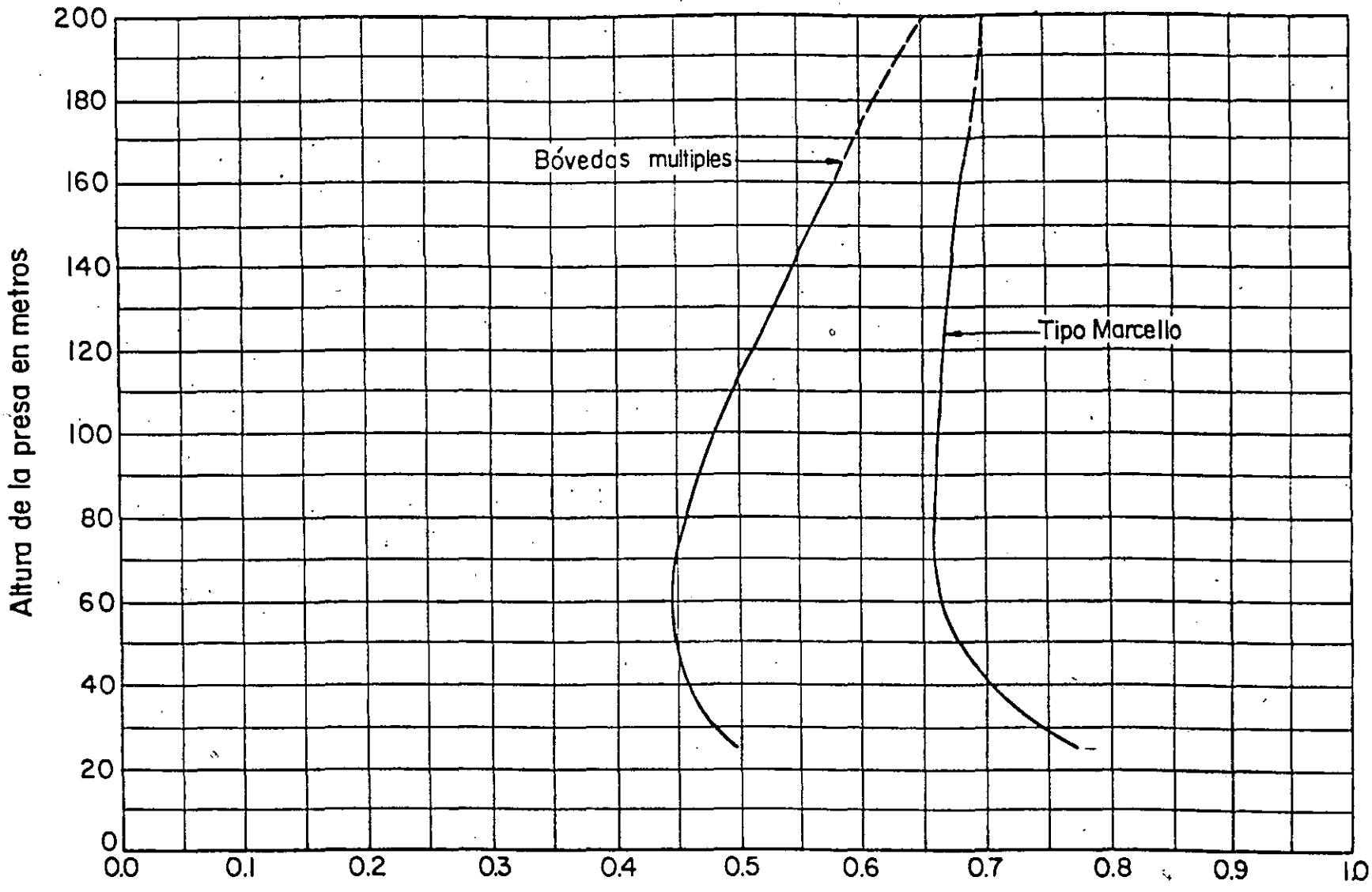


fig.8.-Relación aproximada entre el volumen de concreto en presas de contrafuertes y de gravedad

las estimaciones propias del autor muestran que no es tan grande esa diferencia, resultando los costos unitarios del concreto semejantes, en lo que se refiere al uso de formas, para una presa de contrafuertes o de gravedad (quizás con una diferencia del orden del 5 %).

Por el contrario, hay un factor económico que rara vez se toma en cuenta en la comparación de alternativas de presa para un proyecto en estudio. Las investigaciones técnicas, el proyecto y la ejecución de una estructura más elaborada pueden requerir un tiempo mayor que el necesario para terminar una presa más simple, pudiendo los beneficios económicos del proyecto retrasarse de tal manera que se anule la ventaja de un costo de construcción menor. A la inversa, es posible que el mayor volumen por colocar sea la condición que obligue a un tiempo mayor, en cuyo caso resulta desfavorecida la presa de gravedad.

4. ESTABILIDAD GENERAL

Como en el caso de las presas de gravedad, deben cumplirse las dos condiciones básicas de estabilidad de la estructura de contrafuertes: no volteamiento y no deslizamiento. Las fuerzas que entran en juego son las mismas que se consideran en una sección de gravedad, es decir, empuje hidrostático, empuje de azolves, peso propio y subpresión, además de eventuales cargas de hielo y sismo; las cargas se valúan como es costumbre y se suman en una resultante R, con componentes horizontal y vertical H y V. Por supuesto, el análisis no se lleva a cabo para una tajada de presa de espesor unitario, sino que se desarrolla para un elemento individual (contrafuerte), tomando en cuenta las cargas de agua y azolves que actúan sobre todo el ancho de la cubierta que se apoya en ese contrafuerte.

Aunque, teóricamente, la estabilidad del elemento al volteo queda garantizada si la línea de acción de R pasa por el interior del perímetro de la superficie de desplante, la práctica corriente y el criterio más sano consisten en evitar esfuerzos de tensión en el extremo de aguas arriba, evitando así la tendencia a la formación de grietas, el consiguiente aumento de las fuerzas de subpresión que tienden a voltear la estructura y la reducción del área de contacto con la roca de cimentación, en la que se presenta resistencia al cortante que contribuye a la estabilidad al deslizamiento. En estas condiciones, el factor de seguridad al volteamien

to suele ser mayor de 2.

Con frecuencia, la condición de no deslizamiento influye importantemente en el diseño general de los contrafuertes. Para cumplir con ella, ha sido corriente estipular que H no sobrepase a una fracción de V, usualmente del orden de 0.75 (tomando, si el plano de desplante es inclinado, las componentes tangencial y normal de la resultante en lugar de H y V). Sin embargo, la tendencia moderna consiste en valuar la seguridad al deslizamiento tomando en consideración no sólo el coeficiente de fricción, criterio al que corresponde la condición anterior, sino también la resistencia al esfuerzo cortante que se desarrolla en el seno del concreto, en la superficie de contacto con la roca de cimentación y en el seno de ésta. Este criterio corresponde al uso del concepto de factor de seguridad de fricción-cortante, cuyo valor debe resultar, como mínimo, del orden de 4, para cumplir con las especificaciones de seguridad al deslizamiento establecidas por la práctica corriente. En general resulta relativamente fácil obtener valores del coeficiente de seguridad de fricción cortante conformes a esta recomendación, si la calidad del concreto y de la roca de cimentación es suficientemente buena (para el caso de una presa de gravedad, los valores que se obtienen usualmente son más altos, del orden de 5.5 ó 6 para condiciones ordinarias de carga).

No debe perderse de vista, sin embargo, que el coeficiente de fricción-cortante representa tan sólo un factor de seguridad medio para el área de desplante, debiéndose revisar los valores locales del esfuerzo cortante que dependen de la variación real de los esfuerzos cortantes y normales y de las características de la roca de cimentación. En particular, es conveniente analizar por separado los valores de este coeficiente para cada tramo entre juntas de contracción.

5. DISEÑO DE LA CUBIERTA

5.1. Presas de losas planas tipo Ambursen

La cubierta de este tipo de estructuras es a base de losas planas de concreto reforzado, apoyadas libremente sobre ménsulas de soporte que forman parte de los contrafuertes.

El apoyo libre tiene el objeto de eliminar los esfuerzos de tensión en la cara aguas arriba de las losas suprimiendo, de esta manera, la necesidad de acero de refuerzo cercano a esa cara. Sin embargo, deben disponerse llaves en las juntas de las losas con los contrafuertes, de tal manera que la totalidad del peso de las losas sea transmitida a ellos, ayudando así a la estabilidad de la estructura.

En efecto, si no se dispusieran las llaves mencionadas, la componente tangencial del peso propio de las losas se transmitiría directamente a la cimentación a través del cuerpo de las mismas losas, no contribuyendo a la estabilidad general. Por otra parte, la componente del peso propio normal al plano de la cubierta tendría, a su vez, una componente horizontal que se sumaría a las fuerzas actuantes, tendiendo a voltear la estructura.

Al diseñar las losas de cubierta, conviene tener en cuenta los siguientes razonamientos: Aunque la teoría de la flexión permite calcular los espesores mínimos de concreto que serían necesarios para las losas, no resulta tan ventajoso diseñarlas con peraltes pequeños y mucho refuerzo, ya que su peso debe favorecer a la estabilidad de la cortina. Desde otro punto de vista, es mejor que los espesores de las losas sean relativamente gruesos, de forma que no llegue a requerirse refuerzo por esfuerzo cortante; no obstante, es recomendable proporcionar cierto armado, en forma de barras dobladas, en los apoyos.

No hay que olvidar tener en consideración los esfuerzos que puedan presentarse por la contracción del concreto o por cambios de temperatura. En general, debe tenerse especial cuidado en el diseño, tomando en cuenta que la falla de una de estas losas podría provocar daños de consideración y resultaría, ciertamente, difícil de reparar: en especial, debe proveerse suficiente recubrimiento al eventual acero de refuerzo ubicado cerca de la cara de aguas arriba.

En lo que se refiere a las ménsulas de apoyo de las losas debe recordarse que, siendo voladizos muy cortos, su diseño estará regido básicamente por el esfuerzo cortante; en consecuencia, debe cuidarse de manera especial el anclaje de las varillas de refuerzo y preferirse el armado a base de varillas de pequeño diámetro a espaciamiento reducido, dado que los esfuerzos por adherencia llegan a ser de mucha importancia. El cálculo de esfuerzos puede realizarse con la ayuda de estudios fotoelásticos en modelo, así como con los procedimientos que se des

criben, más adelante, al hablar del diseño estructural de las cabezas de los machones en presas de ese tipo.

No debe olvidarse tener en cuenta los esfuerzos transmitidos a estas ménsulas por las contracciones y expansiones de las losas de cubierta, mediante la consideración de un coeficiente de fricción apropiado.

Por otra parte, la impermeabilidad de las juntas losa-apoyo exige diseños cuidadosos de los sellos y rellenos.

5.2 Presas de bóvedas múltiples

En el diseño de las primeras presas de bóvedas múltiples se intentó aprovechar al máximo el peso del agua para la estabilidad general de la estructura, disponiendo la inclinación o talud de aguas arriba bastante grande (del orden de 1:1), a pesar de que taludes más tendidos que un 0.7:1 facilitan la aparición de tensiones como segundo esfuerzo principal, con dirección aproximadamente paralela al paramento, en la vecindad del extremo aguas arriba de los contrafuertes. Las características de ese diseño comprendían el uso de espaciamientos relativamente pequeños para los contrafuertes, con el objeto principal de no requerir espesores muy grandes en las bóvedas. Esto se traducía también en la posibilidad de utilizar contrafuertes esbeltos, aunque sujetos a mayor peligro de falla por pandeo o por efectos sísmicos; el diseño evolucionó entonces hacia las contrafuertes celulares (de doble pared, con atiesadores internos), más rígidos transversalmente.

El volumen de concreto de una presa proyectada con las ideas expuestas resulta pequeño, comparado con el necesario para estructuras de otros tipos; no obstante, algunos inconvenientes de orden práctico y económico, tales como el uso de mayor cantidad de acero de refuerzo, la mayor complicación en los colados y la necesidad de una gran cantidad de cimbra y obra falsa, reducían el atractivo de este tipo de estructuras.

Así, las cubiertas a base de mantos cilíndricos de diámetro pequeño y peralte reducido, con generatrices muy tendidas, perdieron interés, en tanto que se desarrollaba la tendencia a diseñar las presas de bóvedas múltiples con un gran claro y fuerte espesor, con talud aguas arriba más inclinado, apoyadas en contra-

fuertes masivos. Los proyectos realizados con estos criterios, debidos en gran parte a la visión de André Coyne, mantienen la ventaja del volumen reducido y aun la aumentan, utilizando concretos de mayor resistencia; casi eliminan el acero de refuerzo, facilitan los colados en masa y suprimen gran cantidad de la obra falsa requerida por los diseños anteriores.

El diseño estructural de las bóvedas cilíndricas puede realizarse por los métodos usuales; en particular los procedimientos desarrollados para el cálculo de las presas en bóveda simple son aplicables. No debe olvidarse que la ventaja más importante de este diseño de cubierta es la tendencia a hacer que el concreto trabaje básicamente a la compresión. Debe recordarse, sin embargo, que la presión hidrostática sobre los arranques de una bóveda inclinada es mayor que en su clave, siendo tanto mayor cuanto mayores sean su inclinación respecto a la vertical y su radio.

5.3 Presas de machones

La cubierta de este tipo de presas se forma por la unión de las cabezas o ampliaciones de los contrafuertes en contacto con el agua, de manera que su diseño debiera ligarse íntimamente al del cuerpo del machón. No obstante para efectos prácticos no es necesario resolver el problema tridimensional, ya que el cuerpo del machón puede asimilarse, en razón de sus dimensiones, a una placa plana y sólo es corriente hacer un análisis del estado bidimensional de esfuerzos, como veremos más adelante.

Para el diseño de las cabezas es común suponer una forma y dimensiones y llevar a cabo un análisis bidimensional de los esfuerzos en una tajada normal al talud aguas arriba, haciendo uso de la función de Airy e integrando la ecuación biarmónica en el interior a partir de las condiciones de frontera.

Ahora bien, el problema elástico bidimensional puede plantearse de dos formas, opuestas en su sentido físico pero de igual aspecto matemático: el estado bidimensional de esfuerzos y el estado plano de deformaciones. El primer caso supone que el cuerpo que interesa es una placa con dimensiones apreciables en el plano XY y espesor muy pequeño en el sentido OZ, y en que las caras paralelas al plano XY están libres de esfuerzos. Es claro que este modelo no puede representar

adecuadamente a la tajada de la cabeza del machón, pues el esfuerzo normal al plano XY, debido primordialmente a la compresión producida por el peso del concreto que se encuentre sobre la tajada, dista mucho de ser nulo o despreciable.

El estado plano de deformación se caracteriza, a su vez, por las hipótesis siguientes: la deformación normal unitaria en la dirección OZ es nula, así como también las deformaciones angulares en planos paralelos a dicha dirección; las deformaciones en el plano XY sólo dependen de las cordenadas (x, y). Esto implica, generalmente, que ni la carga externa ni las dimensiones del cuerpo varíen con la dimensión Z, resultando también que los esfuerzos cortantes en las caras de la tajada son nulos, en tanto que el normal es sólo función de (x, y). El problema de la cabeza del machón puede asimilarse aproximadamente a este caso de deformación bidimensional en razón, sobre todo, a que puede considerarse nula o despreciarse la deformación normal en la dirección OZ. En todo caso, los resultados del análisis son sólo una aproximación a la realidad. Por otra parte, se puede efectuar un análisis que se acerque al estado tridimensional de esfuerzos si al estado plano debido a la presión hidrostática, que se haya tomado en cuenta como se describe a continuación, se superpone un estado de esfuerzos de compresión simple, debido a la componente del peso propio del concreto que quede arriba de la sección analizada. Evidentemente, los programas especializados para computadora electrónica de alta velocidad permiten llevar a cabo un análisis tridimensional que conviene realizar en la etapa de diseño final de las presas de machones de importancia considerable.

Volviendo al caso del estado bidimensional de esfuerzos o deformaciones, el sistema de ecuaciones elásticas que permite valorar las magnitudes de los esfuerzos es el formado por las dos ecuaciones de equilibrio interno:

$$\left.\begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + X &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + Y &= 0 \end{aligned}\right\} \quad (1)$$

y la condición de Lévy, deducida a partir de las ecuaciones de compatibilidad de las deformaciones y de la Ley de Hooke generalizada:

$$\nabla^2 (\sigma_x + \sigma_y) = 0 \quad (2)$$

es decir: $\dfrac{\partial^2 \sigma_x}{\partial x^2} + \dfrac{\partial^2 \sigma_x}{\partial y^2} + \dfrac{\partial^2 \sigma_y}{\partial x^2} + \dfrac{\partial^2 \sigma_y}{\partial y^2} = 0$

La solución del problema plano se reduce a la integración de las tres ecuaciones anteriores, debiendo satisfacerse las condiciones de frontera (ver fig.9):

$$\left.\begin{aligned} S_x &= \sigma_x \cos\alpha + \tau_{xy} \cos\beta \\ S_y &= \tau_{xy} \cos\alpha + \sigma_y \cos\beta \end{aligned}\right\} \quad (3)$$

Por otro lado, usualmente, la componente X de las fuerzas másicas es nula (salvo en la condición extraordinaria de sismo transversal), si se dirige al eje OX paralelo al borde en contacto con el agua, en tanto que la componente Y tomaría el valor $\gamma_c \cos\theta = w$ si se dirige al eje OY normal al paramento, hacia abajo, siendo γ_c el peso volumétrico del material y θ el ángulo de inclinación del paramento aguas arriba con la horizontal.

El sistema (1) no es homogéneo, de forma que su solución general es la del sistema homogéneo adicionada de una solución particular cualquiera del sistema no homogéneo. La solución general del sistema homogéneo (como puede fácilmente comprobarse) es:

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} \quad ; \quad \sigma_y = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} \quad ; \quad \tau_{xy} = -\frac{\partial^2 \varphi}{\partial y \, \partial x} \quad (4)$$

en que φ (x, y) es una función arbitraria, exigiéndose solamente la existencia y continuidad de sus derivadas parciales hasta de cuarto orden.

Una solución particular del sistema, para el caso en que X = 0, Y = w, puede ser la siguiente:

$$\sigma_x = \tau_{xy} = 0 \quad ; \quad \sigma_y = -wy \quad (5)$$

por lo que la solución general resulta:

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} \quad ; \quad \sigma_y = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} - wy \quad ; \quad \tau_{xy} = -\frac{\partial^2 \varphi}{\partial y \partial x} \quad (6)$$

Al reemplazar en (2) los valores (6) se obtiene:

$$\frac{\partial^4 \varphi}{\partial x^4} + 2\frac{\partial^4 \varphi}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 \varphi}{\partial y^4} = 0 , \quad \text{es decir: } \nabla^4 \varphi = 0 , \quad (7)$$

en tanto que (1) se satisface idénticamente, por lo que el sistema (1), (2) se reduce a la ecuación biarmónica (7), siempre debiendo cumplirse las condiciones de frontera (3).

Salvo en la parte superior de la presa, en que la presión del agua tiene magnitud comparable a la componente w del peso propio del material, ésta puede despreciarse, simplificando aún más el problema (observemos que si el paramento aguas arriba es vertical, el coseno del ángulo de inclinación vale cero, y también w se anula). En efecto, si en las expresiones (6) desaparece el término -wy, puede establecerse una analogía entre la frontera de la región de integración y una barra curva, cumpliéndose:

$$\left.\begin{aligned} \left(\frac{\partial\varphi}{\partial x}\right)_P &= -\sum_A^P F_y \\ \left(\frac{\partial\varphi}{\partial y}\right)_P &= \sum_A^P F_x \\ \varphi_P &= \sum_A^P M_P F \end{aligned}\right\} \qquad (8)$$

expresiones en las que Fx, Fy son las fuerzas exteriores que actúan en la frontera entre el punto A, origen arbitrario, y el punto P, en los sentidos x, y, respectivamente y M es el momento respecto a P de esas mismas fuerzas. Estas igualdades permiten valuar fácilmente los valores de φ y de sus dos derivadas parciales en todo punto P de la frontera.

Una vez conocidos numéricamente los valores de φ en la frontera puede cubrirse la región de integración de la ecuación biarmónica por medio de una malla de cuadrados y procederse a la integración por diferencias finitas, planteando un sistema de ecuaciones lineales que se resuelve mediante la aplicación de cualquier algoritmo de cálculo común, usualmente haciendo uso de una computadora electrónica sencilla. Al plantear el sistema de ecuaciones se presentan, generalmente, problemas en los puntos vecinos a la frontera, debiendo echarse mano de artificios para poder valuar el comportamiento de la función en esos puntos.

Una vez resuelto el problema de integrar la ecuación biarmónica, obteniendo los valores de φ dentro de la cabeza del machón, es fácil calcular,

a partir de ellos, los esfuerzos normales y tangenciales en las direcciones de los ejes coordenados, con las ecuaciones (6), asimilando las derivadas a cocientes de diferencias.

A partir de los esfuerzos calculados se procederá al cálculo de los esfuerzos principales en el interior de la tajada; la comparación de ellos con los valores permisibles dará la pauta para modificar, si es necesario, la geometría de la cabeza.

6. REVISION ESTRUCTURAL DEL CUERPO DEL MACHON

Como en muchos otros problemas de diseño estructural, el proceso general del diseño de los machones consiste en proponer una geometría (que, en este caso, ya deberá cumplir con las condiciones de no volteamiento y no deslizamiento) y analizar el estado de esfuerzos que en su interior inducen las cargas externas.

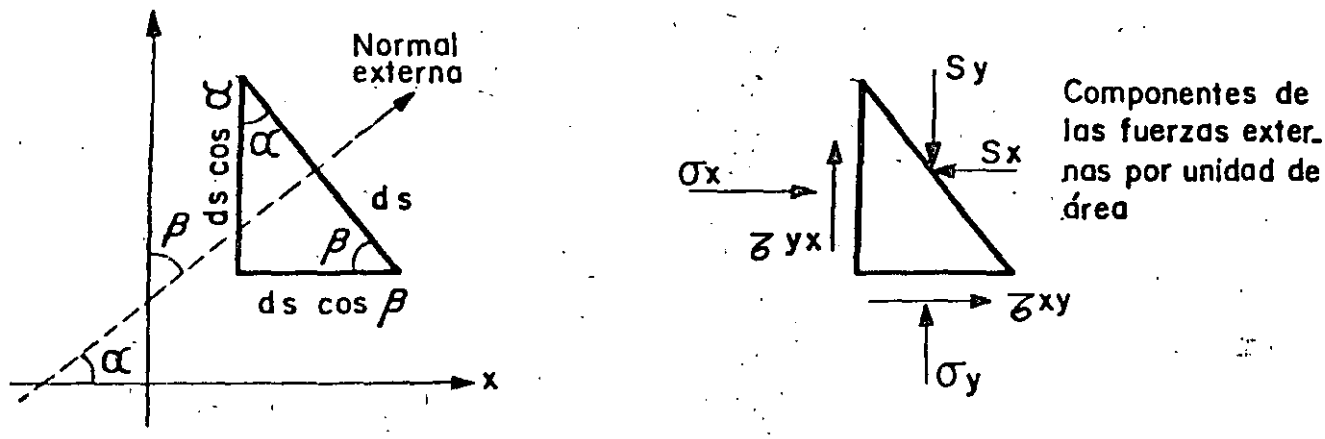
Uno de los métodos más comunes, por su extraordinaria simplicidad, para revisar los esfuerzos en el seno del machón es el de Pigeaud, utilizado por los ingenieros franceses desde la década de los veintes. Las bases del método pueden obtenerse integrando la ecuación biarmónica en el caso mostrado en la figura 10, con las condiciones de frontera siguientes:

Aguas abajo: $$\begin{cases} \sigma_x - m\tau_{xy} = 0 \\ \tau_{xy} - m\sigma_y = 0 \end{cases}$$

Aguas arriba: $$\begin{cases} \sigma_x + n\tau_{xy} + wy = 0 \\ \tau_{xy} + n\sigma_y + nwy = 0 \end{cases}$$

Se supone que la única fuerza másica presente es el peso propio del material del machón, $Y = \gamma_c$, y la w de las condiciones de frontera representa el peso volumétrico del agua, ajustado por la relación $s = \frac{B}{b}$ entre el ancho de la cubierta que descarga sobre el machón y el espesor de este: $W = \gamma_a S$

Como el número de condiciones de frontera es 4, se elige una función de Airy con cuatro coeficientes, no debiendo contener términos de grado superior al tercero, por ejemplo:



(a) Partícula elemental en la frontera

(b) Esfuerzos en las caras de la partícula

fig. 9 :- Equilibrio en la frontera

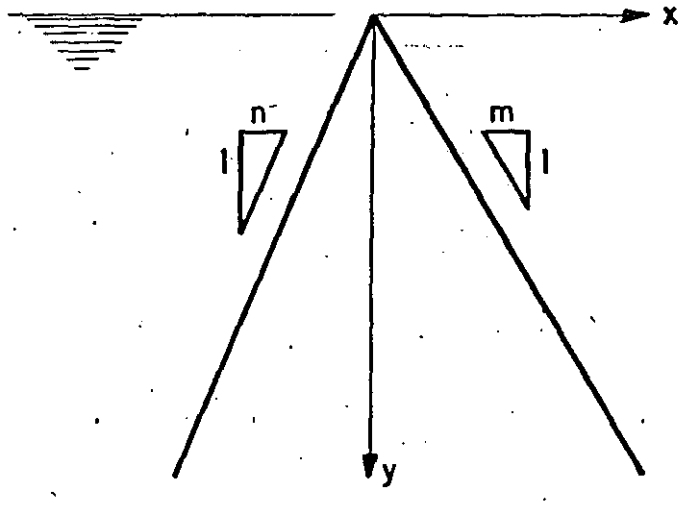


fig. 10 :- Caso estudiado por Pigeaud :-
Convención de ejes coordenados y taludes

$$\varphi = \frac{a}{6} x^3 + \frac{b}{2} x^2 y + \frac{c}{2} x y^2 + \frac{d}{6} y^3$$, resultando entonces:

$$\begin{cases} \sigma_x = \dfrac{\partial^2\varphi}{\partial y^2} = cx + dy \quad ; \quad \tau_{xy} = -\dfrac{\partial^2\varphi}{\partial y \partial x} = -(bx + cy) \\ \sigma_y = \dfrac{\partial^2\varphi}{\partial x^2} - \gamma_c y = ax + (b - \gamma_c) y \end{cases}$$

La solución del sistema de ecuaciones conduce a las siguientes expresiones:

$$a = \frac{m - n}{(m+n)^2} \gamma_c - \frac{2 - 3mn - n^2}{(m+n)^3} w$$

$$b = \frac{2mn}{(m+n)^2} \gamma_c + \frac{-2m^2 n + m - n}{(m+n)^3} w$$

$$c = -\frac{mn(m-n)}{(m+n)^2} \gamma_c + \frac{mn(2 - mn + m^2)}{(m+n)^3} w$$

$$d = -\frac{2 m^2 n^2}{(m+n)^2} \gamma_c + \frac{m^2 (2 mn^2 - 3n - m)}{(m+n)^3} w$$

El cálculo de los esfuerzos principales y la condición de no tensiones en el paramento de aguas arriba lleva a la expresión:

$$(1 - mn)^2 w = m (m+n) (n^2 + 1) \gamma_c,$$

en tanto que el volumen de contrafuertes, por unidad de ancho de la cubierta, es:

$$V = \frac{m + n}{2s} y^2$$

lo que lleva a que el volumen mínimo de material en los contrafuertes se consiga cuando se hace mínimo el valor $((m + n)/s)$.

En la tabla siguiente, debida a Malterre, se muestra el comportamiento de esta función, para parejas de valores de n y s, suponiendo satisfecha la condición de no tensiones, y tomando como peso volumétrico del concreto 2.4 ton/m3:

VALORES DE $\frac{m+n}{s}$

	0	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0
1	0.645	0.680	0.752	0.855	0.987	1.136
2	0.455	0.447	0.452	0.489	0.540	0.607
3	0.372	0.340	0.337	0.353	0.382	0.422
4	0.322	0.278	0.273	0.280	0.299	0.327
5	0.288	0.245	0.232	0.234	0.247	0.268
7.5	0.237	0.187	0.171	0.168	0.174	0.187
10	0.204	0.156	0.137	0.133	0.136	0.144

El método anterior presupone que el contrafuerte es una placa plana de espesor constante, sujeta a un estado bidimensional de esfuerzos y la tabla de Malterre permite, en función de la relación entre separación y espesor de los contrafuertes, hacer una primera selección de taludes exteriores para obtener una presa estable de volumen mínimo (siempre suponiendo despreciable el volumen de la cubierta).

En la práctica, con frecuencia se diseñan los contrafuertes con espesor variable de su corona a la cimentación. En esas condiciones, no es aplicable el método de Pigeaud; en cambio se ha desarrollado el método de Stefko que consiste fundamentalmente en lo siguiente:

Si el grueso del contrafuerte varía linealmente con y, de e_o en la cúspide a $e = e_o + e'y$ a la profundidad y, se definen esfuerzos "específicos":

$$Sx = \int_{-e/2}^{e/2} \sigma_x \, dz; \qquad Sy = \int_{-e/2}^{e/2} \sigma_y \, dz; \qquad Txy = \int_{-e/2}^{e/2} \tau_{xy} \, dz$$

De igual forma, se definen presiones "específicas" en la frontera y fuerzas másicas "específicas"; éstas no resultan constantes, por lo que la condición de Lévy se transforma en

$$\nabla^2 (Sx + Sy) = -(1+\nu)\left(\frac{\partial X}{\partial x} + \frac{\partial Y}{\partial y}\right)$$

Si $X=0$, $Y = e\gamma_c = (e_o + e'y)\gamma_c$, quedan las ecuaciones elásticas:

$$\frac{\partial Sx}{\partial x} + \frac{\partial Txy}{\partial y} = 0$$

$$\frac{\partial Txy}{\partial x} + \frac{\partial Sy}{\partial y} + (e + e'y)\gamma_c = 0$$

$$\nabla^2 (Sx + Sy) = -(1 + \nu)\, e' \gamma_c$$

Al observar esta última expresión resulta que, por ser constante el segundo miembro, $Sx + Sy$ no puede contener términos de grado superior al segundo. Aprovechando esta circunstancia, se logra llegar a las siguientes expresiones, que permiten valorar los esfuerzos en términos de ciertos coeficientes:

$$\sigma x = \frac{1}{e}\left(\frac{B}{2}x^2 + 2C\,xy + \frac{P}{2}y^2 + Ex + Qy\right)$$

$$\sigma y = \frac{1}{e}\left[\frac{K}{2}x^2 + 2A\,xy + \frac{B - e'\gamma_c}{2}y^2 + Lx + (D - e_o\gamma_c)\,y\right]$$

$$\tau xy = \frac{1}{e}\left(Ax^2 + Bxy + C\,y^2 + Dx + Ey\right)$$

A su vez, los coeficientes A, B, C, D, E, K, L, P y Q se valúan resolviendo el sistema de ecuaciones lineales siguiente:

$$\begin{bmatrix} -2n^3 & 3n^2 & -6n & 0 & 1 \\ -6n^2 & 3n & -2 & n^3 & 0 \\ 2m & 3m^2 & 3m & 0 & 1 \\ 6m^2 & 3m & 2 & m^3 & 0 \\ 0 & 2 & 0 & 1 & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} A \\ B \\ C \\ K \\ P \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ \nu e' \gamma_c \\ 0 \\ m\gamma_c \\ -\nu e'\gamma_c \end{bmatrix}$$

$$\begin{bmatrix} n^2 & -2n & 0 & 1 \\ -2n & 1 & n^2 & 0 \\ m^2 & 2m & 0 & 1 \\ 2m & 1 & m^2 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} D \\ E \\ L \\ Q \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\ell \gamma_a \\ n(\ell \gamma_a - e_o \gamma_c) \\ 0 \\ m\, e_o \gamma_c \end{bmatrix}$$

en que ℓ es el ancho de la cubierta que se apoya en el contrafuerte.

En los dos métodos señalados se ha seguido la convención de considerar positivas las tensiones.

Método del elemento finito

En los últimos veinte años se han desarrollado las técnicas numéricas llamadas "del elemento finito", con aplicación en gran variedad de campos de la ingeniería, uno de los cuales es el análisis de esfuerzos en el interior de una presa de gravedad o en un contrafuerte. A continuación, presentamos los lineamientos generales del método en su forma más simple, utilizando el elemento triangular introducido en 1956 por Turner y Clough para problemas bidimensionales.

Este método tiene como principales ventajas las siguientes:

1a. Los métodos tradicionales de cálculo, tales como los de Pigeaud, Stefko y de las tajadas horizontales, parten de la suposición de que los esfuerzos normales verticales se distribuyen linealmente. Esto puede alejarse mucho de la realidad en algunos casos, sobre todo si se toma en cuenta la deformabilidad de la cimentación. El método del elemento finito permite prescindir de dicha suposición, conduciendo a análisis más aproximados a la distribución real de los esfuerzos.

2a Otros métodos numéricos, basados en el cálculo de diferencias finitas, efectúan el análisis de los esfuerzos en puntos del interior de la masa definidos por la intersección de rectas paralelas a los ejes coordenados, que forman una malla de cuadrados. Estos métodos presentan dificultades especiales en la vecindad de las fronteras, tanto en el modelado de la geometría del cuerpo como en el planteo de las ecuaciones elásticas. Por otra parte, para obtener una precisión aceptable,

la malla debe ser muy cerrada, lo que incrementa notablemente el número de ecuaciones y el trabajo de cálculo.

El método del elemento finito elimina esas dificultades, pues facilita el modelado de la frontera, no exige forma especial de las ecuaciones en su vecindad y permite variar el tamaño de los elementos en las zonas de interés (para lograr mayor precisión) sin tener que hacerlo en todo el cuerpo.

3a Como algunos de los otros métodos, éste tiene una estructura particularmente adaptable al cálculo en computadora digital, lo que permite que los programas sean relativamente simples.

En enfoque del elemento finito, en su forma más sencilla, consiste básicamente en el desarrollo de las siguientes consideraciones:

Subdividimos el cuerpo (p.ej., el contrafuerte considerado como una placa plana) en elementos (p.ej. triangulares) conectados entre sí en un número finito de puntos (p.ej., en los vértices de los triángulos). En lo que sigue manejaremos un elemento plano, triangular, conectado con los demás mediante articulaciones en sus vértices o nodos.

Supongamos que los desplazamientos "u" y "v" (en las direcciones de los ejes x, y respectivamente) de los puntos del triángulo son funciones lineales de sus coordenadas:

$$\left.\begin{aligned} u\ (x,y) &= a_1 + a_2\ x + a_3\ y \\ v\ (x,y) &= a_4 + a_5\ x + a_6\ y \end{aligned}\right\} \quad (1)$$

de tal manera que en los nodos i, j, p se pueden plantear ses ecuaciones del tipo:

$$\left.\begin{aligned} u_i &= a_1 + a_2\, x_i + a_3\, y_i + 0 + 0 + 0 \\ v_i &= 0 + 0 + 0 + a_4 + a_5\, x_i + a_6\, y_i \end{aligned}\right\} (2)$$

...etc.

o sea, en notación matricial:

$$\delta^e = A\ a \qquad (3)$$

en que "a" es la matriz de los coeficientes a_1, a_2, etc., "A" está formada por renglones del tipo $(1, x_i, y_i, 0, 0, 0)$ y δ^e es la matriz de los desplazamientos nodales del elemento "e":

$$\delta^e = \begin{pmatrix} u_i \\ v_i \\ u_j \\ v_j \\ u_p \\ v_p \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \delta_i \\ \delta_j \\ \delta_p \end{pmatrix} \qquad (4)$$

De la expresión (3) puede obtenerse:

$$a = A^{-1} \delta^e \qquad (5)$$

lo que destaca la forma en que los coeficientes "a" dependen de los desplazamientos.

Por otra parte, las ecuaciones de la elasticidad plana relacionan las deformaciones unitarias con los desplazamientos. Partiendo de ellas y tomando en cuenta las expresiones (1) se obtiene:

$$\varepsilon(x,y) = \begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} a_2 \\ a_6 \\ a_3 + a_5 \end{pmatrix} \qquad (6)$$

que puede escribirse:

$$\varepsilon(x,y) = Ba \qquad (7)$$

en que la matriz B es:

$$B = \begin{pmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 1 & 0 \end{pmatrix} \qquad (8)$$

A su vez, los esfuerzos se relacionan con las deformaciones a través de la Ley de Hooke, que puede expresarse así:

$$\sigma = \begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{pmatrix} = D\,\varepsilon \qquad (9)$$

en que la matriz D es:

$$D = C_1 \begin{pmatrix} 1 & C_2 & 0 \\ C_2 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & C_3 \end{pmatrix} \qquad (10)$$

y las constantes valen:

$$C_1 = \frac{E}{1-\nu^2} \quad ; \quad C_2 = \nu \quad ; \quad C_3 = \frac{1-\nu}{2} \qquad (11)$$

para el caso de estado plano de esfuerzos (placa), y:

$$C_1 = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} ; \quad C_2 = \frac{\nu}{1-\nu} ; \quad C_3 = \frac{1-2\nu}{2-2\nu} \qquad (12)$$

para el caso de estado bidimensional de deformaciones (tajada).

Las expresiones anteriores conducen a la determinación de los esfuerzos en el interior del triángulo, una vez conocidos los desplazamientos de sus vértices, pues basta calcular la matriz de coordenadas A, invertirla, utilizar la ecuación (5) para calcular los coeficientes "a", valuar las deformaciones unitarias en cada punto con las expresiones (6) ó (7) y (8), y los esfuerzos haciendo uso de (9), (10) y (11) ó (12).

Relacionemos ahora los desplazamientos nodales con las fuerzas nodales, haciendo uso del principio del trabajo virtual; supongamos que los vértices del triángulo sufren unos desplazamientos virtuales δ_*^e . El trabajo de las fuerzas externas (nodales) que actúan sobre el elemento es:

$$\left(\delta_*^e\right)^T \quad F^e \qquad (13)$$

en que F^e es la matriz de las componentes de dichas fuerzas:

$$F^e = \begin{pmatrix} U_i \\ V_i \\ U_j \\ V_j \\ U_p \\ V_p \end{pmatrix} \qquad (14)$$

El trabajo virtual interno lo hacen los esfuerzos a través de las deformaciones virtuales, en todo el volumen del elemento:

$$\int (\varepsilon_*)^T \sigma \, dV \qquad (15)$$

en que

$$\varepsilon_* = Ba_* = B \; A^{-1} \; \delta_*^e \qquad (16)$$

Supongamos ahora, por conveniencia, que la matriz de los desplazamientos virtuales sea la matriz identidad (lo que podemos hacer porque los desplazamientos virtuales son arbitrarios) :

$$\delta_*^e = I \qquad (17)$$

Tomando en cuenta esta expresión en (13) y (16), reemplazando en (15), e igualando los trabajos virtuales externos e internos, obtenemos:

$$I^T F^e = \int (BA^{-1} I)^T \sigma \, dV \qquad (18)$$

Reemplazando el valor de σ y utilizando las propiedades de la matriz identidad, resulta:

$$F^e = \int (BA^{-1})^T \quad D \; \varepsilon \; dV$$

es decir: $$F^e = \int (BA^{-1})^T D (BA^{-1}) \delta^e \, dV \qquad (19)$$

Observamos que ninguno de los términos del integrando es función de las variables (x , y), lo que permite obtener, finalmente:

$$F^e = (\text{volumen del elemento}) (BA^{-1})^T D (BA^{-1}) \delta^e \qquad (20)$$

o lo que es lo mismo,

$$F^e = k^e \delta^e \qquad (21)$$

con: $$k^e = (\text{volumen del elemento}) (BA^{-1})^T D (BA^{-1}) \qquad (22)$$

Este último símbolo (k^e) representa la rigidez del elemento, definida por una matriz de orden 6 x 6, y puede ser calculada por medio de la expresión (22), que a su vez toma en cuenta las definiciones de las matrices A, B y D, así como la fórmula que define el volumen del elemento (área del triángulo multiplicada por el espesor).

Ahora bien, el elemento que hemos venido analizando no está aislado. Forma parte del conjunto de elementos en que subdividimos el cuerpo en equilibrio (p.j. el contrafuerte). En cada vértice, nuestro triángulo se une a otros elementos o está en contacto con la frontera exterior.

Para tomar en cuenta las fuerzas externas (presión hidrostática, peso propio, etc.), reemplacémoslas por un sistema de pequeñas fuerzas concentradas en los nodos de nuestra malla de triángulos. En cada nodo se aplicarán fuerzas "R_m", una horizontal y otra vertical; cada una de ellas debe distribuirse entre los diversos elementos que concurran en el nodo, dando origen a fuerzas nodales en cada elemento "e". Las condiciones de equilibrio exigen que, para cada R_m:

$$R_m = \sum F_m \qquad (23)$$

en que la suma se hace para las fuerzas nodales de todos los elementos que concurren en el nodo, correspondientes a R_m.

Tomando en cuenta la expresión (21), e introduciendo la notación:

$$k^e_{mn} \qquad (24)$$

para la parte de la matriz de rigideces k^e que se refiere el cálculo de las fuerzas F_m del elemento "e" a partir de los desplazamientos de sus tres vértices ($n = i, j, p$), podemos poner:

$$R_m = \sum k_{mn} \delta_n \qquad (25)$$

En esta expresión, δ_n representa al vector de desplazamientos del nodo "n" (u_n, v_n); estos desplazamientos son necesariamente únicos, en razón de la continuidad de la estructura; la suma se hace, evidentemente, para todos los elementos "e" que concurren en el nodo en que actúa R_m.

La expresión (25) puede también escribirse en la forma

$$R_m = \sum_n K_{mn} \delta_n \qquad (26)$$

en que:

$$K_{mn} = \sum_e k^e_{mn} \qquad (27)$$

es la rigidez que relaciona al vector de desplazamientos del nodo "n" con la fuerza R_m, y resulta de la suma de todas las rigideces que permitían relacionar dichos desplazamientos con las fuerzas nodales F_m en los diferentes elementos que se articulan en el nodo en que actúa R_m.

En forma matricial, considerando todas las fuerzas R_m en una sola expresión, podemos poner:

$$R = K\delta \qquad (28)$$

que equivale a un sistema de ecuaciones nodales en las que, en cada nodo, la fuerza externa R o el desplazamiento δ es dato; los elementos de la matriz K se calculan con la expresión (27).

La resolución del sistema permite calcular los desplazamientos y las fuerzas externas desconocidas en todos los nodos y, por último, los esfuerzos, haciendo uso de:

$$\sigma^e = D\varepsilon = DBa = DBA^{-1}\delta^e \qquad (29)$$

En esta breve exposición se muestran los fundamentos de la teoría del elemento finito bidimensional aplicada al análisis de esfuerzos dentro de un cuerpo como los contrafuertes de una presa de ese género.

OVR/tchp
enero 1980

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

CURSO: ACTUALIZACION EN LA ENSEÑANZA
DE LA HIDRAULICA

TENDENCIAS MODERNAS EN LA ENSEÑANZA DE LOS APROVECHAMIENTOS HIDRAULICOS

DR. ROLANDO SPRINGALL GALINDO

5 al 9 de noviembre de 1984.

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 primer piso Deleg. Cuauhtemoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

I N D I C E

I. INTRODUCCIÓN

II. EL RETO ACTUAL DE LA ENSEÑANZA DE LOS APROVECHAMIENTOS HIDRÁULICOS.

III. LA CONCEPCIÓN DEL APROVECHAMIENTO HIDRÁULICO COMO UN SISTEMA.

IV. USOS Y CARACTERÍSTICAS DE LOS MODELOS GENERALES.

V. MODELOS DE PROGRAMACIÓN MATEMÁTICA

VI. MODELOS DE SIMULACIÓN

VII. MODELOS COSTO-BENEFICIO Y MULTICRITERIOS

VIII. CONCLUSIONES

IX. BIBLIOGRAFIA

I. INTRODUCCION

(1) UNA DE LAS CARACTERÍSTICAS DE LA ÉPOCA EN QUE VIVIMOS ES LA CRECIENTE PRESIÓN SOBRE ALGUNOS RECURSOS NATURALES QUE POCO TIEMPO ATRAS SE CREÍAN ILIMITADOS. ENTRE ESTOS RECURSOS EL AIRE Y EL AGUA SE PRESENTAN CADA VEZ CON MAYOR ESCASEZ DEBIDO AL USO CRECIENTE QUE LA SOCIEDAD HACE DE ELLOS. POR OTRA PARTE, EL DESARROLLO ECONÓMICO HA MEJORADO LOS NIVELES MATERIALES DE VIDA, PERO AL MISMO TIEMPO, HA TRAÍDO CONTAMINACIÓN Y ALTERACIÓN DE LOS CICLOS NATURALES. ESTA DOBLE SITUACIÓN DE ESCASEZ Y DETERIORO DE LA CALIDAD IMPLICA LA NECESIDAD DE AUMENTAR LOS INSTRUMENTOS DE MANEJO RACIONAL DE ESTOS RECURSOS CON EL OBJETO DE MANTENER Y MEJORAR LOS NIVELES DE BIENESTAR SOCIAL Y EL MEDIO AMBIENTE.

(2) EN PARTICULAR, EL MANEJO DE LOS RECURSOS HIDRÁULICOS TIENE UNA IMPORTANCIA DE PRIMER ORDEN EN EL MEJORAMIENTO DEL NIVEL DE VIDA Y EN EL DESARROLLO ECONÓMICO DE UN PAÍS. EN MÉXICO, ES SUFICIENTE MENCIONAR ALGUNAS CIFRAS PARA DEMOSTRAR ESTA AFIRMACIÓN. DE POCO MÁS DE 150 000 MILLONES DE M^3 EXTRAIDOS ANUALMENTE SE DESTINAN 100 000 MILLONES DE M^3 A LA GENERACIÓN DE UN TERCIO DE LA PRODUCCIÓN ELÉCTRICA; 40 000 MILLONES DE M^3

SE DESTINAN AL RIEGO DE 5.4 MILLONES DE HECTÁREAS QUE PRODUCEN LA MITAD DEL VALOR DE LA PRODUCCIÓN AGRÍCOLA NACIONAL; 2 500 MILLONES DE M^3 SE CONSUMEN EN LA INDUSTRIA Y 1 400 MILLONES DE M^3 SE DESTINAN AL CONSUMO DE 42 MILLONES DE HABITANTES, ES DECIR, EL 60% DE LA POBLACIÓN TOTAL NACIONAL. ADICIONALMENTE, EXISTEN OTROS USOS MENORES COMO ABREVADEROS PARA ANIMALES Y PRODUCCIÓN PESQUERA DE AGUA DULCE.

(3) DESDE EL PUNTO DE VISTA PRESUPUESTAL, EL PAÍS DEDICA UNA PARTE SIGNIFICATIVA DEL GASTO PÚBLICO A LAS ACTIVIDADES DE PLANEACIÓN, DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE OBRAS DE APROVECHAMIENTO DEL RECURSO. ASÍ MISMO, SON MUY IMPORTANTES TODAS LAS ACTIVIDADES INSTITUCIONALES QUE TIENEN SU ORIGEN EN EL USO ACTUAL O POTENCIAL DEL AGUA: DERECHOS Y PROPIEDADES DE USO, EXPROPIACIONES Y AFECTACIONES DE TIERRAS AGRÍCOLAS, ETC.

(4) EN CUANTO A LA PROGRAMACIÓN DE LAS OBRAS DE APROVECHAMIENTOS HIDRÁULICOS DEBE MENCIONARSE EL CARÁCTER GENERALMENTE IRREVERSIBLE DE LAS MISMAS. POR ESTA RAZÓN, LOS APROVECHAMIENTOS HIDRÁULICOS DEBEN SER CUIDADOSAMENTE PLANEADOS PARA QUE, DURANTE SU VIDA ÚTIL, MAXIMICEN LOS IMPACTOS POSITIVOS Y MINIMICEN LOS NEGATIVOS, INCLUYENDO LOS COSTOS Y EL DETERIORO DE LOS ECOSISTEMAS NATURALES.

(5) POR TODO LO ANTERIOR SE DESPRENDE LA IMPORTANCIA Y RESPONSABILIDAD SOCIAL DE LOS PROFESIONISTAS ENCARGADOS DEL MANEJO DE LOS RECURSOS HIDRÁULICOS EN LOS TRES NIVELES DE ACCIÓN PROFESIONAL: OPERATIVO EN EL FUNCIONAMIENTO DE LAS OBRAS EXISTENTES, DE PLANEACIÓN EN LA BÚSQUEDA DE SOLUCIONES Y PROPUESTA DE PROYECTOS ALTERNATIVOS Y, EN EL NIVEL POLÍTICO DE TOMA DE DECISIONES Y PROGRAMACIÓN DE INVERSIONES.

(6) LA RESPONSABILIDAD MENCIONADA SE VUELVE MÁS COMPLEJA DE REALIZAR CUANDO SE TOMA CONCIENCIA QUE, EN CUALQUIER NIVEL, LAS DECISIONES QUE SE TOMEN TIENEN IMPACTOS EN DISTINTOS SISTEMAS, SEAN ESTOS EL FÍSICO NATURAL, ECONÓMICO O SOCIAL, CUYAS CONSECUENCIAS SON DIFÍCILES DE PREVER CON PRECISIÓN.

DE ESTA FORMA LA CANTIDAD DE INFORMACIÓN QUE CONCURRE SOBRE UN PROBLEMA, AÚN EL MÁS SIMPLE, ES DE TAL MAGNITUD QUE EL PRIMER PROBLEMA A RESOLVER CONSISTE EN DECIDIR, DE LA INFORMACIÓN DISPONIBLE, CUÁL ES LA MÁS RELEVANTE Y CÓMO DEBE SER PROCESADA, ADEMÁS DE QUÉ OTRA INFORMACIÓN ES NECESARIA Y MEDIANTE QUÉ FORMAS DEBE DE SER OBTENIDA.

(7) PARA CUMPLIR CON TAN INMESA RESPONSABILIDAD, LOS PROFESIONALES ENCARGADOS DEL MANEJO DE LOS RECURSOS HIDRÁULICOS CUENTAN CON EL VALIOSO APORTE DE LA EXPERIENCIA Y DEL AUTOAPRENDIZAJE.

PERO, ADEMÁS, CUENTAN O DEBERÍAN CONTAR CON LA ENSEÑANZA FORMAL QUE SE IMPARTE EN LAS UNIVERSIDADES Y ESCUELAS DE INGENIERÍA. LAS IDEAS QUE A CONTINUACIÓN PRESENTAMOS SE REFIEREN PRECISAMENTE A ANALIZAR LAS TENDENCIAS MODERNAS DE ENSEÑANZA DEL MANEJO DE LOS APROVECHAMIENTOS HIDRÁULICOS DE FORMA QUE MAXIMICEN LAS FUNCIONES DE BIENESTAR SOCIAL A LAS CUALES SE DEBEN.

II. EL RETO ACTUAL DE LA ENSEÑANZA DE LOS APROVECHAMIENTOS HIDRAULICOS

(1) DENTRO DEL CONTEXTO QUE ESTAMOS PRESENTANDO, EL AGUA NO TIENE UN VALOR EN SÍ MISMA, SINO QUE ADQUIERE UN SIGNIFICADO CONCRETO EN RELACIÓN A UN DETERMINADO USO SOCIAL. CONSIDERADA, ENTONCES, COMO UN RECURSO O INSUMO PRODUCTIVO, EL AGUA DEBE DE ESTUDIARSE CON REFERENCIA A UN APROVECHAMIENTO ESPECÍFICO:

- AGUA PARA CONSUMO DOMÉSTICO
- AGUA PARA RIEGO
- AGUA PARA CONSUMO INDUSTRIAL
- AGUA PARA GENERACIÓN DE ENERGÍA
- AGUA PARA TRANSPORTE FLUVIAL
- AGUA PARA RECREACIÓN
- CONTROL DE CRECIENTES

(2) EN LOS APROVECHAMIENTOS ANTERIORES LA SOLUCIÓN TÉCNICA CONSISTE EN DISEÑAR Y CONSTRUIR AQUEL SISTEMA QUE PROPORCIONE EL AGUA EN LA CANTIDAD, CON LA CALIDAD Y EN EL TIEMPO ADECUADO, CON UN DETERMINADO GRADO DE PROBABILIDAD. EL GRADO DE PROBABILIDAD, TAMBIÉN LLAMADO CONFIABILIDAD DE UN

APROVECHAMIENTO TIENE UNA IMPORTANCIA DE PRIMER ORDEN. COMO LO VEREMOS POSTERIORMENTE, DENTRO DEL PROBLEMA MATEMÁTICO DE MAXIMIZAR UNA FUNCIÓN OBJETIVO, EL VALOR SOCIAL DE 1 M^3 DE AGUA ES VIRTUALMENTE NULO, SI ÉSTE NO PUEDE ASEGURARSE CON UN GRADO DE PROBABILIDAD ACEPTABLE. ESTE NIVEL DE ANÁLISIS TÉCNICO Y DE CONFIABILIDAD DE UNA SOLUCIÓN CONSTITUYE EL PRIMER NIVEL DE ANÁLISIS Y DE ENSEÑANZA DEL MANEJO DE LOS APROVECHAMIENTOS HIDRÁULICOS.

(3) CONCLUIDO ESTE NIVEL DE ANÁLISIS DE SOLUCIONES TÉCNICAS, SE PROCEDE A LA EVALUACIÓN FINANCIERA, ECONÓMICA Y SOCIAL DEL PROYECTO. EN ESTE SENTIDO, SE TRATA DE ESTABLECER SI EL PROYECTO ES ACEPTABLE O RECHAZABLE SEGÚN DETERMINADOS CRITERIOS DE EVALUACIÓN. DOS PUNTOS DE VISTA SE DIFERENCIAN EN PRIMERA INTENCIÓN:

A) EL DE EMPRESA PRIVADA, EN EL CUAL LA MEDIDA DE LA EFICIENCIA ES LA UTILIDAD COMERCIAL O BALANCE, A PRECIOS DE MERCADO, ENTRE COSTOS E INGRESOS.

B) EL DEL SECTOR PÚBLICO, EN EL CUAL LA MEDIDA DE LA EFICIENCIA, ESTÁ RELACIONADA CON LOS OBJETIVOS NACIONALES DE DESARROLLO ECONÓMICO O DE CONSERVACIÓN DEL MEDIO AMBIENTE, ETC.

LA EVALUACIÓN DE PROYECTOS CON EL PRIMER PUNTO DE VISTA SE LE CONOCE COMO EVALUACIÓN FINANCIERA, MIENTRAS QUE CON EL SEGUNDO SE DENOMINA EVALUACIÓN ECONÓMICA Y SOCIAL.

(4) TRADICIONALMENTE, LA ENSEÑANZA DE LOS CURSOS DE APROVECHAMIENTOS HIDRÁULICOS SE HA CENTRADO EN EL ESTUDIO DE LAS SOLUCIONES TÉCNICAS Y SU EVALUACIÓN EN TÉRMINOS FINANCIEROS. DE ESTA FORMA SE HA ENSEÑADO, CON DIFERENTES GRADOS DE PROFUNDIDAD Y DE APLICACIÓN PRÁCTICA, LAS TÉCNICAS DE SOLUCIÓN DE PROBLEMAS DE ALMACENAMIENTO, CONTROL Y DISTRIBUCIÓN DEL RECURSO. ESTA TECNOLOGÍA, JUNTO A LA EXPERIENCIA Y AUTOFORMACIÓN, ENSEÑADA EN LAS ESCUELAS DE INGENIERÍA Y PUESTA EN PRÁCTICA POSTERIORMENTE POR LOS PROFESIONISTAS, HA TENIDO UN IMPACTO DE GRAN IMPORTANCIA EN EL DESARROLLO INICIAL DE LOS APROVECHAMIENTOS HIDRÁULICOS DEL PAÍS: MÁS DE 1 200 PRESAS CONSTRUIDAS, CON CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO DE CASI 125 000 MILLONES DE M^3. ES DECIR EL 30% DEL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL ANUAL.

(5) EL RETO ACTUAL, CONDICIONADO POR LA SITUACIÓN INTERNA DEL PAÍS, ASÍ COMO POR EL CONTEXTO INTERNACIONAL, Y AL CUAL LA ENSEÑANZA DEBE HACER FRENTE ES TRIPLE:

A) EN PARTES DEL TERRITORIO NACIONAL EL RECURSO NO EXISTE O COMIENZA A ESCASEAR, POR LO QUE SE NECESITAN NUEVOS

SISTEMAS Y MAYOR EFICIENCIA EN LA OPERACIÓN DE LOS EXISTENTES.

B) LAS CRECIENTES NECESIDADES DE DESARROLLO ECONÓMICO PLANTEAN OBJETIVOS EN CONFLICTO DEBIDO A USOS COMPETITIVOS, POR EJEMPLO, ABASTECIMIENTO MUNICIPAL VRS. AGUA PARA RIEGO O VRS GENERACIÓN DE ENERGÍA.

C) LAS SOLUCIONES TÉCNICAS QUE HACEN USO INTENSIVO DE TECNOLOGÍA Y CAPITAL COMO PRESAS, CENTRALES HIDROELÉCTRICAS, PLANTAS DE TRATAMIENTO, ETC. DEBEN DE SER CUIDADOSAMENTE PLANEADAS EN UN CONTEXTO DE CRISIS ECONÓMICA CON GASTO PÚBLICO REDUCIDO Y ESCASEZ DE DIVISAS.

(6) EL RETO PARA LOS RESPONSABLES DEL MANEJO DE LOS RECURSOS HIDRÁULICOS Y PARA LA ENSEÑANZA ES, POR LO VISTO, MUY IMPORTANTE. SE TRATA DE CREAR SOLUCIONES INNOVADORAS A PROBLEMAS NUEVOS, LOS CUALES SON MÁS COMPLEJOS QUE EN EL PASADO, DE FORMA QUE ATIENDAN EQUILIBRADAMENTE EL DESARROLLO SOCIAL Y NO HAGAN MÁS DEPENDIENTE AL PAÍS DE LA TECNOLOGÍA Y DEL CAPITAL EXTRANJERO.

(7) LO ANTERIOR SIGNIFICA QUE LA ENSEÑANZA DE LOS APROVECHAMIENTOS HIDRÁULICOS, TODA VEZ DE MANTENER LA CALIDAD DE LAS SOLUCIONES TÉCNICAS, DEBIERA PROMOVER UN ENFOQUE INTEGRAL DEL RECURSO Y SU IMPORTANCIA EN EL DESARROLLO GENERAL DEL PAÍS, ENSEÑANDO METODOLOGÍAS DE CONCEPCIÓN GLOBAL DE SISTEMAS, DE OPTIMIZACIÓN DE SISTEMAS, JERARQUIZACIÓN DE OBJETIVOS, DE EFICIENCIA DE SISTEMAS CON USOS MÚLTIPLES, ASÍ COMO TÉCNICAS DE EVALUACIÓN MULTICRITERIOS CONGRUENTES CON LOS OBJETIVOS NACIONALES.

III. LA CONCEPCION DEL APROVECHAMIENTO COMO UN SISTEMA

(1) DE 30 AÑOS A LA FECHA DE HABIDO UN CAMBIO SUSTANCIAL EN LA TEORÍA Y PRÁCTICA DE LA TOMA DE DECISIONES DEBIDO, ENTRE OTRAS RAZONES, A LA APLICACIÓN DEL MÉTODO CIENTÍFICO A LOS PROBLEMAS DE DECISIÓN. DOS FACTORES HAN DECIDIDAMENTE INFLUENCIADO ESTE CAMBIO:

A) LA GENERALIZACIÓN DE LAS COMPUTADORES DIGITALES CON LA HABILIDAD DE ORGANIZAR Y PROCESAR ENORMES CANTIDADES DE INFORMACIÓN CON RÁPIDEZ Y PRECISIÓN.

B) EL DESARROLLO DE MODELOS MATEMÁTICOS, DENOMINADOS ALGORITMOS, QUE PERMITEN, MEDIANTE EL USO DE LA COMPUTADORA, LA SOLUCIÓN EFICIENTE DE PROBLEMAS COMPLEJOS.

EN LA PRÁCTICA DE LA PROFESIÓN, ESTE DESARROLLO SE HA DENOMINADO EN TÉRMINOS GENERALES, COMO LA APLICACIÓN DE LA INGENIERÍA DE SISTEMAS AL ANÁLISIS DE LOS APROVECHAMIENTOS HIDRÁULICOS, LA CUAL, NO ES OTRA COSA QUE EL ANÁLISIS INTEGRAL DE UN PROBLEMA EN SU ENCADENAMIENTO CAUSA-EFECTO, ASÍ COMO LA CONSIDERACIÓN SISTEMÁTICA DE TODAS LAS ALTERNATIVAS DE SOLUCIÓN.

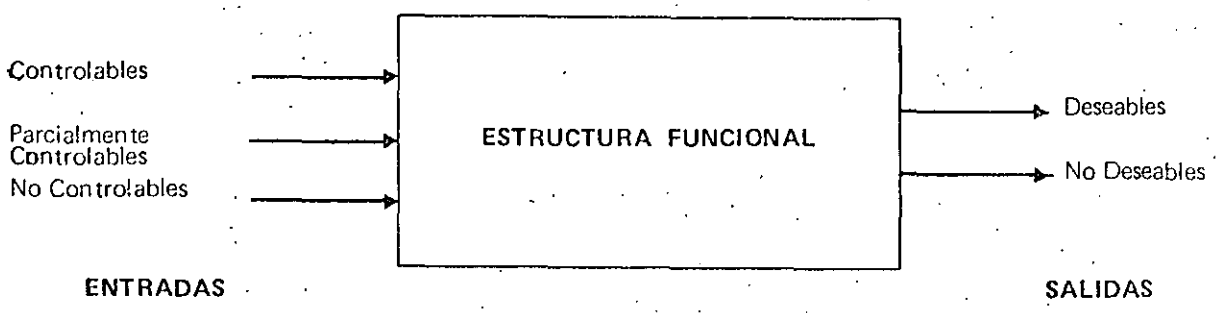


FIG. 1 CONCEPTUALIZACION DEL SISTEMA

(2) INICIEMOS ESTA DISCUSIÓN DICIENDO BREVEMENTE LO QUE ENTENDEREMOS POR SISTEMA: UN SISTEMA LO CONSIDERAREMOS SIMPLEMENTE COMO UN CONJUNTO DE ELEMENTOS QUE SE INTERRELACIONAN EN UNA ESTRUCTURA FUNCIONAL. A ESTA ESTRUCTURA FUNCIONAL INGRESAN, POR UN LADO, LAS ENTRADAS REALES O HIPOTÉTICAS, LAS CUALES, AL PASAR POR LA ESTRUCTURA FUNCIONAL, PRODUCIRÁN DETERMINADOS BIENES O SERVICIOS DENOMINADOS SALIDAS. (FIG. 1).

(3) LAS INTERRELACIONES ENTRE LOS ELEMENTOS PUEDEN SER FÍSICAS, ECONÓMICAS O SOCIALES. COMO UN EJEMPLO PARTICULAR, CONSIDEREMOS UN VASO DE ALMACENAMIENTO PARA ABASTECIMIENTO DE AGUA POTABLE. EN LA FIG. 2 SE PRESENTAN LAS COMPONENTES FÍSICAS DEL SISTEMA, CONSTITUIDAS POR EL VASO, EL CONDUCTO Y LA PLANTA DE TRATAMIENTO. A ESTE SISTEMA LLEGA EL AGUA POR MEDIO DE UN CANAL PROVENIENTE DE LA CUENCA (ENTRADAS) Y SE PRODUCE AGUA TRATADA (SALIDAS), PARA DISTRIBUCIÓN ENTRE LA POBLACIÓN BENEFICIADA.

EL ANÁLISIS DE LAS ENTRADAS A ESTE SISTEMA TIENE MUCHA IMPORTANCIA PUES ES UN ELEMENTO QUE CONDICIONA LA CONFIABILIDAD DEL SISTEMA. PARA ESTO PUEDE HACERSE UN ANÁLISIS DETERMINÍSTICO DURANTE UN PERÍODO CRÍTICO SELECCIONADO, O TAMBIÉN UN ANÁLISIS ESTOCÁSTICO CONSIDERANDO LA NATURALEZA ALEATORIA Y SERIADA DEL CICLO HIDROLÓGICO.

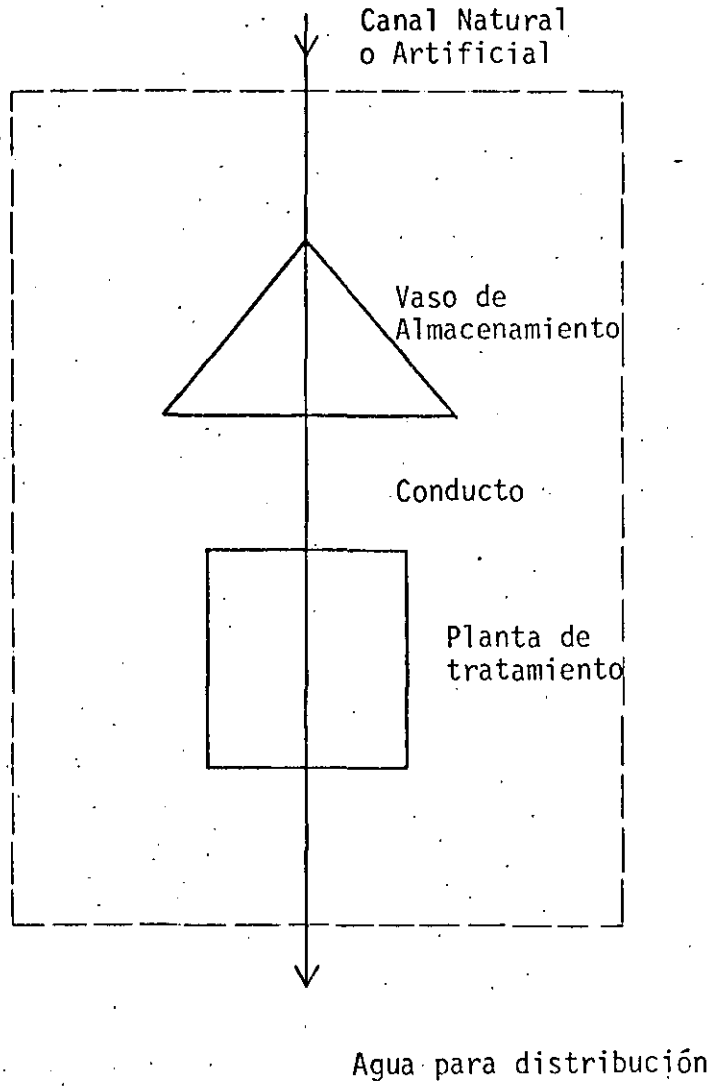


FIG. 2 SISTEMA DE ABASTECIMIENTO

EL SISTEMA PRESENTADO CONTIENE LAS COMPONENTES FÍSICAS DEL SISTEMA. ESTE ANÁLISIS PARA SER INTEGRAL DEBE COMPLETARSE CON OTROS ESTUDIOS, POR EJEMPLO, ALTERNATIVAS TECNOLÓGICAS, ANÁLISIS FINANCIERO, COSTOS DE OPORTUNIDAD SOCIAL DE HACER ESTA INVERSIÓN, GRUPOS SOCIALES BENEFICIADOS, ETC. LA INGENIERÍA DE SISTEMAS TRATA DE OFRECER METODOLOGÍAS PARA REALIZAR ESTE TIPO DE ESTUDIOS INTEGRALES.

(4) EN FORMA ESQUEMÁTICA, LA INGENIERÍA DE SISTEMAS APLICADA A LOS APROVECHAMIENTOS HIDRÁULICOS PUEDE RESUMIRSE EN LOS PASOS SIGUIENTES:

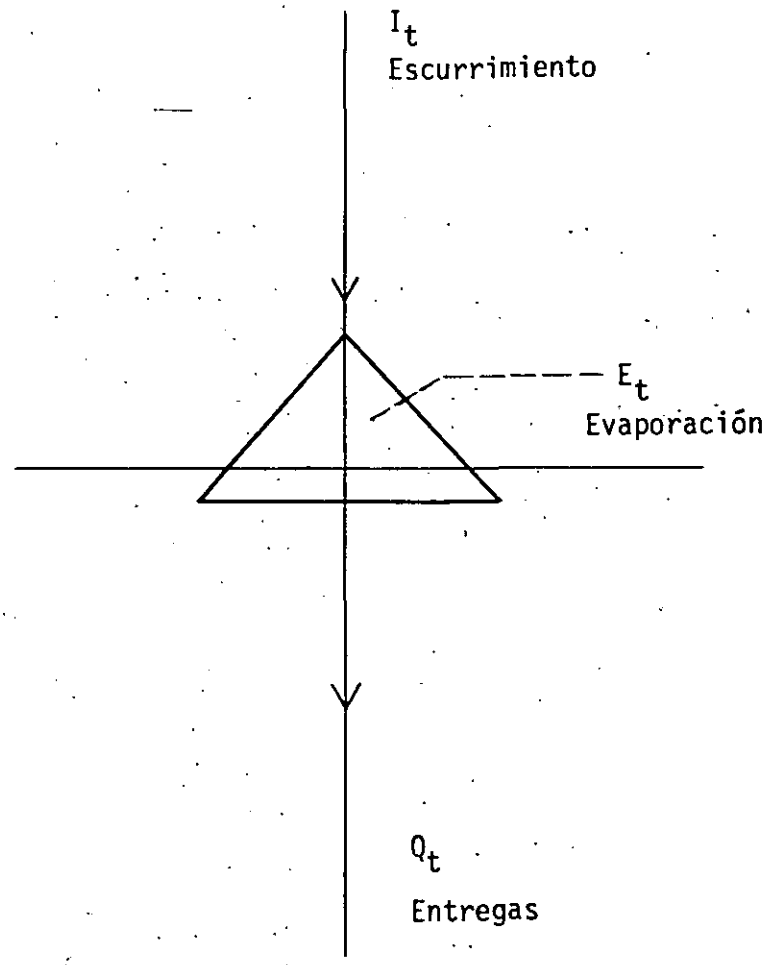
A) DEFINIR EL PROBLEMA Y LOS OBJETIVOS DEL ANÁLISIS.

B) IDENTIFICAR EL SISTEMA DE TRABAJO Y RECOLECTAR LA INFORMACIÓN RELEVANTE.

C) REPRESENTAR EL SISTEMA MEDIANTE UN MODELO, SI ES POSIBLE MATEMÁTICO PARA DESARROLLARLO POR MEDIO DEL COMPUTADOR.

D) GENERAR LAS ALTERNATIVAS QUE SATISFAGAN LAS RESTRICCIONES FINANCIERAS, ECONÓMICAS, SOCIALES Y POLÍTICAS DEL SISTEMA.

E) DETERMINAR LOS CRITERIOS DE EVALUACIÓN Y SELECCIÓN DE ALTERNATIVAS.



ECUACION DE CONSERVACION DE MASA

$$V_{t+1} = V_t + I_t - Q_t - E_t$$

FIG. 3 EJEMPLO DE UN MODELO MATEMATICO PARA ESTUDIAR REGLAS DE OPERACION DE VASOS

F) EVALUAR LAS ALTERNATIVAS Y SUGERIR CURSOS DE ACCIÓN.

(5) LOS PASOS MENCIONADOS ANTERIORMENTE NO SE REALIZAN EN FORMA LINEAL Y CONTINUAS IDAS Y VENIDAS ES DE ESPERAR. SIN EMBARGO, DE TODOS ELLOS, AQUÉL QUE REQUIERE EL MAYOR CONOCIMIENTO TEÓRICO Y PRÁCTICO, Y QUE NO SIEMPRE SE LOGRA, ES EL QUE SE REFIERE A LA REPRESENTACIÓN DEL SISTEMA DE TRABAJO POR MEDIO DE UN MODELO MATEMÁTICO. UN EJEMPLO PODRÍA CONSISTIR EN EL PROBLEMA SIGUIENTE: DESARROLLAR REGLAS DE OPERACIÓN DE VASOS DE ALMACENAMIENTO PARA CONTROL DE AVENIDAS. EL MODELO MÁS SIMPLE (FIG. 3) SERÍA EL DE CONSERVACIÓN DE MASA QUE REPRESENTA EL VOLUMEN AL FINAL DEL PERÍODO $T + 1$ $(V_T + 1)$ IGUAL AL VOLUMEN INICIAL $T(V_T)$ MÁS EL ESCURRIMIENTO DURANTE EL PERÍODO (I_T) MENOS LA ENTREGA (Q_T), MENOS LA EVAPORACIÓN Y OTRAS PÉRDIDAS (E_T). CON ESTE MODELO SE PODRÍA HACER UNA SIMULACIÓN DURANTE T PERÍODOS PARA ESTABLECER LAS REGLAS DE OPERACIÓN DEL VASO CON EL OBJETIVO DE MINIMIZAR, POR EJEMPLO, EL RIESGO DE AVENIDAS AGUAS ABAJO.

(6) EVIDENTEMENTE NO TODOS LOS COMPONENTES DE UN SISTEMA DE APROVECHAMIENTOS HIDRÁULICOS SE PRESTAN A UNA SIMPLIFICACIÓN SIMILAR. ES MÁS, LA INGENIERÍA DE SISTEMAS ES UNA CIENCIA Y TÉCNICA INCIPIENTE QUE SE ENFRENTA ENTRE OTROS A LOS SIGUIENTES PROBLEMAS:

A) LA INCERTIDUMBRE ASOCIADA A LAS VARIABLES DE PRECIPITACIÓN, EVAPORACIÓN Y OTRAS VARIABLES DEL CICLO HIDROLÓGICO.

B) EL CONOCIMIENTO INSUFICIENTE DE LA FORMA REAL DE OPERAR DE LOS SISTEMAS DE TRABAJO, COMO POR EJEMPLO, LOS FACTORES QUE DETERMINAN EL ESCURRIMIENTO DE LA CUENCA EN RESPUESTA A LA PRECIPITACIÓN, COEFICIENTES VARIABLES DE INFILTRACIÓN, ETC.

C) TIEMPO, RECURSOS DE CÓMPUTO Y RECURSOS MATERIALES PARA LLEVAR A CABO EL ESTUDIO.

LA HABILIDAD DEL ANALISTA CONSISTE PRECISAMENTE ENCONTRAR LA FORMA DE HACER EFICIENTE SU TRABAJO CON LAS LIMITACIONES DE RECURSOS Y TIEMPO DISPONIBLES.

(7) EL ESTUDIO Y LA ENSEÑANZA DE LOS APROVECHAMIENTOS HIDRÁULICOS POR MEDIO DE ESTE ENFOQUE PODRÍA TENER UN EFECTO POSITIVO TANTO EN EL EXAMEN SISTEMÁTICO DE LAS SOLUCIONES TÉCNICAS, COMO TAMBIÉN PODRÍA FACILITAR LA IDENTIFICACIÓN DE LAS RELACIONES DEL APROVECHAMIENTO CON OTROS SISTEMAS: ECONÓMICO O SOCIAL, CUYO ESTUDIO, ESTÁ GENERALMENTE ALEJADO DE LA TEORÍA Y PRÁCTICA DE LA INGENIERÍA.

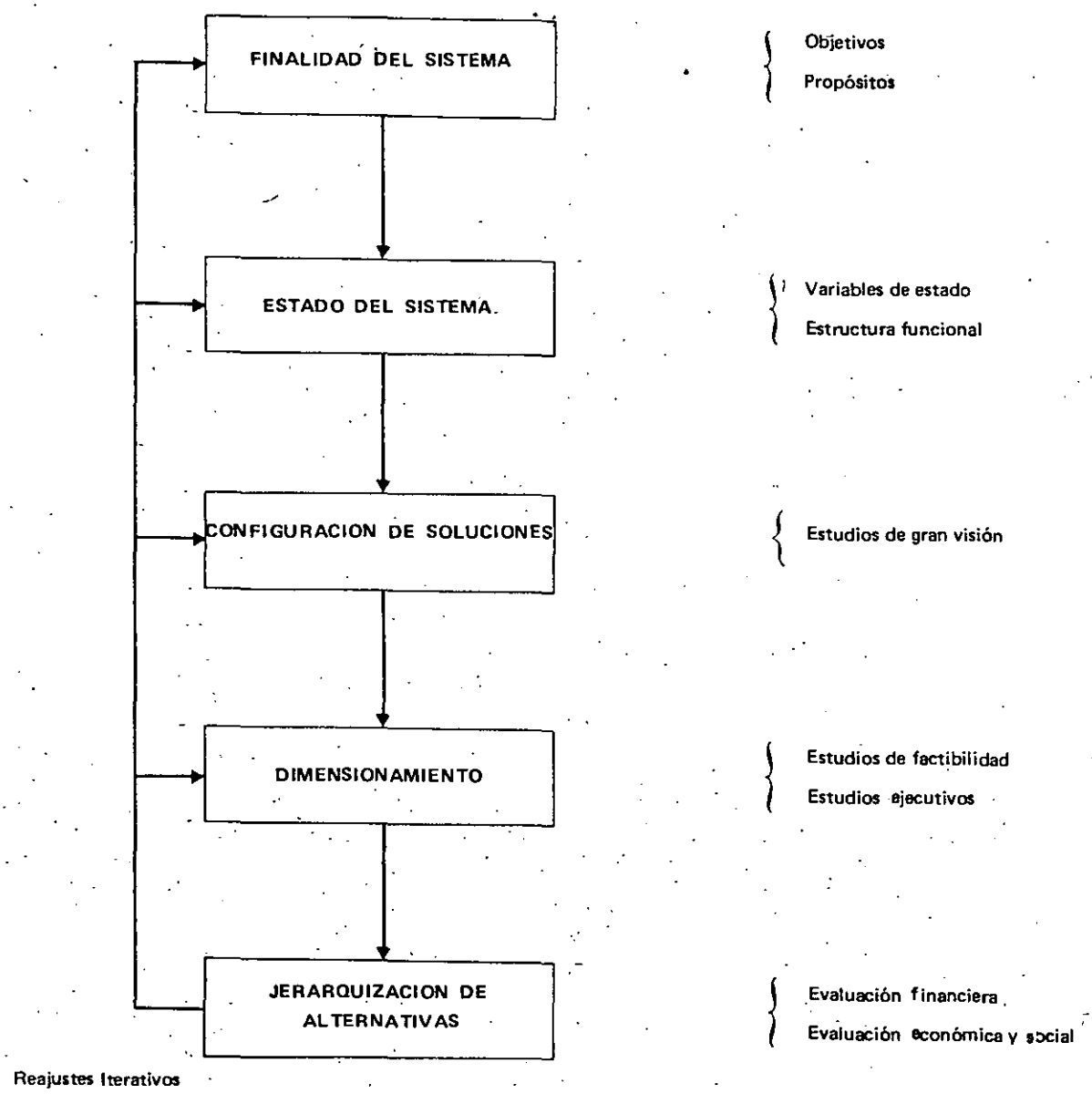


FIG. 4 PROCESO DE ANALISIS INTEGRAL Y TIPOLOGIA DE MODELOS

TRATAN DE FACILITAR LA TAREA DE SELECCIÓN DE LA MEJOR O MEJORES SOLUCIONES EN RELACIÓN CON LAS FINALIDADES DEL SISTEMA.

(2) LOS MODELOS DE FINALIDAD PUEDEN CLASIFICARSE (FIG. 5) EN TRES CATEGORÍAS:

A) GENERALES: PRESENTAN LOS OBJETIVOS ÚLTIMOS DEL SISTEMA LOS CUALES CONSISTEN GENERALMENTE EN LOS OBJETIVOS DE DESARROLLO.

B) ESPECÍFICOS: CARACTERIZAN UN ASPECTO DEL SISTEMA EN FORMA MÁS CONCRETA Y RELACIONADA CON LOS APROVECHAMIENTOS HIDRÁULICOS.

C) OPERACIONALES: PRESENTAN EN DETALLE LOS PROPÓSITOS DE LAS SOLUCIONES TÉCNICAS.

DE ESTOS MODELOS SON LOS MODELOS OPERACIONALES LOS QUE INTERESAN MÁS AL PROFESIONISTA, PUES GENERALMENTE, ELLOS ORIENTAN LAS ACTIVIDADES DE PLANEACIÓN, DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN DE LOS APROVECHAMIENTOS. SIN EMBARGO, Y ESTA ES UNA OMISIÓN FRECUENTE EN LA ENSEÑANZA TRADICIONAL DE LOS APROVECHAMIENTOS, DEBE TRATARSE DE SITUAR EL OBJETIVO OPERACIONAL, EN EL CONTEXTO QUE DEFINEN LOS OBJETIVOS MÁS GENERALES.

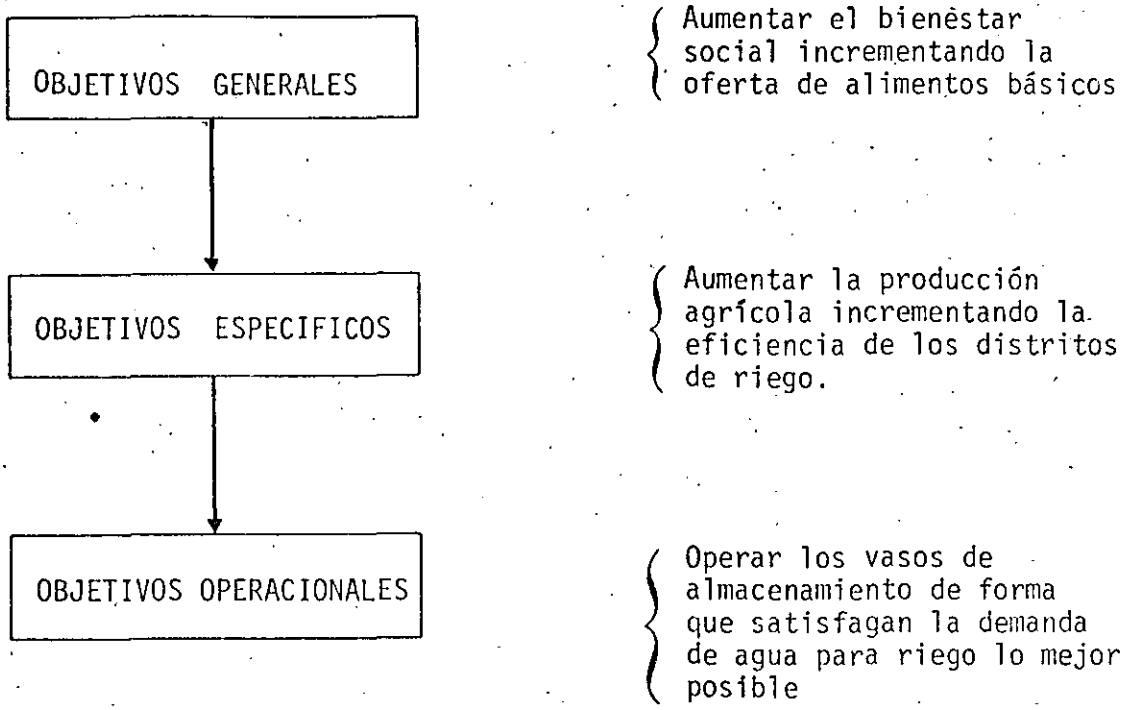


FIG. 5 EJEMPLO DE CATEGORIAS DE MODELOS DE FINALIDAD

(3) LOS MODELOS DE ESTADO DEL SISTEMA SE BASAN EN LAS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DEL SISTEMA. SIN EMBARGO, SE RELACIONAN CON LOS MODELOS DE FINALIDAD EN EL SENTIDO DE QUE TODA DEFINICIÓN DE OBJETIVOS Y PROPÓSITOS LLEVA CONSIGO UNA IDEA DEL ESTADO DE COSAS DESEABLE. AHORA BIEN, PARA ESTAR EN CAPACIDAD DE DEFINIR EL ESTADO DESEABLE ES NECESARIO CARACTERIZAR EL ESTADO ACTUAL, LO CUAL SIGNIFICA PODER OBSERVAR Y CARACTERIZAR AL SISTEMA MEDIANTE CIERTOS INDICADORES. ESTOS INDICADORES CONSTITUYEN LAS VARIABLES DE ESTADO DEL SISTEMA.

LAS VARIABLES DE ESTADO SE DEFINEN POR MEDIO DE FUNCIONES O ECUACIONES DE ESTADO. EN TODO SISTEMA EXISTEN AL MENOS DOS VARIABLES DE ESTADO: LAS ENTRADAS Y LAS SALIDAS. ALGUNAS DE LAS ENTRADAS PUEDEN SER POTENCIALMENTE CONTROLABLES, OTRAS MENOS CONTROLABLES Y OTRAS PUEDEN OCURRIR INDEPENDIENTEMENTE DE LOS DESEOS HUMANOS, POR SU PARTE, LAS SALIDAS PUEDEN SER DESEABLES O NO DESEABLES. DE UNA FORMA SOBRE SIMPLIFICADA SE PUEDE AFIRMAR QUE EL OBJETIVO DEL ANÁLISIS DE SISTEMAS CONSISTE EN CONTROLAR EL MAYOR NÚMERO DE VARIABLES DE ESTADO CON EL OBJETO DE MAXIMIZAR LOS EFECTOS DESEABLES Y MINIMIZAR LOS EFECTOS INDESEABLES (FIG. 1).

ADEMAS DE DEFINIR LAS VARIABLES DE ESTADO, UNA PARTE IMPORTANTE DEL ANÁLISIS DEBE CONSISTIR EN EL ESTUDIO DE LAS

RESTRICCIONES O LIMITACIONES, LOS CUALES ESTÁN EN RELACIÓN DIRECTA CON LA DEFINICIÓN DEL SISTEMA DE TRABAJO. CONSIDEREMOS POR EJEMPLO, EL OBJETIVO GENERAL DE AUMENTAR EL BIENESTAR SOCIAL MEDIANTE UN INCREMENTO DE LA PRODUCCIÓN DE ALIMENTOS. UNA DE LAS FORMAS DE LOGRAR ESTE OBJETIVO ES CONSTRUIR APROVECHAMIENTOS HIDRÁULICOS PARA RIEGO. EN ESTE PROBLEMA EL SISTEMA DE TRABAJO PUEDE DEFINIRSE EN VARIAS FORMAS: ¿INCLUIRÁ ÚNICAMENTE EL MANEJO DEL AGUA, O TAMBIÉN LA PRODUCCIÓN Y DISTRIBUCIÓN DE SEMILLAS, FERTILIZANTES Y PRÁCTICAS DE CULTIVO? ¿CONSIDERARÁ LA MAQUINARIA COMO UNA ENTRADA NO CONTROLABLE O, POR EL CONTRARIO, SE INCORPORARÁ DENTRO DEL SISTEMA DE TRABAJO AL SECTOR INDUSTRIAL, PRODUCTOR DE MAQUINARIA AGRÍCOLA?

ESTE TIPO DE CUESTIONES APARECEN INMEDIATAMENTE CUANDO SE VA MÁS ALLÁ DEL MARCO EXCLUSIVAMENTE TÉCNICO DEL APROVECHAMIENTO HIDRÁULICO. A PESAR DE TODO, POR MÁS DIFUSOS QUE APAREZCAN ESTOS NUEVOS ELEMENTOS, ES NECESARIO CONSIDERARLOS SI SE REQUIERE UN ENFOQUE INTEGRAL DE LOS APROVECHAMIENTOS HIDRÁULICOS.

(4) EL SIGUIENTE TIPO DE MODELOS SE REFIERE A LA CONFIGURACIÓN DE LA SOLUCIÓN. UNA SIMPLE ANALOGÍA PUEDE AYUDARNOS A CLARIFICAR ESTA IDEA: LA DIFERENCIA ENTRE ESTUDIOS DE GRAN VISIÓN Y DE FACTIBILIDAD. EN TÉRMINOS GENERALES, AL TRATAR DE ENCONTRAR LA SOLUCIÓN A UN PROBLEMA DE RECURSOS HIDRÁULICOS EL

ANALISTA INICIARÁ CON LA "CONFIGURACIÓN DE LA SOLUCIÓN", ES DECIR, CON UNA IDEA INICIAL DE GRAN VISIÓN, SIN ENTRAR AL DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS. LA IDEA ES LA DE LOGRAR SOLUCIONES FLEXIBLES QUE PERMITAN IR DETALLANDO LOS ASPECTOS TÉCNICOS.

EN ESTE TIPO DE MODELOS DE CONFIGURACIÓN LOS ELEMENTOS MÁS IMPORTANTES QUE SE UTILIZAN SON LOS SIGUIENTES:

A) LOS VASOS DE ALMACENAMIENTO: MODIFICAN LA DISPONIBILIDAD DEL AGUA EN EL TIEMPO, INCLUYENDO EL CONTROL DE CRECIENTES.

B) LOS ACUEDUCTOS: MODIFICAN LA DISPONIBILIDAD DEL AGUA EN EL ESPACIO.

C) LAS BOMBAS O TURBINAS: PROVEEN O EXTRAEN ENERGÍA NECESARIA HACIA O DE LOS APROVECHAMIENTOS.

UN MODELO DE CONFIGURACIÓN ESTARÁ CONSTITUIDO POR UNA COMBINATORIA DE ESTOS ELEMENTOS PRINCIPALES Y OTROS SECUNDARIOS (FIG. 6).

(5) EL SIGUIENTE MODELO, UNA VEZ DEFINIDA LA SOLUCIÓN DE CONFIGURACIONES, ESTUDIA EL DIMENSIONAMIENTO DE LOS ELEMENTOS. SUPONGAMOS QUE EN EL MODELO DE CONFIGURACIÓN SE HAN

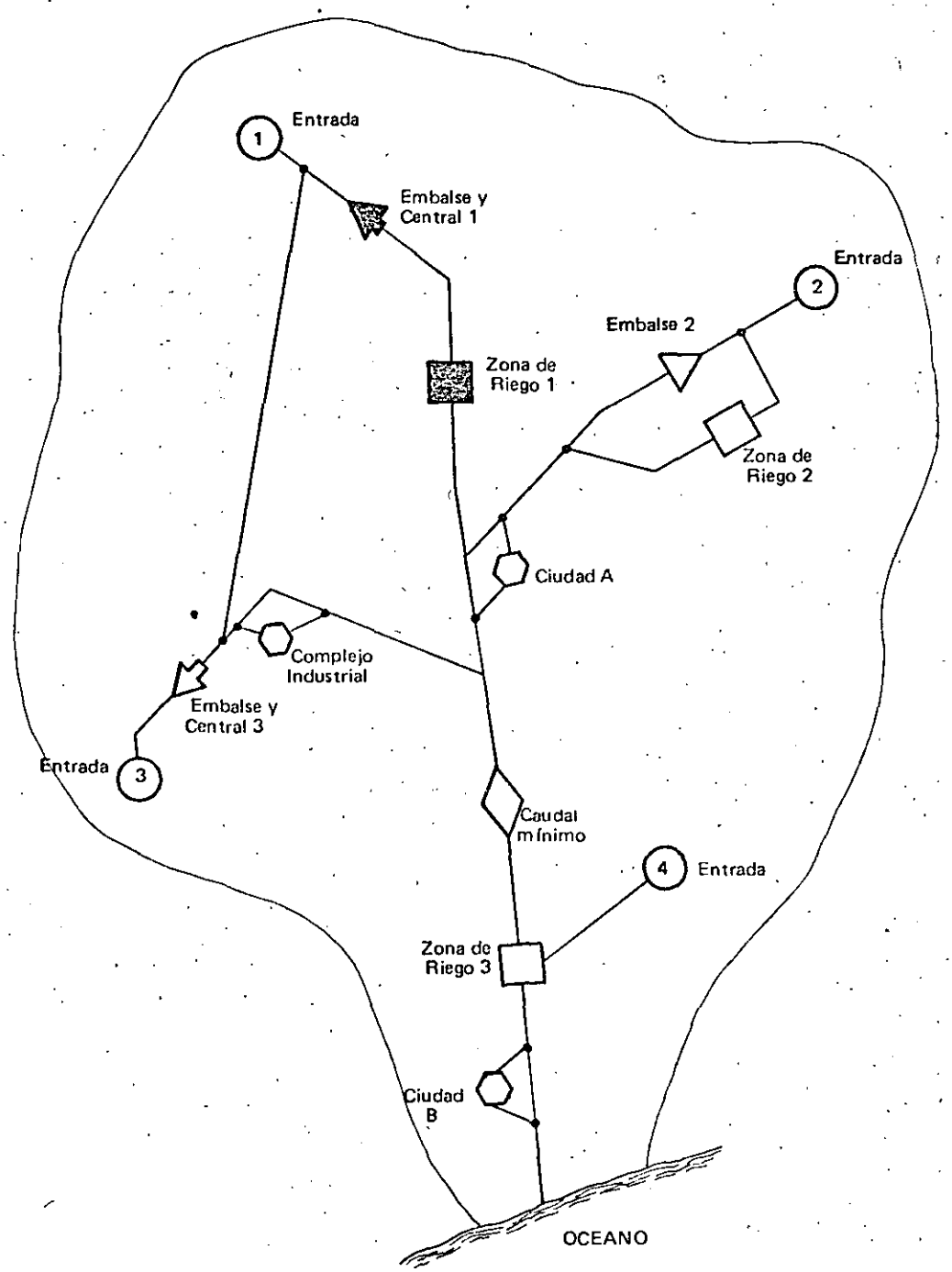


FIG. 6 MODELO DE CONFIGURACION DE SOLUCIONES

ESTABLECIDO UNA SERIE DE EMBALSES Y DE ACUEDUCTOS. EL TIPO DE PREGUNTAS A RESPONDER CON ESTE MODELO SERÍAN, POR EJEMPLO: ¿CUÁNTO ALMACENAMIENTO DEBE ESPERARSE EN CADA SITIO?, ¿CUÁL DEBE SER LA CAPACIDAD DE LOS ACUEDUCTOS?, ¿CUÁNTA AGUA DEBE SER ENTREGADA A CADA DISTRITO DE RIEGO?, ¿CUÁNTA ELECTRICIDAD DEBE GENERARSE?, ETC.

EN FORMA INICIAL CADA VASO ESTARÁ DEFINIDO ENTRE UN VOLUMEN CERO Y OTRO EN FUNCIÓN DE LA TOPOGRAFÍA O DEL ESCURRIMIENTO DEL SITIO. EN IGUAL FORMA ESTARÁN DELIMITADOS LOS OTROS ELEMENTOS DE CONFIGURACIÓN DEL SISTEMA. LA TAREA DEL ANALISTA CONSISTE EN ENCONTRAR LA COMBINACIÓN DE TODAS ESTAS MAGNITUDES DE FORMA DE SATISFACER EN MEJOR FORMA LOS OBJETIVOS PROPUESTOS. CUANDO EN EL LENGUAJE DE SISTEMAS SE HABLA DE LA SOLUCIÓN ÓPTIMA SE ESTA REFIRIENDO PRECISAMENTE A ESTA COMBINATORIA QUE LOGRA UN ÓPTIMO EN LA FUNCIÓN OBJETIVO.

(6) A MANERA DE ILUSTRACIÓN VEAMOS EL SIGUIENTE EJEMPLO: UN DESARROLLO CONSIDERA 10 POSIBLES SITIOS CON 10 DIFERENTES CAPACIDADES PARA AGUA Y 10 DIFERENTES CAPACIDADES DE PRODUCCIÓN HIDROELÉCTRICA. SUPONGAMOS 5 ACUEDUCTOS PRINCIPALES CON 20 RAMALES, LOS CUALES ENTREGARÁN AGUA A 10 DISTRITOS DE RIEGO. ¿CUÁNTAS DIFERENTES FORMAS DE DIMENSIONAMIENTO TIENE ESTE SISTEMA? SI SÓLO CONSIDERAMOS 10 VASOS CON 10

DIFERENTES CAPACIDADES DE ALMACENAMIENTO Y 10 PARA PRODUCCION HIDROELÉCTRICA, TENDREMOS $((10)^{10})^{10}$, ES DECIR, 10^{100} CONBINACIONES SIN INCLUIR TODAVÍA LAS COMBINACIONES DE LOS ACUEDUCTOS. CON LAS COMPUTADORAS ACTUALES, LA TÉCNICA DE SOLUCIÓN POR ANÁLISIS DIRECTO PODRÍA CONSUMIR VARIOS CIENTOS DE AÑOS DE TIEMPO DE PROCESAMIENTO. EN FORMA EVIDENTE EL MÉTODO PARA RESOLVER ESTE PROBLEMA NO ES LA SIMPLE ENUMERACIÓN DE TODAS LAS ALTERNATIVAS NI TAMPOCO EL ENSAYO Y ERROR.

EN CIERTA FORMA, NECESITAMOS UN MÉTODO DE IR ELIMINANDO, POR MEDIO DE CONSIDERACIONES LÓGICAS, LA MAYORÍA DE LAS POSIBILIDADES PARA QUEDARSE CON UN CONJUNTO SELECTO SOBRE EL CUAL ES FACTIBLE HACER UN ANÁLISIS MÁS FINO.

(7) EN LA PRÁCTICA, EL MODELO DE ANÁLISIS DE SISTEMAS MÁS COMÚN ES EL BUEN JUICIO PRODUCTO DE LA EXPERIENCIA Y LA CAPACITACIÓN. CON ESTE MODELO EL PROFESIONISTA EXPERIMENTADO POSEE LA HABILIDAD PARA ENCONTRAR EL SUBCONJUNTO SELECTO DE POSIBILIDADES. SIN EMBARGO, PESE AL VALOR DE LA EXPERIENCIA PRÁCTICA, DEBE RECONOCERSE QUE, EN APROVECHAMIENTOS HIDRÁULICOS NO SIEMPRE SE PRESENTAN LOS MISMOS TIPOS DE PROBLEMAS Y POR TANTO LA EXPERIENCIA TIENE CIERTAS LIMITACIONES. MÁS AÚN, COMO LO HEMOS MENCIONADO ANTERIORMENTE, EL TIPO DE PROBLEMAS DE HOY NO SON LOS MISMOS QUE EN EL PASADO, POR LO QUE DEBE EXISTIR UNA ADAPTACIÓN A LA REALIDAD ACTUAL.

(8) FINALMENTE, LOS MODELOS DE COMPARACIÓN Y JERARQUIZACIÓN DE ALTERNATIVAS SE REFIEREN A AQUELLOS MODELOS QUE PUEDEN AYUDAR A SELECCIONAR LA MEJOR CONFIGURACIÓN Y DIMENSIONAMIENTO DE SISTEMA. EN TEORÍA, SI SE LOGRA IDENTIFICAR A TODAS LAS ALTERNATIVAS Y SI ESTAS SE COMPARAN EN UNA FORMA SISTEMÁTICA, LA MEJOR DE TODAS ELLAS PODRÁ APARECER EN FORMA NATURAL. SIN EMBARGO, NUEVAMENTE AQUÍ PODREMOS ENCONTRAR DIFICULTADES DE TIEMPO.

SUPONGAMOS QUE DESEAMOS ENCONTRAR LA DISTRIBUCIÓN ÓPTIMA DE ENTREGA DE AGUA A 20 DISTRITOS DE RIEGO Y QUE, PARA SIMPLIFICAR EL PROBLEMA, TENEMOS ÚNICAMENTE CANTIDADES DISCRETAS DE AGUA ENTRE 0 Y 100 UNIDADES (MILLONES DE M^3). SOBRE EL PRIMER DISTRITO TENDREMOS 100 POSIBILIDADES DE ENTREGA, SOBRE LOS DOS PRIMEROS DISTRITOS 100 X 100 Y ASÍ SUCESIVAMENTE HASTA OBTENER EL NÚMERO DE 100^{20} POSIBILIDADES. SI ASUMIMOS QUE EL TIEMPO DE CÓMPUTO PARA COMPARAR CADA ALTERNATIVA FUERA DE 10^{-6} DE SEGUNDO, NECESITARIAMOS 10^{34} SEGUNDOS, ES DECIR APROXIMADAMENTE 10^{27} AÑOS.

COMO YA EXPRESAMOS ANTERIORMENTE, AL CONTAR CON EXPERIENCIA SE TIENE UNA FORMA EXTRUCTURADA DE IR ELIMINANDO LA MAYORÍA DE ALTERNATIVAS Y QUEDARSE CON UN GRUPO REDUCIDO PARA ANÁLISIS DETALLADO. SIN EMBARGO, CUANDO LA EXPERIENCIA NO ES AYUDA SUFICIENTE, PUEDE HACERSE USO DE CIERTAS METODOLOGÍAS

CON EL FIN EXPRESO DE IR REDUCIENDO EL NÚMERO DE POSIBILIDADES. UNA DE ESTAS METODOLOGIAS ES LA TÉCNICA DE PROGRAMACIÓN MATEMÁTICA APLICADA AL ANÁLISIS DE APROVECHAMIENTOS HIDRÁULICOS Y SE DENOMINA EN LA LITERATURA POR NOMBRES COMO: PROGRAMACIÓN LINEAL, DINÁMICA, ENTERA, CUADRÁTICA, MÉTODO DE GRADIENTE, ETC.

EXISTEN TAMBIÉN OTRAS TÉCNICAS YA SEA DE SIMULACIÓN O DE ANÁLISIS DE ESPACIOS DISCRETOS DE ALTERNATIVAS.

ANTES DE ENTRAR EN EL DETALLE DE ESTAS TÉCNICAS PRESENTAREMOS BREVEMENTE ALGUNOS FUNDAMENTOS INTUITIVOS. SUPONGAMOS QUE UN AGRICULTOR DESEA ENCONTRAR LA CANTIDAD DE FERTILIZANTE A UTILIZAR DE FORMA DE OBTENER EL MÁXIMO DE UTILIDAD DESPUÉS DE PAGAR LOS COSTOS DE PRODUCCIÓN. SUPONGAMOS ADEMÁS QUE, DESPUÉS DE VARIOS EXPERIMENTOS SE HA LOGRADO ESTABLECER UNA RELACIÓN FUNCIONAL ENTRE EL RENDIMIENTO Y LA CANTIDAD DE FERTILIZANTE APLICADO (FIG. 7.A). DADOS LOS COSTOS DE PRODUCCIÓN Y LOS PRECIOS DE VENTA DE SU PRODUCTO SE PODRÍA ENCONTRAR EL PUNTO DE MÁXIMA UTILIDAD (FIG. 7.B). DE LA GRÁFICA ANTERIOR EL AGRICULTOR PUEDE DARSE CUENTA QUE SI INCREMENTA EL FERTILIZANTE AUMENTARÁ SU UTILIDAD, PERO, SI FERTILIZA DEMASIADO ESTA ÚLTIMA NO CRECERÁ COMO ANTES, E INCLUSO DISMINUIRÁ. ENTRE AMBOS INTENTOS EXISTIRÁ UN PUNTO EN EL CUAL UN AUMENTO EN EL FERTILIZANTE NO AUMENTARÁ

EL RENDIMIENTO. ESTE ES EL PUNTO QUE BUSCA EL AGRICULTOR PARA DECIDIR SU PROGRAMA DE PRODUCCIÓN. MATEMÁTICAMENTE, ESTE ES UN PROBLEMA ELEMENTAL DE CÁLCULO EN EL CUAL EL PUNTO ÓPTIMO SE OBTIENE DERIVANDO LA FUNCIÓN E IGUALANDO A CERO (FIG. 7.c).

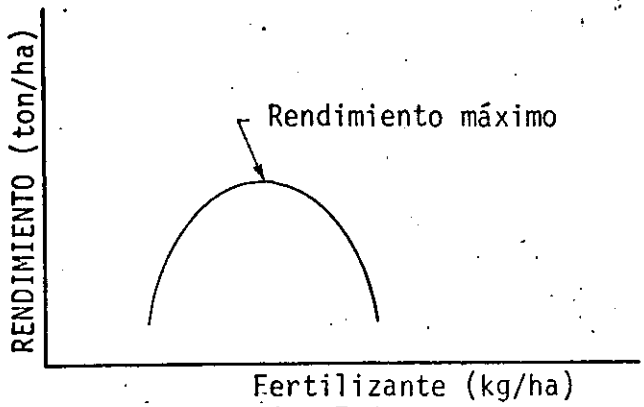


Fig. 7.a

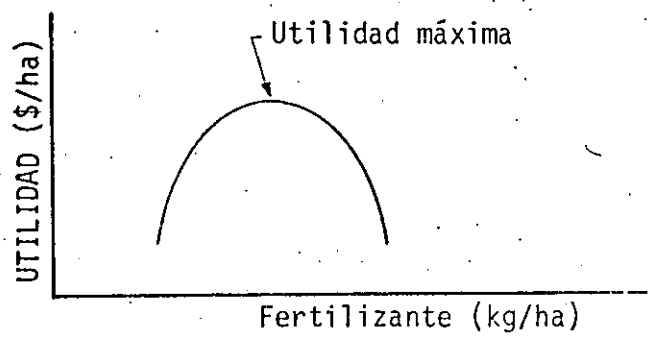


Fig. 7.b

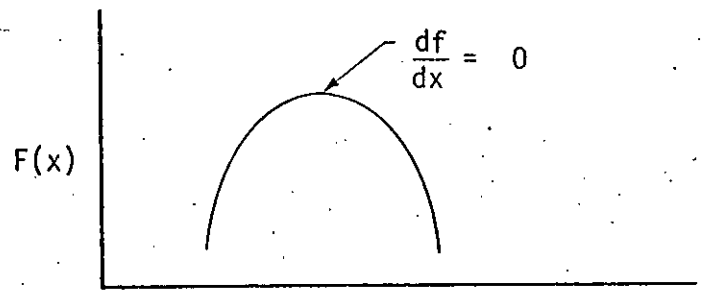


Fig. 7.c

Fig. 7 OPTIMIZACION DE FUNCIONES

V MODELOS DE PROGRAMACION MATEMATICA

(1) LOS MODELOS MATEMÁTICOS EXPRESADOS COMO FUNCIONES DE UNA O MÚLTIPLES VARIABLES HAN CONSTITUIDO UNA DE LAS HERRAMIENTAS BÁSICAS DE LAS CIENCIAS APLICADAS, PARTICULARMENTE DE LA INGENIERÍA. EN LOS APROVECHAMIENTOS HIDRÁULICOS, POR CONSECUENCIA, SE HACE USO INTENSIVO DE FUNCIONES MATEMÁTICAS PROVENIENTES DE LAS DIFERENTES CIENCIAS QUE ESTÁN EN RELACIÓN CON EL MANEJO DEL AGUA, POR EJEMPLO, LA HIDROLOGÍA, LA HIDRÁULICA, LA GEOLOGÍA, ETC.

(2) PARA FINES DE ESTE TRABAJO ES POSIBLE ENSAYAR ALGUNAS CLASIFICACIONES DE LAS FUNCIONES MATEMÁTICAS QUE SE UTILIZAN EN LOS APROVECHAMIENTOS HIDRÁULICOS (FIG. 8). ENTRE ESTAS CLASIFICACIONES SE MENCIONAN LAS FUNCIONES LINEALES Y LAS FUNCIONES NO LINEALES. EN LAS PRIMERAS, EL GRADO MÁXIMO DE LAS VARIABLES ES UNO Y SUS RELACIONES SON ÚNICAMENTE ADITIVAS. EN LAS SEGUNDAS, EL GRADO PUEDE SER MAYOR QUE UNO Y PUEDEN EXISTIR RELACIONES MULTIPLICATIVAS, LOGARÍTMICAS, EXPONENCIALES, ETC.

LINEALES	NO LINEALES
$y = 5x_1 + 6x_2$	$y = 5x_1^2 + 6x_2x_3$ $y = \log x_1$
DETERMINISTICOS	PROBABILISTICOS
$x = a$	$x = (a \pm b)$ con 90% de [1] probabilidad
ESTATICOS	DINAMICOS
$\max f(x)$	$\min \int_{to}^{t} (x_1, \ldots x_n, N_i \ldots N_n, t)dt$ [2]
PUNTUALES	DISTRIBUCIONALES
Q = C.R.A. [3]	$T[\frac{1}{r}\frac{\partial}{\partial r}(v\frac{\partial P}{\partial r}] = S\frac{\partial P}{\partial t} \pm Q$ [4]

Notas:

[1] Valores de a y b conocidos
[2] x = variables de estado, N = variable de decisi=on, t = tiempo
[3] Modelo racional de avenida máxima
[4] Ecuación de difusión.

FIG. 8 CLASIFICACIONES DE MODELOS MATEMATICOS

LA IMPORTANCIA DE LA LINEALIDAD CONSISTE EN QUE, PARA FINES DE OPTIMIZACIÓN, LA PRIMERA DERIVADA DE UNA FUNCIÓN SERÁ UNA EXPRESIÓN ARITMÉTICA, MIENTRAS QUE EN LAS FUNCIONES NO LINEALES, LA PRIMERA DERIVADA PUEDE SER AÚN UNA EXPRESIÓN ALGEBRAICA DE GRADO SUPERIOR, COMPLICANDO, DE ESTA FORMA, LA SOLUCIÓN.

ADEMÁS DE LO ANTERIOR, PUEDEN ENCONTRARSE OTRAS CLASIFICACIONES COMO MODELOS DETERMINÍSTICOS O PROBABILÍSTICOS, ESTÁTICOS O DINÁMICOS, PUNTUALES, DISTRIBUCIONALES, ETC.

(3) UNA CLASE ESPECIAL DE MODELOS MATEMÁTICOS SON LOS DENOMINADOS PROGRAMAS MATEMATICOS. ESTOS MODELOS CONSTAN DE UNA FUNCIÓN OBJETIVO LA CUAL SE DEBE OPTIMIZAR (MAXIMIZAR O MINIMIZAR) DENTRO DE UN ESPACIO MATEMÁTICO ACOTADO POR LAS RESTRICCIONES. LAS VARIABLES DE LA FUNCIÓN OBJETIVO CONSTITUYEN LAS VARIABLES DE DECISIÓN DEL SISTEMA (FIG. 9).

(4) LOS PROGRAMAS MATEMÁTICOS TIENEN VARIOS NIVELES DE COMPLEJIDAD DEPENDIENDO DE SI CONSTAN DE UNA O MÚLTIPLES VARIABLES, SI EXISTEN O NO EXISTEN RESTRICCIONES O, SI LAS RESTRICCIONES SON ECUACIONES (=) O INECUACIONES ($\geqslant$, $\leqslant$). EN FUNCIÓN DE ESTA COMPLEJIDAD, EXISTEN DIVERSOS PROCEDIMIENTOS DE SOLUCIÓN, SIENDO EL MÉTODO CLÁSICO EL PROPUESTO POR LAGRANGE (FIG. 10).

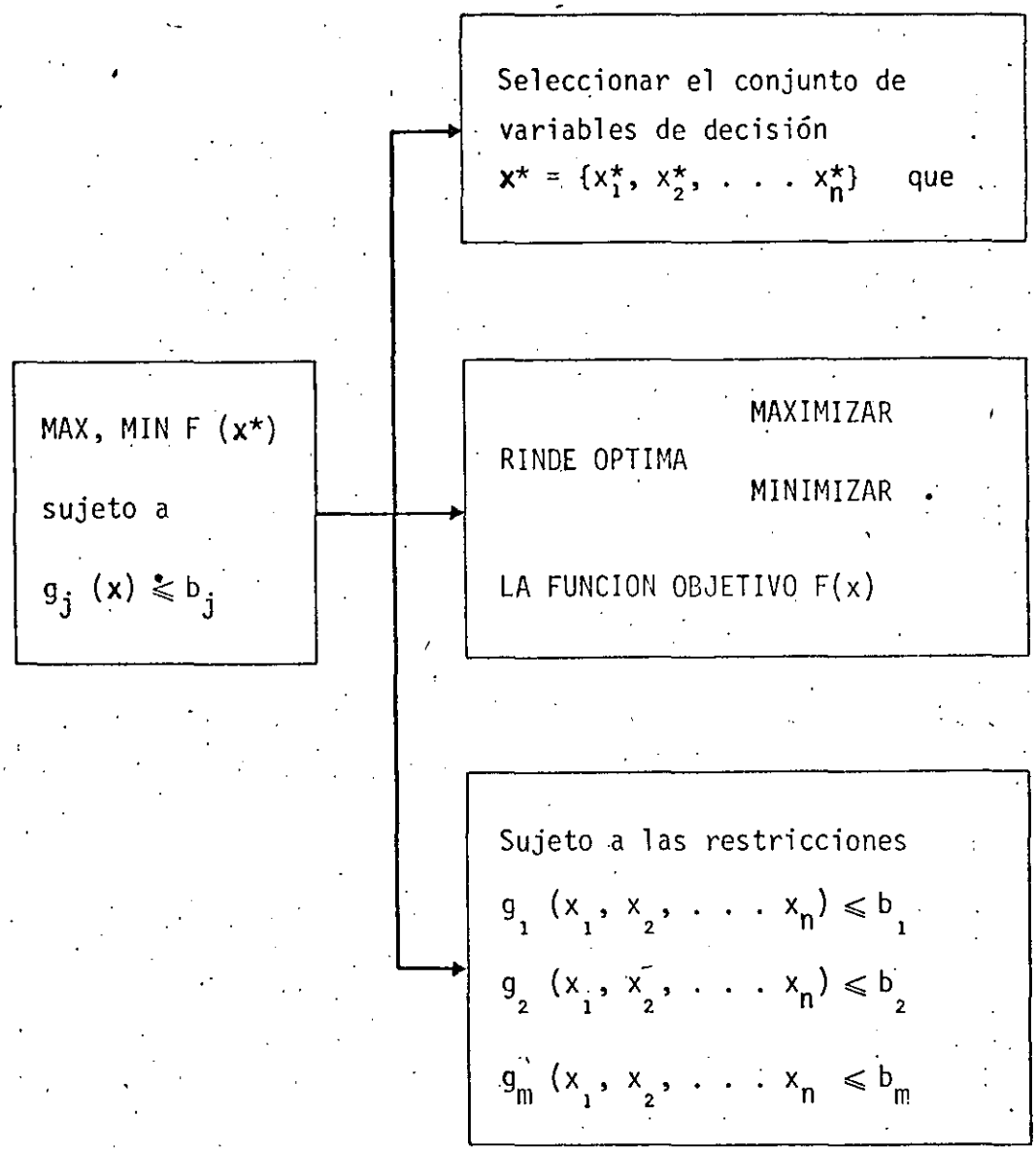
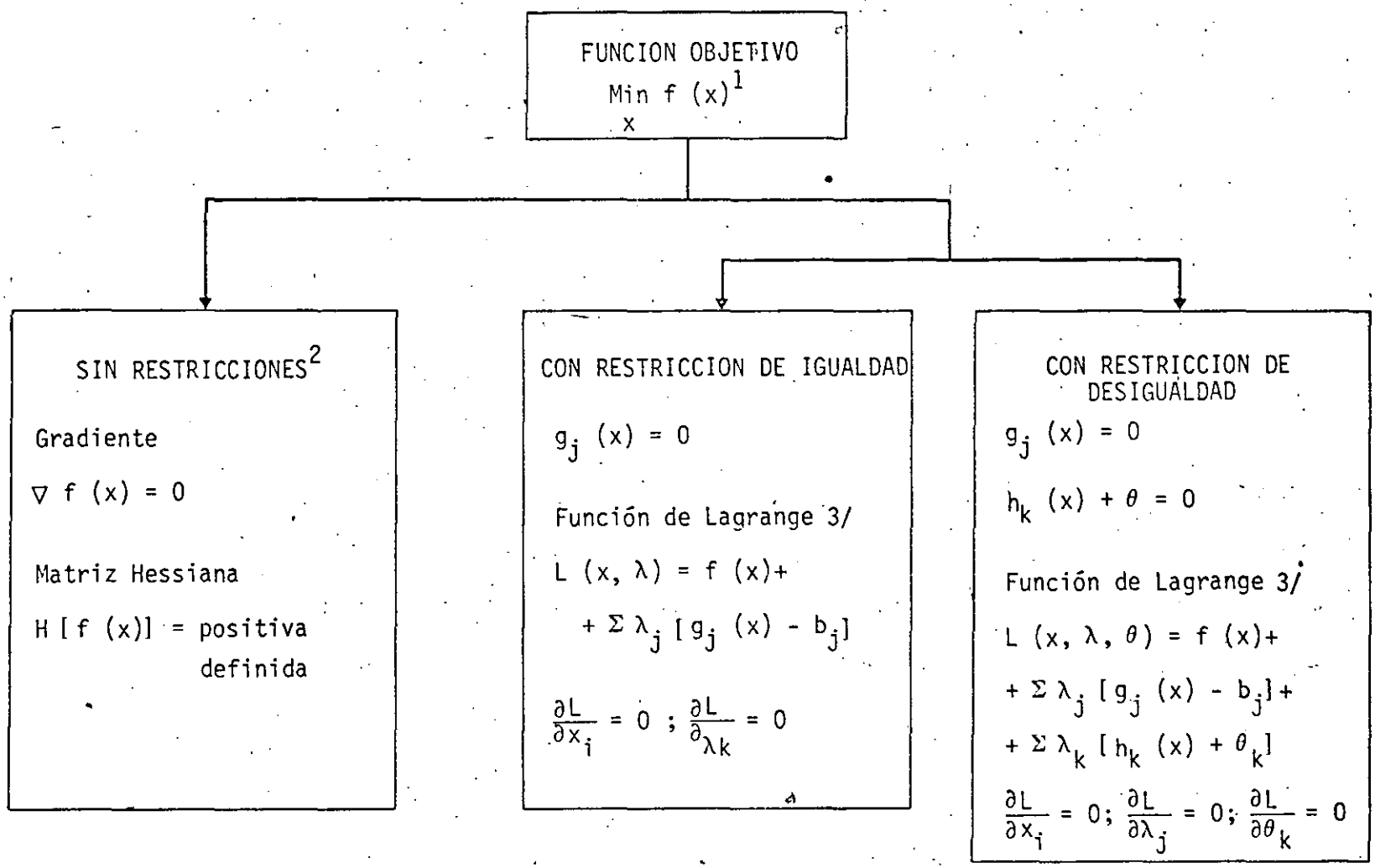


FIG. 9 MODELO GENERAL DE OPTIMIZACION



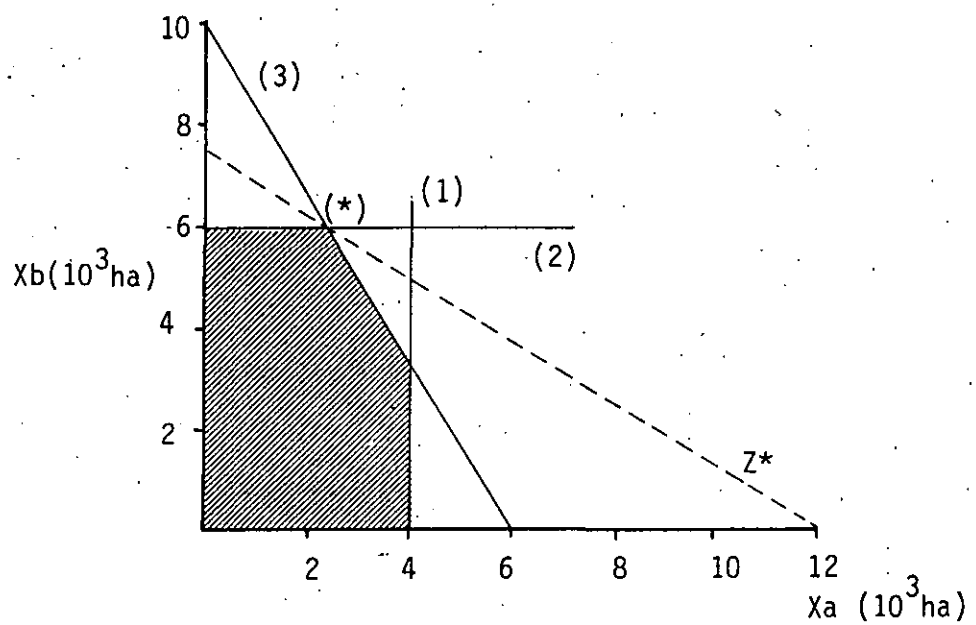
1 Función diferenciable, por convención se usa min., pero se aplica igualmente a max.
2 Condición necesaria y suficiente
3 Condición necesaria.

FIG. 10. CASOS PRINCIPALES DE OPTIMIZACION CLASICA

ESTOS MODELOS POSEEN GRAN PRECISIÓN Y ELEGANCIA MATEMÁTICA. DESAFORTUNADAMENTE, EL CONJUNTO DE CONDICIONES QUE DEBEN DE CUMPLIRSE EN LA PRÁCTICA PARA SER APLICADOS, SON DIFÍCILES DE ALCANZAR, Y POR ESTA RAZÓN, SU CAMPO DE ACCIÓN ESTÁ GENERALMENTE RESTRINGIDO A PROBLEMAS DE DISEÑO DE ESTRUCTURAS O DE APROVECHAMIENTOS POCO REALISTAS.

(5) CUANDO LA FUNCIÓN OBJETIVO Y LAS RESTRICCIONES SON FUNCIONES LINEALES, ENTONCES, SE TIENE UN PROBLEMA DE PROGRAMACION LINEAL. LA CARACTERÍSTICA PRINCIPAL DE ESTE MODELO ES QUE LAS FUNCIONES LINEALES REDUCEN SIGNIFICATIVAMENTE EL NÚMERO DE POSIBILIDADES, SIEMPRE Y CUANDO FORMEN UN ESPACIO CONVEXO DENOMINADO ESPACIO DE LO POSIBLE (FIG. 11). SI ESTE ESPACIO CONVEXO EXISTE, ENTONCES LA MEJOR ALTERNATIVA ESTARÁ SIEMPRE EN LA INTERSECCIÓN DE DOS O MÁS RESTRICCIONES. LOS ALGORITMOS DE SOLUCIÓN, ENTRE ELLOS EL SIMPLEX, CONSISTEN EN UNA REVISIÓN SISTEMÁTICA DE TODOS LOS PUNTOS EXTREMOS HASTA ENCONTRAR AQUÉL EN QUE LA FUNCIÓN OBJETIVO ALCANZA SU VALOR ÓPTIMO (MÁXIMO O MÍNIMO).

(6) UN EJEMPLO DE ESTA TÉCNICA SERÍA EL SIGUIENTE: UN PROYECTO DE RIEGO TIENE 180 MILLONES DE M^3 DE AGUA DISPONIBLE DURANTE LA ÉPOCA DE CULTIVO. SE CONSIDERAN DOS PRODUCTOS AGRÍCOLAS A Y B



VARIABLES DE DECISION: X_a (ha)

X_b (ha)

Programa matemático:

Función Objetivo: Max Z^*: $300\ X_a + 500\ x_b$ (10^3 \$/ha)

Restricciones (1) $X_a \leqslant 4$ (10^3 ha)

(2) $X_b \leqslant 6$ (10^3 ha)

(3) $30\ X_a + 20\ X_b \leqslant 180\ 000$ (10^3 m^3)

$X_a,\ X_b \geqslant 0$

FIG. 11 EJEMPLO DE PROGRAMA LINEAL

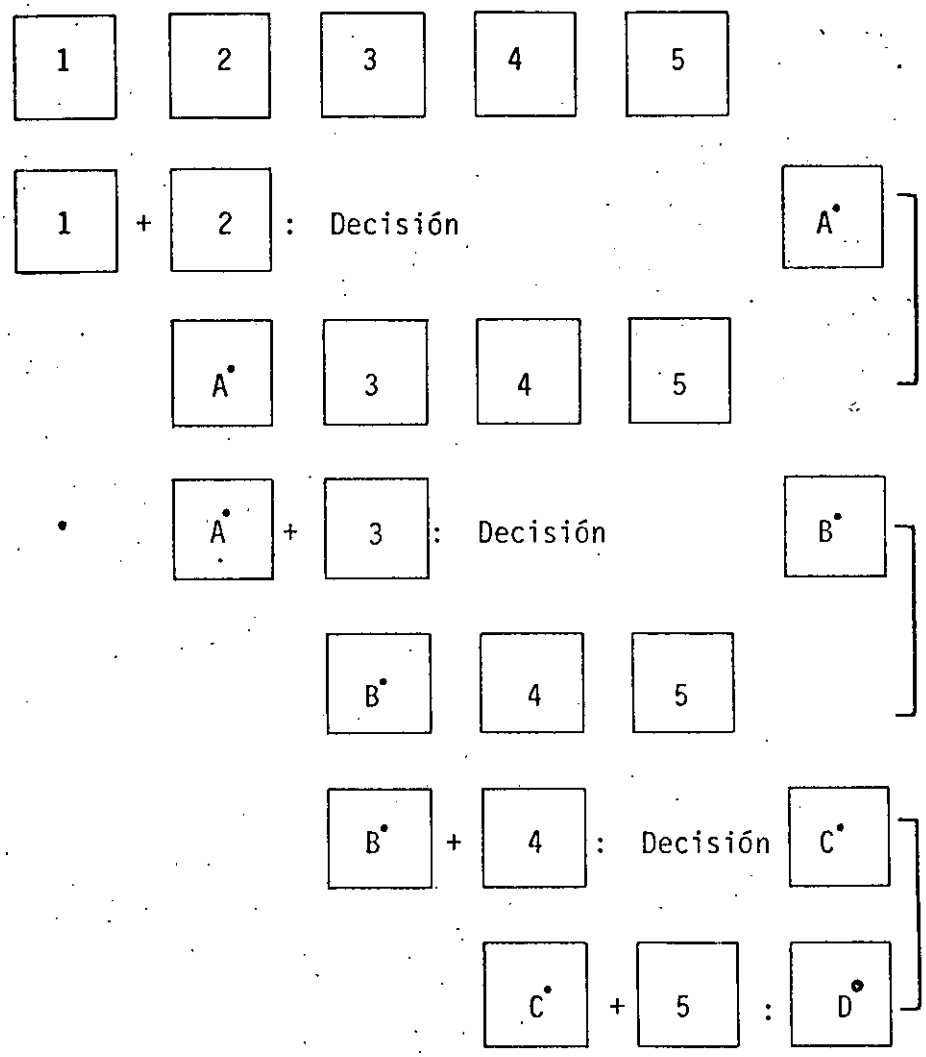
CUYO CONSUMO DE AGUA POR UNIDAD DE SUPERFICIE ES DE 30 000 m^3/HA Y 20 000 m^3/HA, RESPECTIVAMENTE. EL ESTUDIO DE MERCADO INDICA QUE NO ES CONVENIENTE PRODUCIR MÁS DE 4 000 HA DE A Y NO MÁS DE 6 000 HA DE B, LA UTILIDAD POR HA ES DE $ 300 000.00 PARA A Y DE $ 500 000.00 PARA B. EL PROBLEMA CONSISTE EN DETERMINAR LA SUPERFICIE DE SIEMBRA PARA A Y B PARA RENDIR LA MÁXIMA UTILIDAD DEL PROYECTO. DE LOS DATOS DEL PROBLEMA RESULTA EVIDENTE QUE LAS VARIABLES DE DECISIÓN CONSISTEN EN LA SUPERFICIE ASIGNABLE A A (x_A) Y LA SUPERFICIE ASIGNABLE A B (x_B).

POR OTRA PARTE, DEBIDO A QUE SÓLO SE ESTÁ ANALIZANDO UN PROBLEMA CON DOS VARIABLES, ES POSIBLE GRAFICAR EL PROBLEMA EN UN ESPACIO COORDENADO DE DOS DIMENSIONES, CON x_A COMO ABSCISA Y x_B COMO ORDENADA (FIG. 11). EL PROGRAMA MATEMÁTICO CONSTA DE DOS PARTES: LA FUNCIÓN OBJETIVO QUE ES MAXIMIZAR LA UTILIDAD DEL PROYECTO, Y LAS RESTRICCIONES, LAS CUALES SE REFIEREN A LAS COTAS DE PRODUCCIÓN Y DE RECURSOS HIDRÁULICOS DISPONIBLES. EN EL ESPACIO COORDENADO SE PRESENTA EL ÁREA OSCURA, LA CUAL CONSTITUYE EL CONJUNTO DE PARES (x_A, x_B) QUE CUMPLEN CON LAS RESTRICCIONES DEL PROBLEMA. UNA VEZ EN ESTE PUNTO, DEBEMOS ENCONTRAR AQUELLA PAREJA DE (x_A, x_B) QUE OPTIMICE LA FUNCIÓN OBJETIVO. PARA ESTO SE TRAZA LA ECUACIÓN DE LA FUNCIÓN OBJETIVO SOBRE EL MISMO ESPACIO Y COMO SE TRATA

DE MAXIMIZAR, ENTONCES, SE ENCUENTRA QUE EL VALOR ÓPTIMO ES EL PUNTO (*) PARA EL CUAL $Z^* = 300(2) + 500(6) = 3.6 \times 10^9$ \$

SI SE TIENE UN PROBLEMA DE MÁS DE TRES VARIABLES DE DECISIÓN, ENTONCES, NO PUEDE ANALIZARSE EN FORMA GRÁFICA, SINO POR MEDIO DE ÁLGEBRA LINEAL EN ESPACIOS N-DIMENSIONALES. UNO DE LOS ALGORITMOS MÁS EFICIENTES EN ESTE CASO ES EL ORIGINADO POR DANTZIG, DENOMINADO SIMPLEX, EL CUAL SÓLO EXAMINA LOS PUNTOS EXTREMOS (VÉRTICES) DEL ESPACIO DE LO POSIBLE Y TOMANDO A UN VÉRTICE COMO PUNTO DE PARTIDA VA EXAMINANDO EL VÉRTICE ADYACENTE HASTA QUE LA FUNCIÓN OBJETIVO ALCANCE SU VALOR MÁXIMO. DANTZIG PROBÓ QUE SI EL CONJUNTO DE RESTRICCIONES FORMA UN ESPACIO CONVEXO ENTONCES, SIEMPRE EXISTE AL MENOS UNA SOLUCIÓN ÓPTIMA.

(7) LA PROGRAMACIÓN DINÁMICA CONSTITUYE OTRO TIPO DE MODELOS APLICADOS CON MUCHA FRECUENCIA EN LOS APROVECHAMIENTOS HIDRÁULICOS. ESTE MODELO TIENE LA CARACTERÍSTICA DE ANALIZAR EL PROBLEMA EN FORMA SECUENCIAL (DE ALLÍ SU NOMBRE DE DINAMICA) SIENDO LA CONDICIÓN DE APLICACIÓN QUE EL EFECTO DE UNA DECISIÓN EN EL TIEMPO T SOBRE LA FUNCIÓN OBJETIVO SEA INDEPENDIENTE DEL EFECTO DE OTRAS DECISIONES TOMADAS EN TIEMPOS DIFERENTES, EXCEPTO EN QUE LA DECISIÓN ACTUAL CAMBIA EL ESTADO DEL SISTEMA. ESTE PROCEDIMIENTO TOMA VENTAJA DEL



Principio de optimalidad: Si las decisiones A, B y C son óptimas, entonces es posible encontrar la decisión D que es óptima para toda la secuencia.

FIG. 12 PRINCIPIO DE OPTIMALIDAD

HECHO QUE ES MÁS SENCILLO COMPARAR LAS CONSECUENCIAS DE SÓLO DOS DECISIONES A LA VEZ, QUE LAS DE TODA LA SECUENCIA (FIG. 12).

(8) SUPONGAMOS EL EJEMPLO SIGUIENTE: TENEMOS UN VASO DE ALMACENAMIENTO, EL CUAL DESEAMOS OPERAR EN 3 PERÍODOS: PRIMAVERA, VERANO, OTOÑO - INVIERNO. ASUMIMOS UN ESCURRIMIENTO DETERMINÍSTICO Y NO TOMAMOS EN CUENTA LA EVAPORACIÓN. TANTO EL VOLUMEN ÚTIL ALMACENADO (V_T) COMO LAS ENTREGAS (Q_T) ESTÁN LIMITADOS A UN MÁXIMO DE 3 UNIDADES. EL PROBLEMA ES ENCONTRAR LA POLÍTICA DE OPERACIÓN (V_T, Q_T) DE FORMA DE RENDIR MÁXIMOS BENEFICIOS.

LA FORMA DE ANALIZAR EL PROBLEMA SE PRESENTA EN LA FIG. 13 EN LA CUAL SE EXPLICAN LOS DISTINTOS COMPONENTES DEL MODELO DE PROGRAMACIÓN DINÁMICA. LA VARIABLE DE ESTADO ES EL VOLUMEN ALMACENADO (V_T) PUES ELLA CARACTERIZA AL SISTEMA EN CADA ETAPA. LA VARIABLE DE DECISIÓN ES LA ENTREGA (Q_T), LA CUAL DEPENDE DE LA POLÍTICA DE OPERACIÓN ADOPTADA.

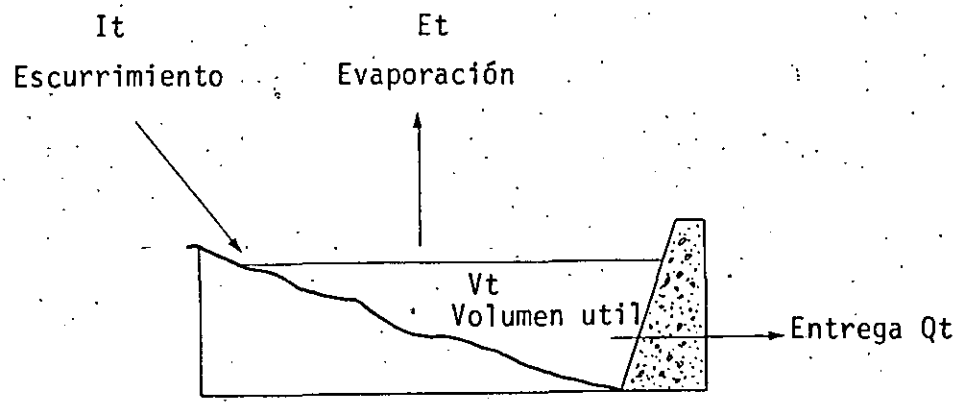
UNA VEZ SEPARADO EL SISTEMA EN SUS COMPONENTES ES NECESARIO APLICAR UN ALGORITMO DE SOLUCIÓN. ESTE ALGORITMO FUE CREADO POR BELLMAN Y SE BASA EN LA FUNCIÓN RECURSIVA Y EL PRINCIPIO DE OPTIMALIDAD. PARA EL EJEMPLO QUE ESTAMOS ANALIZANDO

(FIG. 14) ASUMIMOS UNA RESOLUCIÓN DE ATRÁS PARA ADELANTE, EN LA CUAL INICIAMOS CON EL ANÁLISIS DE LA 3A. ETAPA, LUEGO DE LA 2A. Y FINALMENTE DE LA 1A. EN CADA UNA DE LAS ETAPAS, POR MEDIO DE UNA FORMA TABULAR (FIG. 15), SE LLEVA EN MEMORIA CADA UNO DE LOS BENEFICIOS MÁXIMOS, EN FUNCIÓN DEL VALOR DE LA VARIABLE DE ESTADO Y DEL VALOR DE LA VARIABLE DE DECISIÓN. AL LLEGAR A LA 1A. ETAPA NOS ENCONTRAMOS CON UN VALOR MÁXIMO DE 10 QUE SE OBTIENE A PARTIR DE UN VALOR EN LA 2A. ETAPA DE 7, EL CUAL SE OBTIENE DE UN VALOR EN LA 3A. ETAPA DE 3 Ó 2. DE ESTA FORMA PUEDE ESTABLECERSE LA POLÍTICA ÓPTIMA DE ENTREGA PARA CADA PERÍODO Y PARA TODA LA SECUENCIA.

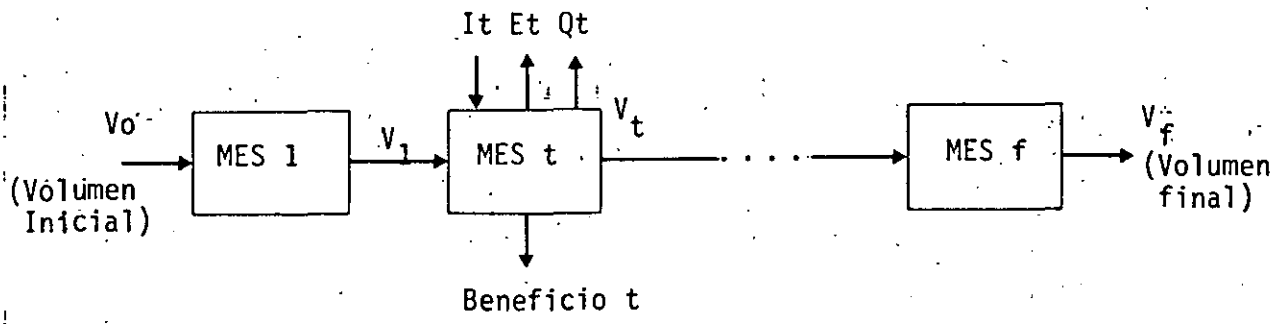
(9) PROBLEMAS MÁS COMPLICADOS, CON INCORPORACIÓN DEL ESCURRIMIENTO COMO VARIABLE ALEATORIA Y CON VASOS MÚLTIPLES EN SERIE O EN PARALELO ES POSIBLE RESOLVERLOS CON EL MISMO PRINCIPIO, AUNQUE ES NECESARIO CONTAR CON UNA COMPUTADORA QUE TENGA MEMORIA SUFICIENTE.

(10) LOS EJEMPLOS PRESENTADOS CONSTITUYEN SOBRESIMPLIFICACIONES DE LOS PROBLEMAS REALES. EL OBJETIVO HA SIDO EL DE ILUSTRAR, EN FORMA SIMPLE, LA APLICACIÓN DE CIERTAS TÉCNICAS DE PROGRAMACIÓN MATEMÁTICA.

MODELO GRAFICO



MODELO MATEMATICO



Función objetivo: $\text{MAX} \sum_t B_t \ (Q_t)$ Maximizar Beneficios

Función Recursiva: $F_t \ (V_t) = \text{Max} \ [B_t \ (Q_t) + F_{t+1} \ (V_{t+1})]$

Ecuación de Estado: $V_{t+1} = V_t + I_t - E_t - Q_t$ Balance de masa

Restricciones: $0 \leqslant V_t \leqslant 3$ Volúmen máximo

$0 \leqslant Q_t \leqslant 3$ Entrega máxima

Condiciones de Frontera: $V_1 = 1$ Volumen inicial

FIG. 13 EJEMPLO DE PROGRAMACION DINAMICA

DATOS HIDROLOGICOS

t	1	2	3	
I_t	2	0	1	Escurrimiento determinístico

DATOS ECONOMICOS

Q_t	$B_1(Q_1)$	$B_2(Q_2)$	$B_3(Q_3)$	
0	0	0	0	
1	3	4	1	Beneficios por entregas en cada período
2	2	5	3	
3	-1	6	4	

V_4	0	1	2	3	
$B_4(V_4)$	0	2	1	0	Beneficios por volumen final

FIG. 14 DATOS DEL PROBLEMA DE PROGRAMACION DINAMICA

3er PERIODO Caso	V_3	Q_3	V_4	$[B_3(Q_3) + F_4(V_4)]$	$F_3(V_3)$	$Q_3^*(V_3)$
(1)	0	0	1	0 + 2	2	0
		1	0	1 + 0		
(2)	1	0	2	0 + 1		
		1	1	1 + 2	3	1
		2	0	3 + 0	3	2
(3)	2	0	3	0 + 0		
		1	2	1 + 1		
		2	1	3 + 2	5	2
		3	0	4 + 0	–	
(4)	3	0	4	Rebalsa		
		1	3	1 + 0		
		2	2	3 + 1		
		3	1	4 + 2	6	3

2o PERIODO Caso	V_2	Q_2	V_3	$[B_2(Q_2) + F_3(V_3)]$	$F_2(V_2)$	$Q_2^* V_2)$
(1)	0	0	0	0 + 2	2	0
(2)	1	0	1	0 + 3		
		1	0	4 + 2	6	1
(3)	2	0	2	0 + 5		
		1	1	4 + 3	7	1
		2	0	5 + 2	7	2
(4)	3	0	3	0 + 6		
		1	2	4 + 5	9	1
		2	1	5 + 3		
		3	0	6 + 2		

1er PERIODO Caso (1)	V_1	Q_1	V_2	$[B_1(Q_1) + F_2(V_2)]$	$F_1(V_1)$	$Q_1^*(V_1)$
	1	0	3	0 + 9		
		1	2	3 + 7	10	1
		2	1	2 + 6		
		3	0	–1 + 2		

POLITICA OPTIMA	t = 1	t = 2	t = 3	t = 4	B*
	$Q_1 = 1; [5]$	$Q_2 = 1; [4]$	$Q_3 = 1; [1]$	$V_4 = 1; [2]$	[10]
			$Q_3 = 2; [3]$	$V_4 = 0; [0]$	[10]
		$Q_2 = 2; [5]$	$Q_3 = 0; [0]$	$V_4 = 1; [2]$	[10]

BENEFICIO MAXIMO: 10

FIG 15 RESOLUCION DEL PROBLEMA DE PROGRAMACION DINAMICA

VI MODELOS DE SIMULACION

(1) LOS MODELOS DE SIMULACIÓN CONSTITUYEN OTRA HERRAMIENTA QUE SE UTILIZA EN EL ANÁLISIS DE SISTEMAS DE APROVECHAMIENTOS HIDRÁULICOS. ESTOS MODELOS TIENEN MAYOR FLEXIBILIDAD DE APLICACIÓN QUE LOS MODELOS DE PROGRAMACIÓN MATEMÁTICA DEBIDO A QUE NO TIENEN EL PROPÓSITO DIRECTO DE OPTIMIZAR UNA FUNCIÓN MATEMÁTICA. EL PROPÓSITO DE ESTOS MODELOS ES MÁS BIEN REPRESENTAR CONCEPTUALMENTE EL FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA BAJO DIVERSAS CONDICIONES. ESTAS CONDICONES JUEGAN EL PAPEL DE PARÁMETROS DEL MODELO Y ESTÁN REPRESENTADAS POR LAS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LA CUENCA (CLIMATOLOGÍA, HIDROLOGÍA, AGROLOGÍA, GEOLOGÍA, ETC).

(2) UNA DE LAS FORMAS MÁS USADAS PARA CONCEPTUALIZAR EL SISTEMA DE APROVECHAMIENTOS HIDRÁULICOS ES POR MEDIO DE UNA RED DE NODOS Y ARCOS. UN NODO PUEDE REPRESENTAR UNA COMPONENTE FISICA DEL SISTEMA (UN VASO, UNA ZONA DE IRRIGACIÓN, UNA PLANTA HIDROELÉCTRICA, ETC), O TAMBIÉN PUEDE IDENTIFICAR LUGARES DE INTERÉS ESPECIAL DENTRO DE LA CUENCA (CONTROL DE AVENIDAS, CAUDAL MÍNIMO, ETC). LOS NODOS SE RELACIONAN POR MEDIO DE ARCOS LOS CUALES REPRESENTAN CONEXIONES NATURALES O ARTIFICIALES ENTRE LOS NODOS.

(3) ANTES DE INICIAR LA CONSTRUCCIÓN DEL MODELO ES NECESARIO LOGRAR UN CONOCIMIENTO MUY PROFUNDO DE LAS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DE LA CUENCA Y DE LOS LUGARES EN LOS CUALES SE LOCALICEN LAS OBRAS HIDRÁULICAS Y LOS SISTEMAS DE INTERCONEXIÓN. ESTA INFORMACIÓN SIRVE COMO EL PUNTO DE REFERENCIA QUE PERMITIRÁ AL ANALISTA INCORPORAR LAS DIFERENTES OPCIONES DE DESARROLLO DE LA CUENCA. A PARTIR DE LA IMAGEN ANTERIOR, UNA REPRESENTACIÓN NODO-ARCO PUEDE SER DESARROLLADA. EL NÚMERO DE ELEMENTOS Y LA COMPLEJIDAD DEL SISTEMA ESTARÁ EN FUNCIÓN DEL NIVEL DE DETALLE Y DEL NÚMERO DE LAS ALTERNATIVAS QUE SE TRATARÁ DE SIMULAR.

(4) EN EL EJEMPLO MOSTRADO EN LA FIGURA 6 DE CONFIGURACIÓN DE UN SISTEMA, SE REPRESENTA UN DESARROLLO POSIBLE CON DIFERENTES ALTERNATIVAS DE APROVECHAMIENTOS HIDRÁULICOS. ALGUNAS OBRAS ESTÁN YA PRESENTES EN LA CUENCA, OTRAS ESTÁN SUJETAS A UNA EVALUACIÓN Y DECISIÓN POSTERIOR. PARA REPRESENTAR LOS APROVECHAMIENTOS POSIBLES SE PROPONEN 10 TIPOS DE NODOS. ALGUNOS NODOS MODIFICAN EL VOLUMEN ESCURRIDO POR MEDIO DE OBRAS HIDRÁULICAS, OTROS NODOS REPRESENTAN SITIOS ESPECIALES DENTRO DE LA CUENCA EN LOS CUALES SE CONTROLA EL ESCURRIMIENTO. EN LA FIG. 16 SE PRESENTAN LOS DIFERENTES TIPOS DE NODOS DEL MODELO.

T.P.S. CENTRAL TERMOELECTRICA

Nodo de entrada de agua superficial

Nodo de confluencia

Embalse existente

Embalse y central hidroeléctrica existente

Embalse propuesto

Embalse y central hidroeléctrica propuestos

Zona de irrigación existente

Zona de irrigación propuesta

Nodo de uso urbano o industrial existente

Nodo de uso urbano o industrial propuesto

Nodo de caudal mínimo

Nodo de derivación

Nodo de entrada de agua subterránea

FIG. 16 TIPOLOGIA DE NODOS

(5) NODOS DE ENTRADA: LOS NODOS DE ENTRADA CONSTITUYEN LAS ENTRADAS SIGNIFICATIVAS DEL AGUA EN EL SISTEMA. EN LA REPRESENTACIÓN CONCEPTUAL DE LA CUENCA PUEDEN EXISTIR DIVERSAS ENTRADAS EN DIVERSOS PUNTOS, COMO POR EJEMPLO, ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL, ENTRADAS PROVENIENTES DEL ACUÍFERO, ETC. PARA FINES DE CÓMPUTO LOS GASTOS MEDIOS MENSUALES PUEDEN SER ASUMIDOS COMO LOS REGISTROS A UTILIZAR. ESTOS NODOS PUEDEN USAR MODELOS HIDROLÓGICOS DE GENERACIÓN SINTÉTICA DE REGISTROS. DE PARTICULAR IMPORTANCIA ES IDENTIFICAR EL ESTADO HIDROLÓGICO ACTUAL, DE LA CUENCA.

(6) VASOS: LOS VASOS CONSTITUYEN UNO DE LOS COMPONENTES FÍSICOS MÁS IMPORTANTES DE UN PLAN DE DESARROLLO DE APROVECHAMIENTOS HIDRÁULICOS. LOS VASOS MODIFICAN LA DISTRIBUCIÓN TEMPORAL DEL VOLUMEN ESCURRIDO EN TODOS LOS PUNTOS AGUAS ABAJO DE SUS ENTREGAS.

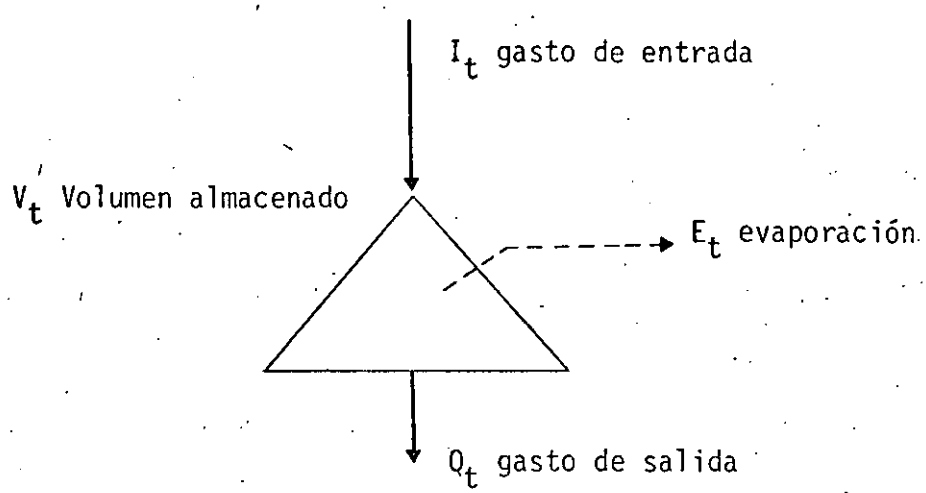
UN NODO DE VASO TIENE TRES POSIBLES INTERPRETACIONES EN EL MODELO CONCEPTUAL.

A) UN SITIO DE ALMACENAMIENTO, EL CUAL PUEDE SER OPERADO PARA REGULAR EL ESCURRIMIENTO.
B) UN SITIO DE ALMACENAMIENTO QUE TIENE ASOCIADO UNA PLANTA DE PRODUCCIÓN HIDROELÉCTRICA.
C) UNA PLANTA DE PRODUCCIÓN HIDROELÉCTRICA SOLA.

PARA SIMULAR LA OPERACIÓN DE ESTE NODO ES NECESARIO ASUMIR LO QUE SE DENOMINA "UNA POLÍTICA DE OPERACIÓN". UNA POLÍTICA DE OPERACIÓN PUEDE ESTAR DETERMINADA COMO SE ILUSTRA EN LA FIGURA 17.

EN ESTA FIGURA SE PUEDEN DISTINGUIR TRES CASOS QUE DEPENDEN DE LA DISPONIBILIDAD DEL AGUA EN EL PERÍODO DE SIMULACIÓN.

EN LA REGIÓN A LA DISPONIBILIDAD DE AGUA ES INSUFICIENTE PARA SATISFACER EL OBJETIVO DE ENTREGA. LA POLÍTICA DE OPERACIÓN PRESCRIBE QUE TODA EL AGUA DISPONIBLE DEBE SER ENTREGADA EN UN ESFUERZO POR REDUCIR, AL MENOS PARCIALMENTE, EL DÉFICIT. EN LA REGIÓN B, EXISTE AGUA SUFICIENTE PARA SATISFACER EL OBJETIVO DE ENTREGA. EN ESTE CASO TODA EL AGUA NO ES REQUERIDA PARA USO INMEDIATO POR LO QUE PARTE DE ELLA ES ALMACENADO EN EL VASO PARA USO FUTURO. EN LA REGIÓN C, EL AGUA DISPONIBLE, DESPUÉS QUE LAS DEMANDAS HAN SIDO SATISFECHAS, EXCEDE LA CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO DEL EMBALSE. EN ESTE CASO, TODA EL AGUA EN EXCESO DEBE SER ENTREGADA AGUAS ABAJO. EN ESTE MODELO CONCEPTUAL CIERTOS PARÁMETROS DE OPERACIÓN DEBEN DE SER ESPECÍFICADOS, TALES, COMO EL MÍNIMO Y EL MÁXIMO NIVEL DE ALMACENAMIENTO, LA CAPACIDAD DE ENTREGA, ETC. OTRO PARÁMETRO IMPORTANTE CONSISTE EN LOS OBJETIVOS DE ENTREGA AGUAS ABAJO.



Agua Disponible $AD_t = V_t + I_t - E_t$

Capacidad Disponible V_t = Vmax-Vmin

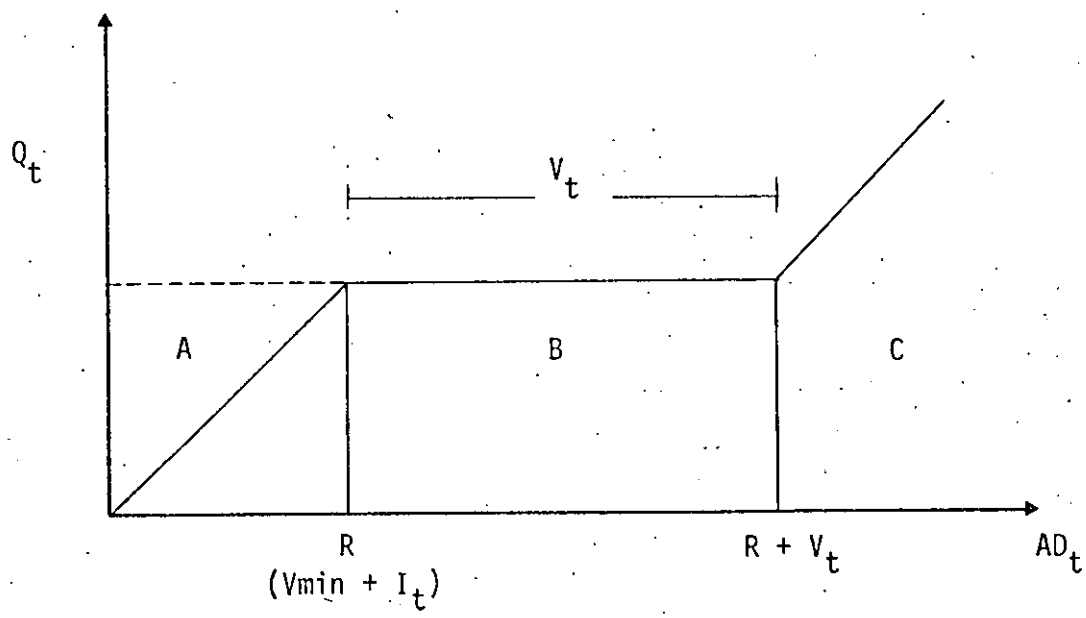


FIG. 17 POLITICA DE OPERACION DE UN VASO

(7) NODOS DE INTERSECCION: LOS NODOS DE INTERSECCIÓN SE USAN EN EL MODELO PARA IDENTIFICAR LUGARES EN LOS CUALES VARIOS CANALES SE INTERCEPTÁN PRODUCIENDO UN VOLUMEN AGREGADO. LOS NODOS DE INTERSECCIÓN NO REPRESENTAN UNA COMPONENTE FÍSICA DEL SISTEMA; SIN EMBARGO, SON IMPORTANTES PARA MANTENER EL BALANCE HIDROLÓGICO DEL SISTEMA.

(8) NODOS DE DERIVACION: UN NODO DE DERIVACIÓN INDICA EL LUGAR EN EL CUAL EL AGUA ES DERIVADA DE UN CANAL NATURAL PARA SER TRANSFERIDA A OTRO PROPÓSITO. EN LA SIMULACIÓN, EL AGUA PUEDE SER DERIVADA HASTA:

A) QUE EL OBJETIVO ES SATISFECHO.
B) QUE EL VOLUMEN ESCURRIDO DISPONIBLE SE HA AGOTADO.
C) QUE LOS REQUERIMIENTOS DE CAUDAL MÍNIMO AGUAS ABAJO SEAN VIOLADOS. EL AGUA QUE NO ES DERIVADA DEL CANAL NATURAL ES AUTOMÁTICAMENTE ENVIADA AGUAS ABAJO.

(9) NODOS DE ABASTECIMIENTO: UN NODO DE ABASTECIMIENTO O DE APROVECHAMIENTO URBANO CONSISTE EN CONSUMOS DE AGUA PARA USOS MUNICIPALES O INDUSTRIALES. TALES NECESIDADES PUEDEN ESTABLECERSE EN EL MODELO MEDIANTE OBJETIVOS MENSUALES. TODO EL VOLUMEN QUE ENTRA EN UN NODO DE APROVECHAMIENTO URBANO ES COMPARADO CON LOS OBJETIVOS DE ENTREGA. SI EL VOLUMEN EXCEDE EL OBJETIVO, ENTONCES EL EXCESO ES ENVIADO INMEDIATAMENTE AGUAS ABAJO.

(10) NODOS DE IRRIGACION: LOS NODOS DE IRRIGACIÓN CONSTITUYEN ÁREAS DE PRODUCCIÓN AGRICOLAS.

LA DEMANDA DE AGUA DEPENDERÁ, ENTRE OTRAS VARIABLES DEL TAMAÑO DEL ÁREA Y DE LA CÉDULA DE CULTIVOS. EN ESTE NODO ES NECESARIO DETERMINAR EL VALOR ESPERADO DE LA PRECIPITACIÓN EFECTIVA MENSUAL POR HECTÁREA PARA SER INCORPORADA COMO ENTRADA DE AGUA.

TAMBIÉN ES NECESARIO CONOCER LOS COEFICIENTES DE ESCURRIMIENTO Y DE INFILTRACIÓN DE LA CUENCA.

(11) NODO DEL ACUIFERO: EL ACUÍFERO REPRESENTA OTRA ENTRADA DE AGUA PARA EL SISTEMA. EN CASO DE IRRIGACIÓN LOS OBJETIVOS MENSUALES DE AGUA PUEDEN SER COMPLETADOS POR AGUA BOMBEADA DEL ACUÍFERO. LA RECARGA DEL ACUÍFERO PUEDE SER REPRESENTADA POR EL AGUA DE IRRIGACIÓN NO CONSUMIDA QUE SE INFILTRA EN LA ZONA DE IRRIGACIÓN. POR OTRA PARTE, TAMBIÉN PUEDE SIMULARSE UNA RECARGA ARTIFICIAL POR MEDIO DE OBRAS HIDRÁULICAS ESPECIALES. UNA SOFISTICACIÓN ESPECIAL DE LA SIMULACIÓN PODRÍA LLEVAR A RELACIONAR EL ACUÍFERO CON EL ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL.

(12) NODOS DE CAUDAL MINIMO: LOS NODOS DE CAUDAL MÍNIMO CONSISTEN EN PUNTOS DE CONTROL EN LOS CUALES SE REQUIERE UN MÍNIMO CAUDAL DENTRO DEL CANAL DEL RÍO. LA NECESIDAD DE MANTENER UN CAUDAL MÍNIMO PUEDE DEBERSE, ENTRE OTRAS RAZONES, A CONTROLAR LA CALIDAD DEL AGUA EN CIERTOS PUNTOS, NECESIDADES DE NAVEGACIÓN, NECESIDADES DE CONSUMO AGUAS ABAJO, ETC.

(13) OTROS NODOS: EN ESTOS SE PUEDE INCLUIR OTROS PUNTOS DE CONTROL HIDROLÓGICO COMO:

A) NODO TERMINAL: REPRESENTA EL LUGAR EN DONDE EL RECURSO HIDRÁULICO DEJA LA CUENCA. FRECUENTEMENTE ESTOS NODOS CONSISTEN EN LAS SALIDAS DE LA CUENCA HACIA EL MAR.

B) NODO DE CONTROL DE AVENIDAS.

C) OTROS NODOS: RECREACIÓN, ETC.

(14) UNA VEZ REPRESENTADA LA CUENCA POR MEDIO DE UNA RED NODO-ARCO FIG. 18 SE PROCEDE A PROGRAMAR EL MODELO MANTENIENDO EL BALANCE HIDROLÓGICO EN CADA NODO. EL GRADO DE DETALLE DEPENDE DE LOS OBJETIVOS DE LA SIMULACIÓN QUE PUEDE IR DESDE UN SIMPLE BALANCE HIDROLÓGICO A TRAVÉS DE LA CUENCA HASTA UNA EVALUACIÓN COSTO/BENEFICIO DE CADA PROYECTO EN PARTICULAR.

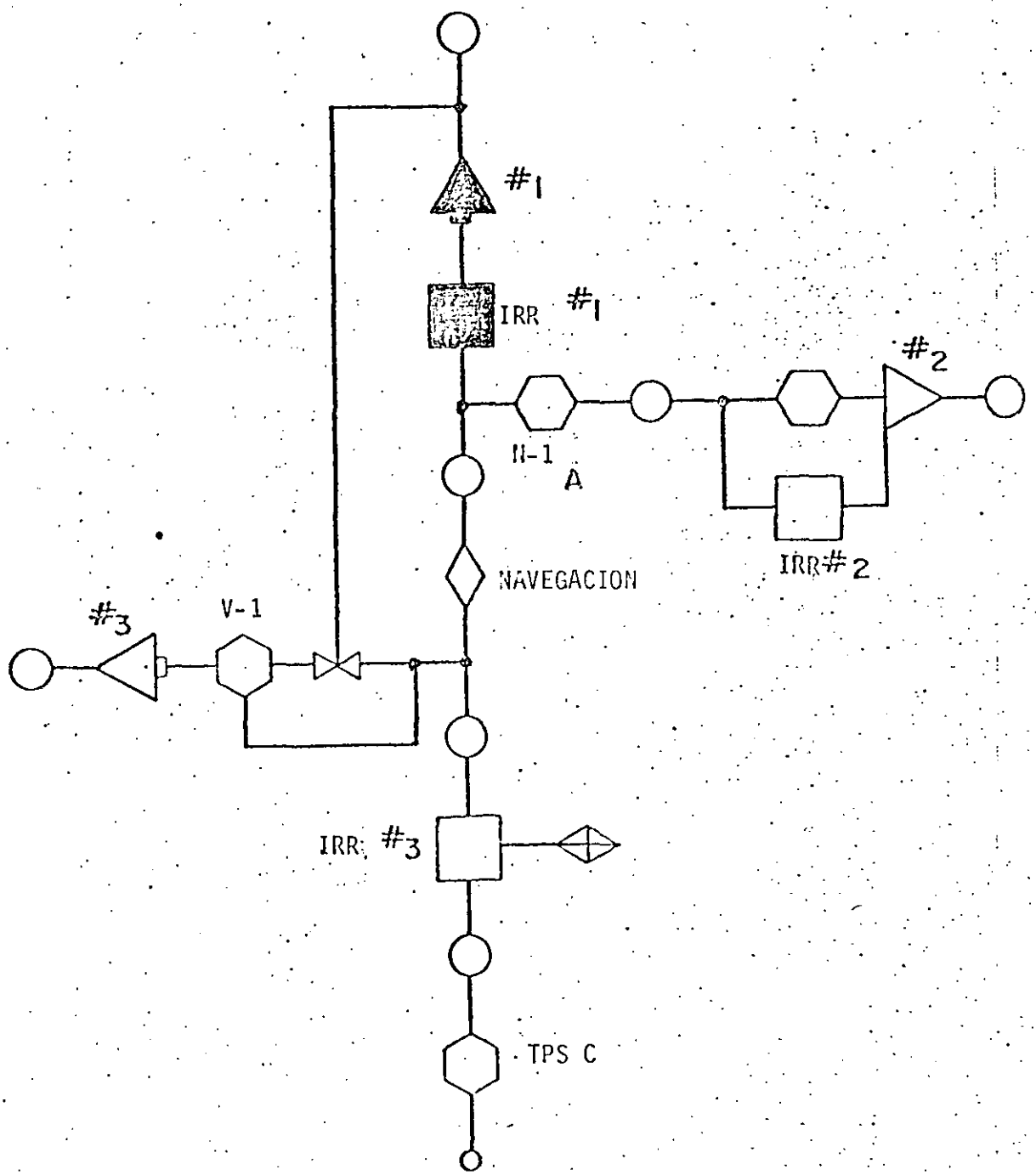


FIG. 18 MODELO NODO-ARCO DE LA CUENCA

VII MODELOS DE EVALUACION DE PROYECTOS

(1) EN LA PLANEACIÓN DE LOS APROVECHAMIENTOS HIDRÁULICOS LA IDENTIFICACIÓN DE LOS OBJETIVOS Y DE SU IMPORTANCIA RELATIVA CONSTITUYE UNA DE LAS ACTIVIDADES MÁS DELICADAS. ESTO ES ASÍ DEBIDO A QUE SIEMPRE EXISTIRÁ MÁS DE UN INDIVIDUO Y MÁS DE UN GRUPO AFECTADO POR EL PROYECTO, PARA LOS CUALES EL BALANCE BENEFICIO/COSTO NO SERÁ NECESARIAMENTE EL MISMO. POR OTRA PARTE, AUNQUE SE LOGRE IDENTIFICAR LOS OBJETIVOS PERTINENTES, LA IMPORTANCIA RELATIVA DE LOS MISMOS PUEDE VARIAR DURANTE EL PROCESO DE PLANEACIÓN. ADEMÁS, ALGUNOS OBJETIVOS NO PUEDEN VALORARSE EN TÉRMINOS CUANTITATIVOS Y CUANDO ESTO SE LOGRA, LAS ESCALAS DE EVALUACIÓN NO SON SUFICIENTEMENTE HOMOGÉNEAS PARA COMPARARSE.

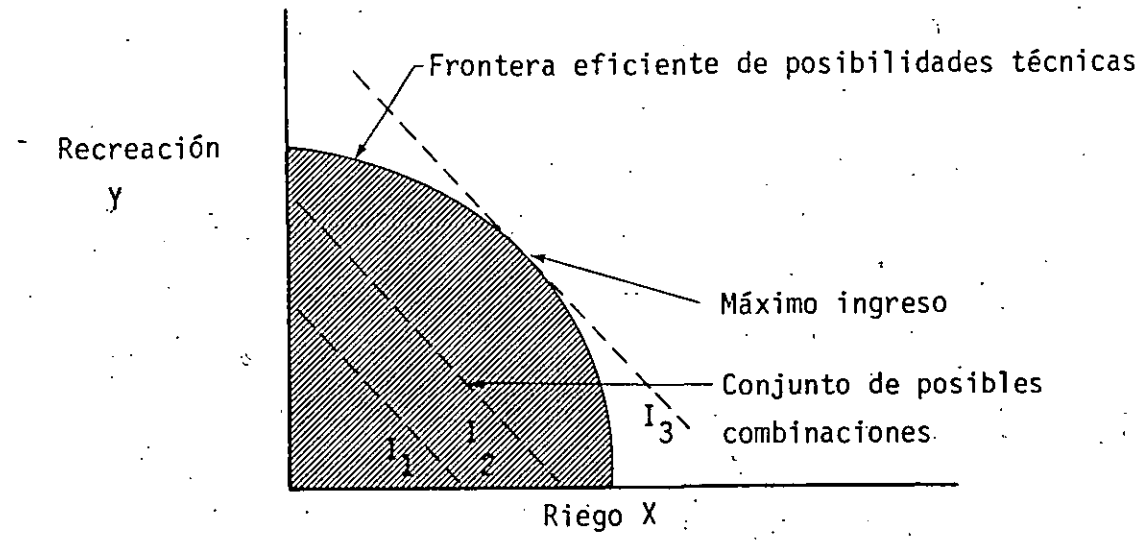
(2) EN LAS METODOLOGÍAS DE BENEFICIO/COSTO SE APLICAN DOS PRINCIPIOS ECONÓMICOS: ESCASEZ Y SUBSTITUCIÓN. LA ESCASEZ SIGNIFICA QUE LA PROVISIÓN DE RECURSOS NATURALES, PRODUCIDOS Y HUMANOS ES LIMITADA, POR LO QUE ES NECESARIO, USARLOS EN FORMA EFICIENTE. EL CONCEPTO SUBSTITUCIÓN SIGNIFICA QUE, TANTO EN LO INDIVIDUAL COMO EN LO COLECTIVO, LOS HUMANOS ESTAMOS DISPUESTOS A INTERCAMBIAR UNA CIERTA CANTIDAD DE UN OBJETIVO POR MÁS O MENOS DE ALGÚN OTRO OBJETIVO.

(3) EN APROVECHAMIENTOS HIDRÁULICOS LA MAXIMIZACIÓN DE UN INDICADOR DE BENEFICIO/COSTO, POR EJEMPLO, EL VALOR PRESENTE NETO IMPLICA LA ASIGNACIÓN EFICIENTE DEL AGUA (EN CALIDAD Y CANTIDAD) ENTRE SUS MÚLTIPLES PROPÓSITOS. CONSIDEREMOS POR EJEMPLO, UN VASO PARA USOS MÚLTIPLES QUE, SIENDO CONSTRUIDO PRIMARIAMENTE PARA RIEGO, PODRÍA TENER TAMBIÉN USOS DE RECREACIÓN. RIEGO Y RECREACIÓN NO SON OBJETIVOS EXACTAMENTE COMPATIBLES YA QUE EL SEGUNDO REQUIERE DE NIVELES ALTOS DE ALMACENAMIENTO DURANTE EL VERANO, JUSTO CUANDO LAS ENTREGAS PARA RIEGO CAUSAN UNA BAJA DEL NIVEL DEL AGUA. EN LA FIG. 19 SE PRESENTAN LAS POSIBLES COMBINACIONES DE SATISFACCIÓN DE ESTOS OBJETIVOS. LA FRONTERA ESTARÁ EN FUNCIÓN DE LA CANTIDAD TOTAL DEL RECURSO (X), ASÍ COMO DE LA INFRAESTRUCTURA PARA RECREACIÓN (Y).

SUPONGAMOS INICIALMENTE QUE EL PROYECTO ES REALIZADO POR LA INICIATIVA PRIVADA. EN ESTE CASO, SI LOS PRECIOS DEL AGUA PARA RIEGO Y EL PRECIO DE LAS OPORTUNIDADES DE RECREACIÓN SON P_X Y P_Y, Y SI LOS COSTOS SON FIJOS, LA ECUACIÓN DE INGRESO PARA EL EMPRESARIO SERÁ:

$$I = p_x X + p_y Y$$

EN LA GRÁFICA SE OBSERVA QUE EL MEJOR PUNTO ES OBTENIDO POR LA CURVA I_3. AHORA BIEN, SI EL PROYECTO ES REALIZADO POR



NOTACION:

X : Volumen anual de agua para riego

Y : Número de usuarios del lago para recreación

Frontera Eficiente: no puede lograrse más de X sin reducir el nivel de Y, y viceversa.

P_x : Precio de X

P_y : Precio de Y

Ecuación de Ingreso $I = p_x X + P_y Y$

FIG. 19 FRONTERA EFICIENTE PARA UN VASO CON DOS OBJETIVOS

UNA EMPRESA PÚBLICA, ENTONCES, EL RESULTADO SERÁ EL MISMO A CONDICIÓN QUE LOS PRECIOS (P_X, P_Y) SE CONSIDEREN COMO LOS VERDADEROS VALORES SOCIALES DE OBTENER (X, Y). SIN EMBARGO, ESTA SITUACIÓN PUEDE NO SER EL CASO. EN MUCHAS OCASIONES, EL PRECIO REAL DEL AGUA ESTARÁ FUERA DE LAS POSIBILIDADES ECONÓMICAS DE LOS AGRICULTORES, ESPECIALMENTE, SI SE TRATA DE UNA ZONA DEPRIMIDA. EN ESTE CASO, EL PROYECTO DEBERÁ SER SUBSIDIADO POR MEDIO DE TRANSFERENCIAS DE FONDOS PÚBLICOS Y, EN CONSECUENCIA, LOS PRECIOS (P_X, P_Y) DEBERÁN SER AFECTADOS POR COEFICIENTES (λ_x, λ_y) PARA REPRESENTAR EL VERDADERO VALOR SOCIAL DE (X, Y). ESTOS COEFICIENTES (λ_x, λ_y) CONSTITUYEN LOS DENOMINADOS PRECIOS SOMBRA O PRECIOS DE CUENTA QUE SE UTILIZAN EN LA EVALUACIÓN ECONÓMICA Y SOCIAL DE PROYECTOS.

(4) HASTA RELATIVAMENTE POCOS AÑOS, LOS OBJETIVOS DE CRECIMIENTO ECONÓMICO FUERON LOS DOMINANTES EN EL PLANEAMIENTO DE LOS APROVECHAMIENTOS HIDRÁULICOS. ESTOS OBJETIVOS SE PUEDEN SINTETIZAR EN LA SIGUIENTE FRASE: "UN PROYECTO ES BUENO CUANDO LOS BENEFICIOS QUE OBTENGA ALGÚN AGENTE ECONÓMICO SEAN SUPERIORES A SUS COSTOS". ESTE OBJETIVO SE CUANTIFICA EN LA PRÁCTICA MEDIANTE UN BALANCE ENTRE LOS INGRESOS MONETARIOS Y LOS COSTOS DEL PROYECTO. EN ALGUNAS OCASIONES,

EL ANÁLISIS HA LLEGADO A IDENTIFICAR A LOS DIFERENTES AGENTES DE IMPACTO Y SE HA PRODUCIDO UN INDICADOR DE BENEFICIO NETO AGREGADO. UN EJEMPLO SE PRESENTA EN LA FIG. 20 EN LA CUAL SE ANALIZAN LOS OBJETIVOS SOCIALES Y REGIONALES DE UN PROYECTO HIDROAGRÍCOLA DE PROPÓSITOS MÚLTIPLES. EN LOS OBJETIVOS SOCIALES SE IDENTIFICAN LOS OBJETIVOS DE PRODUCCIÓN, DE ENERGÍA ELÉCTRICA, PRODUCCIÓN AGRÍCOLA, ALMACENAMIENTO DE RECURSOS HIDRÁULICOS Y MINIMIZACIÓN DE COSTOS. EN LOS OBJETIVOS REGIONALES SE IDENTIFICAN LA CREACIÓN DE FUENTES DE TRABAJO, DISTRIBUCIÓN DEL AGUA Y BENEFICIOS REGIONALES. EL INDICADOR SELECCIONADO PARA MEDIR ESTOS OBJETIVOS ES EL VALOR PRESENTE NETO, EL CUAL CONSISTE EN LA SUMATORIA ACTUALIZADA DE LOS BENEFICIOS MENOS LOS COSTOS.

$$VPN = \underset{t}{(\text{suma})} \frac{B_t - C_t}{(1+i)^t}$$

i: costo de oportunidad del capital o tasa de actualización social.

LOS VALORES PRESENTES NETOS DE CADA OBJETIVO SE AGREGAN EN UN INDICADOR GLOBAL SOCIAL Y REGIONAL. PARA OBTENER ESTE ÚLTIMO ES NECESARIO PONDERAR LOS OBJETIVOS PARTICULARES MEDIANTE UNA FUNCIÓN, EN ESTE EJEMPLO, DE TIPO ADITIVO:

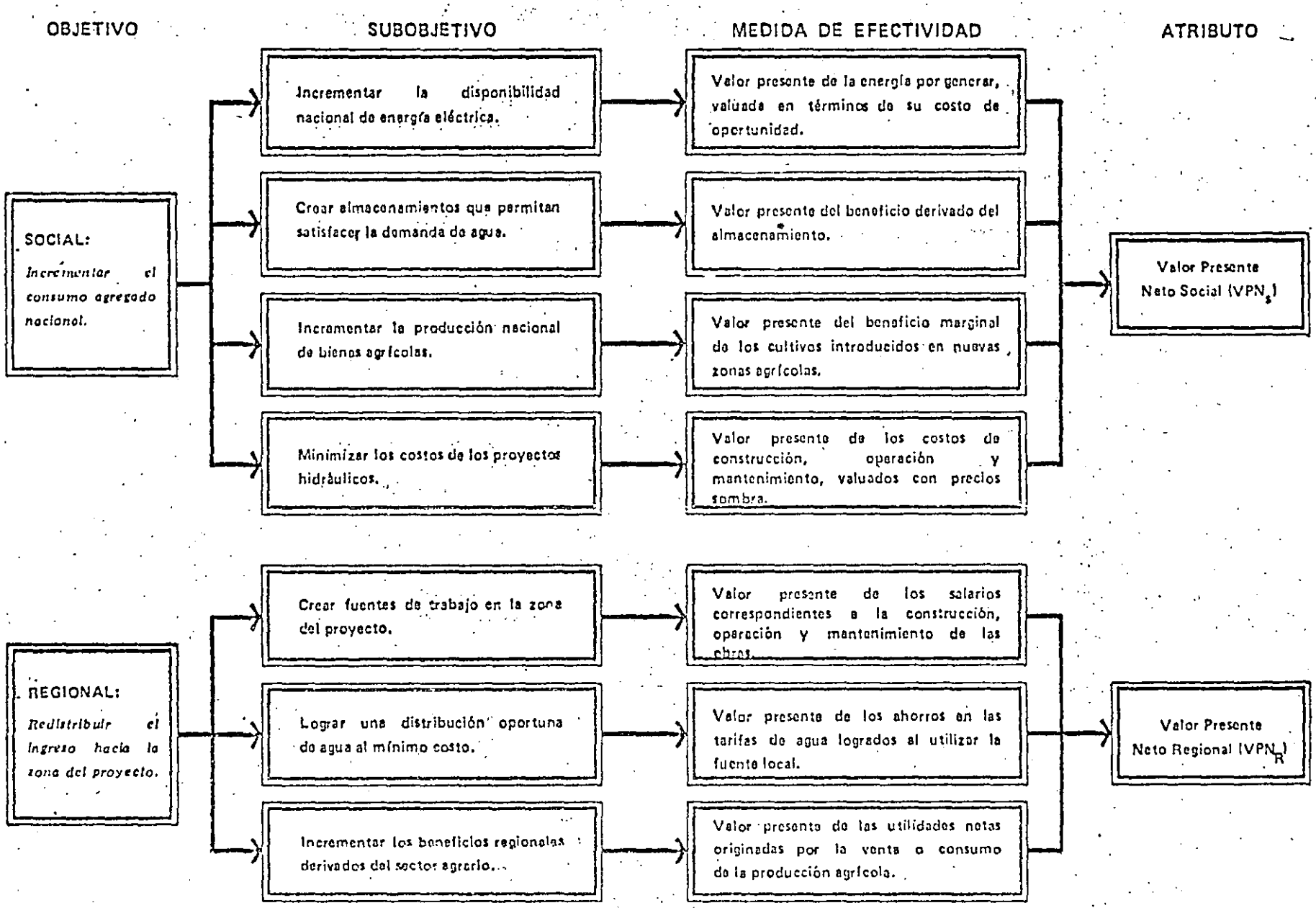


FIG 20 ESTRUCTURA DE OBJETIVOS Y ATRIBUTOS DEL PROYECTO HIDROAGRICOLA

$$VPN \text{ social} = \underset{i}{(\text{suma})} \; \alpha_i \; VPN_i$$

$$VPN \text{ regional} = \underset{j}{(\text{suma})} \; \beta_j \; VPN_j$$

ESTE MODELO HACE ALGUNAS SIMPLIFICACIONES DE LOS PROCESOS REALES DE PLANEACIÓN, PARTICULARMENTE EN CUANTO A LA IMPORTANCIA RELATIVA DE LOS OBJETIVOS (COEFICIENTE α Y β) QUE SE ASUMEN CONSTANTES DURANTE TODO EL PERÍODO.

(5) POSTERIORMENTE, CON LA EVIDENCIA DE QUE LOS APROVECHAMIENTOS HIDRÁULICOS PUEDEN TRAER TAMBIÉN EFECTOS NEGATIVOS SOBRE LOS ECOSISTEMAS NATURALES, SE HA EMPEZADO A TOMAR EN CONSIDERACIÓN LOS IMPACTOS AMBIENTALES. ESTE OBJETIVO PODRÍA HACERSE EXPLÍCITO EN LA FORMA SIGUIENTE: "MEJORAR LA CALIDAD DEL MEDIO AMBIENTE, MEDIANTE LA CONSERVACIÓN, MANEJO DE CIERTOS RECURSOS NATURALES Y SISTEMAS ECOLÓGICOS". EN ALGUNOS PAÍSES DEL MUNDO INDUSTRIALIZADO, ESTE OBJETIVO HA DADO LUGAR A

FUERTES CONTROVERSIAS SOCIALES E INCLUSO SE HAN FORMADO MOVIMIENTOS POLÍTICOS ALREDEDOR DEL TEMA ECOLÓGICO.

(6) ADEMÁS DE LOS OBJETIVOS DE CRECIMIENTO ECONÓMICO Y DE PROTECCIÓN DEL MEDIO AMBIENTE EXISTEN OTROS OBJETIVOS, PARA LOS CUALES PUEDEN NO EXISTIR INDICADORES NUMÉRICOS DE EVALUACIÓN. ESTE PROBLEMA HA GENERADO ALGUNAS TÉCNICAS DE EVALUACIÓN QUE HACEN USO DE CRITERIOS CUALITATIVOS. CONSIDEREMOS, POR EJEMPLO, UN DESARROLLO DE APROVECHAMIENTOS HIDRÁULICOS PARA EL CUAL EXISTEN 4 ALTERNATIVAS DE PROYECTO (FIG. 21). CADA UNA DE LAS ALTERNATIVAS SE CONSIDERAN INDEPENDIENTES Y SE PROCEDE A UNA EVALUACIÓN MULTICRITERIO POR MEDIO DE 4 CRITERIOS:

A) BENEFICIO ANUAL: CONSISTE EN UN INDICADOR DE BENEFICIO/COSTO QUE REPRESENTA EL BENEFICIO ANUAL PROMEDIO DEL PROYECTO DURANTE SU VIDA ÚTIL.

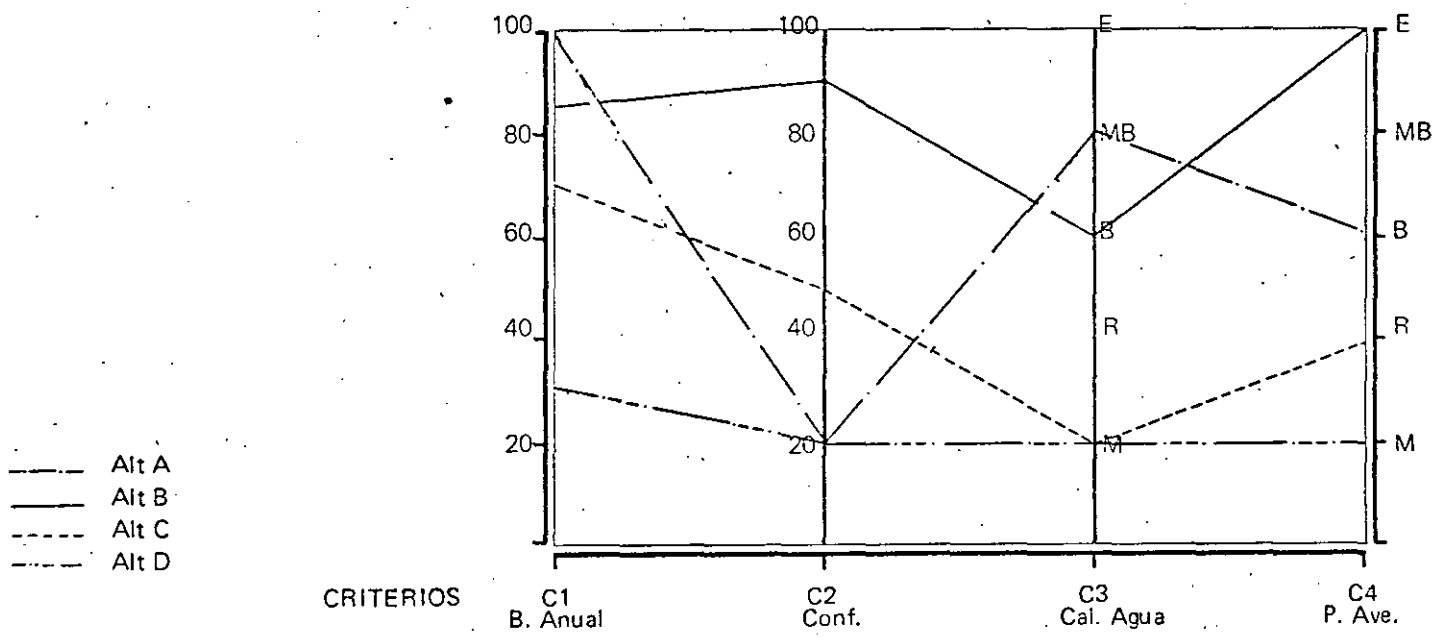
B) CONFIABILIDAD: ES UN INDICADOR DE LA PROBABILIDAD QUE EL AGUA NO FALTE, ES DECIR, QUE SE TENGA UN ESCURRIMIENTO SUFICIENTE.

C) CALIDAD DEL AGUA: ES UN INDICADOR CUALITATIVO QUE EXPRESA LA CALIDAD DEL AGUA EN TÉRMINOS DE: EXCELENTE, MUY BUENA, BUENA, REGULAR Y MALA.

D) PROTECCIÓN DE AVENIDAS: ES UN INDICADOR CUALITATIVO DEL CONTROL DE CRECIENTES EN TÉRMINOS DE EXCELENTE, MUY BUENO, BUENO, REGULAR Y MALO.

LOS DOS ÚLTIMOS CRITERIOS PODRÍAN TENER, AL IGUAL QUE LOS DOS PRIMEROS, UNA ESCALA CUANTITATIVA DE EVALUACIÓN, SIN EMBARGO, EN ESTE EJEMPLO SE DEFINEN ASÍ PARA ILUSTRAR EL TRATAMIENTO DE ESCALAS CUALITATIVAS EN EVALUACIONES MULTICRITERIOS.

EN LA FIG. 21 SE PRESENTA UNA MATRIZ DE EVALUACIÓN MULTICRITERIO DE LAS 4 ALTERNATIVAS CONSIDERADAS. EL PROBLEMA A RESOLVER ES CÓMO OBTENER LA MEJOR ALTERNATIVA SI LOS ORDENAMIENTOS EN CADA CRITERIO SON DIFERENTES. EN OTRAS PALABRAS, SI EXISTE UNA ALTERNATIVA QUE "DOMINA" A TODOS LAS DEMÁS, BAJO TODOS LOS CRITERIOS, ENTONCES, ÉSTA ES LA MEJOR ALTERNATIVA. DE LA MISMA FORMA, SI EXISTE UNA ALTERNATIVA QUE ES "DOMINADA" POR TODAS LAS DEMÁS, ENTONCES, ESTA ALTERNATIVA PUEDE DEJARSE DE CONSIDERAR EN UN ANÁLISIS POSTERIOR. LA DIFICULTAD ESTÁ EN LOGRAR JERARQUIZAR LAS ALTERNATIVAS CUANDO SE DAN SITUACIONES MIXTAS DE DOMINACIÓN. PARA RESOLVER ESTE PROBLEMA SE HA HECHO UN CONSIDERABLE ESFUERZO DE CREACIÓN DE TÉCNICAS QUE VAN DESDE LA SIMPLE SUMA PONDERADA HASTA MODELOS DE FUNCIONES DE UTILIDAD MULTIATRIBUTO.



No.	CRITERIOS	ESCALA	ALTERNATIVAS A	B	C	D	FUNCION DE PONDERACION
1	Beneficio Anual	(10^9 \$/año)	99	85	70	30	0.30
2	Confiabilidad	(0/00)	20	90	50	20	0.30
3	Calidad Agua	(Cualitativa)	MB	B	M	M	0.30
4	Protección Avenidas	(Cualitativa)	B	E	R	M	0.10

MATRIZ DE EVALUACIONES

FIG. 21 EJEMPLO DE EVALUACION MULTICRITERIO

EN TODOS ESTOS MODELOS ES NECESARIO DEFINIR UNA FUNCIÓN DE PONDERACIÓN DE LOS CRITERIOS. PARA FACILIDAD DE CÁLCULO ESTA FUNCIÓN PUEDE ESTAR EXPRESADA EN PORCIENTOS, CON LO CUAL SE OBTIENE EL VALOR RELATIVO (0/00) DE CADA CRITERIO EN LA EVALUACIÓN.

POSTERIORMENTE SE DEBE DEFINIR UNA FORMA DE AGREGACIÓN DE LAS PREFERENCIAS MULTICRITERIOS. LA FORMA MÁS SIMPLE CONSISTE EN HACER UNA SUMA PONDERADA DE LAS NOTAS OBTENIDAS POR CADA ALTERNATIVA MULTIPLICADAS POR EL VALOR RELATIVO (0/00) DE CADA CRITERIO. LA DESVENTAJA DE ESTE PROCEDIMIENTO ES QUE SOBREVALORA A LOS CRITERIOS CON ESCALAS NUMÉRICAMENTE SUPERIORES, POR EJEMPLO, UN CRITERIO QUE EVALÚE EL VPN DE UN PROYECTO EN \$ 10^6 COMPARADO CON OTRO QUE EVALÚE LA CREACIÓN DE PUESTOS DE TRABAJO EN 10^2 UNIDADES. PARA SOLUCIONAR ESTA DIFICULTAR SE HAN DESARROLLADO ALGUNAS METODOLOGÍAS, COMO POR EJEMPLO, LOS MODELOS ELECTRA, LOS CUALES DIFIEREN DEL MÉTODO DE NOTAS PONDERADAS EN TRES ASPECTOS:

A) NORMALIZAN LAS ESCALAS DE LOS CRITERIOS.

B) TOMAN EN CUENTA LOS ORDENAMIENTOS DE DOMINACIÓN SOBRE TODAS LAS ALTERNATIVAS.

C) TOMAN EN CUENTA LA CALIDAD DE LA INFORMACIÓN.

(7) En el ejemplo presentado en la Fig. 21, el modelo ELECTRA analizaría el problema en la siguiente forma:

a) Cuatro alternativas A, B, C, D.

b) Cuatro criterios de evaluación. Dos con escalas cuantitativas de 0 - 100 y dos con escalas cualitativas de malo - excelente.

c) Una función de ponderación de criterios de 30% para los criterios (C1, C2, C3) y de 10% para el criterio (C4).

Para poder realizar la multicomparación de las cuatro alternativas es necesario definir dos índices: el índice de Concordancia y el índice de Discordancia. Estos índices se calculan a partir de la función de ponderación de los criterios de evaluación. De esta forma, el índice de Concordancia trata de expresar numéricamente qué tanto la alternativa A es mejor que todas las demás. Por su parte, el índice de Discordancia trata de expresar que tanto las demás alternativas son mejores que A. Este cálculo se hace para cada alternativa y, por tanto, se calculan dos matrices, la de Concordancia y la de Discordancia. Formalmente, estos índices se definen como sigue:

SUPONGAMOS LA EXISTENCIA DE TRES SUBCONJUNTOS:

C^{+} = CRITERIOS EN QUE $A_i > A_j$

$C^{\sim}$ = CRITERIOS EN QUE $A_i = A_j$

C^{-} = CRITERIOS EN QUE $A_i < A_j$

CONSIDEREMOS UNA FUNCIÓN DE PONDERACIÓN DE LOS CRITERIOS, $W = w_1, w_2, \ldots, w_n$, QUE EXPRESE SU IMPORTANCIA RELATIVA:

$$W^{+} = \Sigma W_k, \quad W_k \in C^{+}$$

$$W^{\sim} = \Sigma W_k, \quad W_k \in C^{\sim}$$

$$W^{-} = \Sigma W_k, \quad W_k \in C^{-}$$

CON DICHOS INDICADORES, SE DEFINE EL INDICE DE CONCORDANCIA COMO:

$$C(A_i, A_j) = (W^{+} + W^{\sim})/(W^{+} + W^{\sim} + W^{-})$$

Y, EL INDICE DE DISCORDANCIA COMO:

$$D(A_i, A_j) = \frac{\text{MÁXIMO INTERVALO EN QUE } A_j > A_i}{\text{RANGO MÁXIMO DE LAS ESCALAS}}$$

EN OTRAS PALABRAS, EL MAYOR RANGO RELATIVO QUE NO ESTÁ EN CONCORDANCIA CON LA HIPÓTESIS DE QUE A_i ES PREFERIDO A A_j.

CON ESTOS ÍNDICES, LA RELACIÓN DE SOBREORDENACIÓN DE A_i SOBRE A_j (A_i ES AL MENOS TAN BUENA COMO A_j) SE CUMPLE CUANDO:

I) EXISTE UN INDICADOR DE MAYORÍA DE CRITERIOS PARA LOS CUALES SE PUEDE AFIRMAR QUE A_i ES AL MENOS TAN BUENO COMO A_j (CONCORDANCIA).

II) NINGÚN CRITERIO EN DESACUERDO CON ESTA MAYORÍA ($A_j > A_i$) MUESTRA UNA SUPERIORIDAD DEMASIADO FUERTE (DISCORDANCIA).

FINALMENTE SE DEFINEN DOS PARÁMETROS DE COMPARACIÓN:

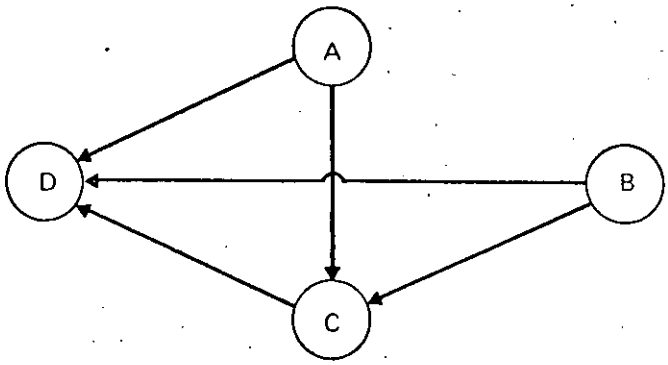
P = PARÁMETRO DE CONCORDANCIA

Q = PARÁMETRO DE DISCORDANCIA

SE DICE ENTONCES QUE LA ALTERNATIVA A_i SOBREORDENA A LA A_j SI SE CUMPLE QUE:

$$c(A_i, A_j) \geq P \quad \ldots \quad (1)$$

$$c(A_i, A_j) \leq Q \quad \ldots \quad (2)$$



Las mejores alternativas son A, B pues no hay ninguna mejor que ellas

Función de ponderación de criterios: (C1, C2, C3, C4): (0.30, 0.30, 0.30, 0.10)

MATRIZ DE CONCORDANCIA

a_i \ a_j	A	B	C	D
A	–	0.60	0.70	1.00
B	0.40	–	1.00	1.00
C	0.30	0.00	–	1.00
D	0.30	0.00	0.30	–

MATRIZ DE DISCORDANCIA

a_i \ a_j	A	B	C	D
A	–	0.70	0.30	0.00
B	.20	–	0.00	0.00
C	.60	.60	–	0.00
D	.69	0.80	0.40	–

Ejemplo índice de concordancia entre A, B.
Criterios en que A $\geqslant$ B: C1, C3
Criterios en que B $\geqslant$ A: C2, C4

$$C\ (A, B) = \frac{0.30 + 0.30}{1.0} = 0.60$$

$$C\ (B, A) = \frac{0.30 + 0.10}{1.0} = 0.40$$

Parámetro de concordancia, p = 0.60

Ejemplo índice de discordancia entre A, B
Escalas relativas en que B $\geqslant$ A: (70/100, 2/5)
Escalas relativas en que A $\geqslant$ B: (14/100, 1/5)

D (A, B) = .70

D (B, A) = .20

Parámetro de discordancia, d = 0.30

Regla de decisión: a_i es mejor o igual que a_j
si se cumple que $C\ (a_i, a_j) \geqslant p$
$D\ (a_i, a_j) \leqslant d$

FIG. 22 EJEMPLO DE APLICACION MODELO ELECTRA

EN LA FIG. 22 SE PRESENTA UNA APLICACIÓN DE ESTE MODELO A PARTIR DE LOS DATOS DE LA FIG. 21. LA PRINCIPAL CONCLUSIÓN ES QUE CON LOS DATOS DEL EJEMPLO, LAS MEJORES ALTERNATIVAS SON A Y B, O QUE AL MENOS, ESTAS ALTERNATIVAS SON SUPERIORES A C Y D.

(8) LOS MODELOS ELECTRA POSEEN GRAN VERSATILIDAD Y GENERALIDAD Y PUEDEN SER ADAPTADOS A CASI CUALQUIER CONTEXTO DECISIONAL; SIN EMBARGO, PARA SU USO MÁS ADECUADO CONVIENE DESTACAR LO SIGUIENTE:

A) EL CONJUNTO DE ALTERNATIVAS POR EVALUAR, DEBE CONSTITUIR UN GRUPO HOMOGÉNEO DE CANDIDATOS NO DIFERENCIADOS, A PRIORI, PARA LA SELECCIÓN.

B) LOS CRITERIOS DE EVALUACIÓN DEBEN SER EN LO POSIBLE NO DEPENDIENTES NI CORRELACIONADOS, YA QUE ÉSTO DESVIRTÚA A LOS ÍNDICES DE CONCORDANCIA Y DISCORDANCIA.

C) LA DEFINICIÓN DE LOS PESOS RELATIVOS DE LOS CRITERIOS CONSTITUYE UNO DE LOS DATOS MÁS CONTROVERTIDOS DE LOS MODELOS, YA QUE LA FUNCIÓN DE PESOS TRADUCE EL SISTEMA DE VALORES DE QUIÉN APLICA EL MODELO.

D) LA ELECCIÓN DE LA ESCALA APROPIADA A CADA CRITERIO DE EVALUACIÓN, DEPENDE ESENCIALMENTE DEL PROBLEMA DE DECISIÓN; ÉSTAS PUEDEN SER CUALITATIVAS O CUANTITATIVAS.

E) FINALMENTE, CONVIENE ACLARAR QUE LA APLICACIÓN DE ESTOS MODELOS PROPORCIONA COMO ÚNICO RESULTADO, UNA ORDENACIÓN JERÁRQUICA DE LAS ALTERNATIVAS DE ACUERDO A LOS CRITERIOS DE EVALUACIÓN INCLUIDOS, SIN GENERAR UNA CALIFICACIÓN NUMÉRICA PARA ÉSTAS.

(9) EL TEMA DE EVALUACIÓN MULTICRITERIOS SE HA CONVERTIDO EN UN CAMPO FÉRTIL DE CREACIÓN Y EXPERIMENTACIÓN DE NUEVAS METODOLOGÍAS. NO EXISTE EN LA ACTUALIDAD, UN MÉTODO GENERAL PARA APLICARSE EN TODOS LOS CASOS YA QUE LA MAYORÍA DE LAS METODOLOGÍAS PUBLICADAS CONSISTEN MÁS BIEN EN SOLUCIONES DE UN CASO PARTICULAR. SIN EMBARGO, ES DE ESPERAR, DEBIDO AL CARÁCTER MULTIPROPÓSITO DE LOS APROVECHAMIENTOS HIDRÁULICOS QUE SOBRE ESTA PROBLEMÁTICA SE REALICE MUCHA INVESTIGACIÓN FUTURA.

VIII CONCLUSIONES

(1) LOS APROVECHAMIENTOS HIDRÁULICOS CONSTITUYEN UNA NECESIDAD PRIORITARIA DE DESARROLLO ECONÓMICO Y SOCIAL, POR LO QUE SU PLANEAMIENTO, DISEÑO, CONSTRUCCIÓN Y OPERACIÓN REQUIEREN DE LA UTILIZACIÓN DE METODOLOGÍAS QUE INTERRELACIONEN LAS SOLUCIONES TÉCNICAS EN LOS SISTEMAS ECONÓMICO, SOCIAL Y MEDIO AMBIENTE.

(2) LAS METODOLOGÍAS DE ANÁLISIS DE SISTEMAS PUEDEN BRINDAR UNA AYUDA SIGNIFICATIVA EN ESTE PROPÓSITO, SIEMPRE Y CUANDO SE COMPLEMENTEN CON EL BUEN JUICIO Y LA EXPERIENCIA PRÁCTICA.

(3) LAS METODOLOGÍAS DE PROGRAMACIÓN MATEMÁTICA OFRECEN PROCEDIMIENTOS RIGUROSOS Y EXACTOS, AUNQUE TIENEN LA DESVENTAJA DE EXIGIR CIERTAS CONDICIONES QUE SON DIFÍCILES DE LOGRAR EN LA REALIDAD. DE ESTAS METODOLOGÍAS, LA PROGRAMACIÓN DINÁMICA HA LOGRADO LOS MEJORES RESULTADOS EN APLICACIONES REALES.

(4) LAS METODOLOGÍAS DE BENEFICIO/COSTO HAN SIDO CRITICADAS POR LA REDUCCIÓN DE TODO EL SISTEMA A UN ÚNICO INDICADOR DE TIPO

MONETARIO. ALGUNOS INTENTOS SE HAN REALIZADO CON EL OBJETO DE INCORPORAR INDICADORES MONETARIOS PARA DIVERSOS AGENTES ECONÓMICOS, EN UN INTENTO POR LOGRAR UN INVENTARIO GLOBAL DE TODOS LOS EFECTOS MONETARIOS.

(5) COMPLEMENTANDO A LAS METODOLOGÍAS BENEFICIO/COSTO SE HAN DESARROLLADO METODOLOGÍAS DE ANÁLISIS MULTICRITERIOS, LOS CUALES OFRECEN UN CAMPO INTERESANTE DE EXPERIMENTACIÓN ESPECIALMENTE PORQUE PUEDEN INCORPORAR INFORMACIÓN CUALITATIVA.

(6) LA TESIS PRINCIPAL QUE SE HA TRATADO DE PRESENTAR EN ESTE TRABAJO ES QUE LA ENSEÑANZA DE LOS APROVECHAMIENTOS HIDRÁULICOS DEBE DE SITUARSE EN LA REALIDAD ACTUAL, EN LA CUAL CON RECURSOS MÍNIMOS SE TIENEN QUE LOGRAR RESULTADOS EN EL CORTO PLAZO. ESTA NECESIDAD SIGNIFICA NO SOLAMENTE ENSEÑAR LAS MEJORES SOLUCIONES TÉCNICAS SINO TAMBIÉN LAS MEJORES PARA COLABORAR CON EL DESARROLLO GENERAL DE MÉXICO.

IX. BIBLIOGRAFIA

- ARROW K. J. "SOCIAL CHOICE AND INDIVIDUAL VALUES". JOHN WILEY & SONS, NEW YORK, 1963.
- BELLMAN R., "DINAMYC PROGRAMMING", PRINCETON UNIVERSITY PRESS, PRINCETON, N. J., 1957.
- BISWAS, A. K. (ED.), "SYSTEMS APPROACH TO WATER MANAGEMENT", MC GRAW-HILL, NEW YORK, 1976.
- BUGLIARELLO, G., AND F. GUNTHER, "COMPUTER SYSTEMS AND WATER RESOURCES", ELSEVIER, AMSTERDAM, 1974.
- BURAS, N., "SCIENTIFIC. ALLOCATION OFWATER RESOURCES", AMERICAN ELSEVIER PUBLISHING G., NEW YORK, 1972.
- COLEGIO DE INGENIEROS CIVILES, "EL APROVECHAMIENTO Y LA ADMON. DEL AGUA COMO FACTORES PARA EL DESARROLLO Y BIENESTAR", MÉXICO 1982.
- COHON J. L. "MULTIOBJETIVE PROGRAMMING AND PLANNING" ACADEMIC PRES, INC., NEW YORK, 1978.
- DOMINGUEZ R., FLORES C. "POLITICA DE OPERACION OPTIMA DE UN VASO DE ALMACENAMIENTO CON PROPOSITOS MULTIPLES", INST. DE INGENIERÍA. VIII CONGRESO NACIONAL DE HIDRÁULICA, MÉXICO, 1984.
- DANTZING, G. B., "LINEAL PROGRAMMING AND EXTENSIONS", PRINCETON UNIVERSITY PRESS, PRINCETON, N. J. 1963.
- DORFMAN, R. ET AL. "LINEAL PROGRAMMING AND ECONOMIC ANALYSIS, MC GRAW-HILL, NEW YORK, 1958.
- FERGUSON A. "TEORÍA MICROECONÓMICA". FONDO DE CULTURA ECONÓMICA MÉXICO, 1971.
- FLEMING, G., "COMPUTER SIMULATION TECHNIQUES IN HYDROLOGY", AMERICAN ELSEVIER PUBLISHING CO., INC., NEW YORK 1975.

- FUENTES MARILÉS O. Z., SANCHEZ B. J. L. "ESTRATEGIA OPTIMA PARA LA OPERACIÓN DE UNA PRESA HIDROELECTRICA Y REGULACION DE AVENIDAS". INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM, VIII CONGRESO NACIONAL DE HIDRÁULICA MÉXICO. 1984.
- GOODMAN A. "PRINCIPLES OF WATER RESOURCES PLANNING" PRENTICE HALL, NEW JERSEY, 1984.
- HAIMES, Y. Y., "HIERARCHICAL ANALYSIS OF WATER RESOURCES SYSTEMS", MC GRAW-HILL BOOK CO, NEW YORK, 1977.
- HALL Y DRACUP. "INGENIERÍA DE SISTEMAS EN RECURSOS HIDRÁULICOS", CECSA, MÉXICO, 1974.
- HUFSCHMIDT M. AND FIERING M. "SIMULATION TECHNIQUES FOR DESIGN OF WATER RESOURCES SYSTEMS", HARVARD UNIVERSITY PRESS, CAMBRIDGE, MASS., 1966.
- IEPES, "GUIA PARA LA PRESENTACION DE PROYECTOS". SIGLO XXI, MÉXICO, 1973.
- INTRILIGATOR M. D., "MATHEMATICAL OPTIMIZATION AND ECONOMIC THEORY", PRENTICE HALL INC, N. J., 1971.
- JAMES L. AND LEE R. "ECONOMICS OF WATER RESOURCES PLANNING", MC-GRAW HILL, NEW YORK, 1971.
- KEENEY R. AND RAIFTA H. "DECISIONS WITH MULTIPLE OBJECTIVES". JOHN WILEY & SONS, INC. NEW YORK 1976.
- MAASS, A. ET AL. "DESIGN OF WATER RESOURCE SYSTEMS" HARVARD UNIVERSITY PRESS, COMBRIDGE, MASS, 1962.
- MAJOR D. "MULTIOBJETIVE WATER RESOURCE PLANNING" WATER RESOURCE MANOGRAPH 4, A. G. U., WASHINGTON, D. C. 1977.
- MAJOR D. AND LENTON R. "APPLIED WATER RESOURCES SYSTEMS PLANNING", PRENTICE-HALL, INC, ENGLEWOOD CLIFFS, N. J. 1979.
- MENDOZA A. "EL MÉTODO ELECTRA", DEPFI, UNAM, MÉXICO, 1983.

- META SYSTEMS INC, "SYSTEMS ANALYSIS IN WATER RESOURCES PLANNING", WATER INFORMATION CENTER, INC, NEW YORK, 1975.
- NEM HAUSER G. "INTRODUCTION TO DYNAMIC PROGRAMMING" JOHN WILEY & SONS, NEW YORK, 1966.
- SARH, "PROYECTOS DE ZONAS DE RIEGO". DIRECCION DE PROYECTOS, MEXICO, 1973.
- SPRINGALL R. "HIDROLOGIA", INSTITUTO DE INGENIERIA UNAM, MEXICO 1970.

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

CURSO ACTUALIZACION DE LA ENSEÑANZA DE LA HIDRAULICA
DEL 5 AL 9 DE NOVIEMBRE

SISTEMAS ESTUARINOS

ING. ANTONIO MORENO GOMEZ
NOVIEMBRE 1984

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 primer piso Deleg. Cuauhtemoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

SISTEMAS ESTUARINOS

1.- TIPOS Y MORFOLOGIA DE LAS DESEMBOCADURAS.

Los cuerpos de agua principales deben considerarse de dos tipos: la laguna y el estuario.

LAGUNAS COSTERAS:

Desde un punto de vista geomorfológico se define como "depresión" que contiene agua dulce y salada localizada en el borde litoral. En otras palabras, son cuerpos de agua ubicados en la zona litoral del continente, que presentan una comunicación con el mar y a las cuales llegan corrientes superficiales de agua dulce continental, que propician la mezcla de ambas para dar como resultado concentraciones variables según la zona.

ESTUARIO:

La palabra estuario proviene del latín aestuarium que quiere decir marea. En forma general el término se aplica a una formación costera en la cual la marea juega un papel importante. Históricamente se ha definido como la parte baja de los ríos sujeta a efectos de marea. Según Emery y Stevenson, estuario es una amplia desembocadura de un río o un brazo de mar donde la marea encuentra a la corriente de un río.

Por su parte Pritchard, tratando de integrar ampliamente el concepto, establece que estuario es un cuerpo de agua costera semi-cerrado que tiene libre conexión con mar abierto y dentro del cual el agua marina puede encontrarse diluída con el agua dulce procedente de los escurrimientos de tierra firme.

Normalmente las lagunas costeras presentan variaciones relativamente pequeñas de marea, con amplia plataforma continental y una pendiente suave, en las cuales existe un cierto transporte litoral, que tenderá en la mayoría de los casos a cerrar completamente el acceso a la laguna.

En condiciones naturales existe un cierto equilibrio entre la acción de los diferentes agentes que intervienen en el funcionamiento de una laguna, actuando unos en el sentido de absorberlas y hacerlas desaparecer y otros en el sentido de profundizarlas o mantenerlas.

La acción humana es fundamental en este aspecto, ya que puede ayudar con sus obras a la desaparición de las lagunas o a la conservación de las mismas.

El cordón litoral tiende a adelgazarse o aun acortarse por el efecto de tempestades o ciclones, mientras que el transporte litoral tenderá a robustecerlo y a cerrar las bocas o accesos.

Las fuertes avenidas provocadas por las lluvias tratarán de abrir más bocas o profundizar los fondos por las corrientes que originan, al mismo tiempo que aportan sedimentos que posteriormente serán introducidos nuevamente por las corrientes de flujo, debido a los efectos de los fuertes oleajes al destruir la barrera litoral. Es frecuente establecer la diferencia entre laguna y estuario desde el punto de vista de la estabilidad en la salinidad. Así se dice que cuando el escurrimiento de agua dulce en un vaso separado desarrolla un cuerpo estable de agua salobre puede considerarse como laguna. Si este mezclado no es estable y presenta cambios periódi--

cos, el vaso podrá considerarse como estuario.

SISTEMA LAGUNARIO - ESTUARINO

Un sistema lagunario - estuario está compuesto por los siguientes elementos:

CANAL DE COMUNICACION CON EL MAR, que puede ser la desembocadura del río del sistema o la liga de la laguna con el mar. En el primer caso la laguna puede estar integrada completamente con ese canal o comunicada a su vez con el río a través de un segundo canal. En el sistema estuarino más simple la parte baja del río se amplía considerablemente en comparación al resto del cauce.

Para el segundo caso la liga puede tener únicamente una longitud equivalente al ancho del cordón litoral que separe a la laguna del mar o constituir un brazo de mar de varios kilómetros de extensión.

SISTEMAS ESTUARIOS - LAGUNARIOS:

Desde el punto de vista de la mezcla de aguas dulces y saladas, en el primer caso presenta características bien definidas, aunque variables, para ir desde el movimiento estratificado con la cuña salina en la parte inferior, apareciendo inclusive en las fases más intensas del flujo inversión de corrientes, hasta el mezclado débil en toda la sección sin inversión de flujo. En el segundo caso, el fenómeno de mezcla es menos acentuado y el sentido de las corrientes de flujo y reflujo es bien definido.

VASO PRINCIPAL: Es la zona donde las áreas de agua-tienen una extensión sensiblemente mayor a la sección -- transversal del canal de comunicación.

En un sistema estuarino típico esta parte la constituyen tramos muy amplios del río mismo, dentro de los -- cuales pueden estar incluídas zonas lagunarias.

Para el sistema combinado o con dominio lagunario,- el vaso principal es la laguna propiamente dicha; según las características de la marea, la presencia salina tendrá mayor o menor influencia, pero en general los procesos de mezclado son más débiles y la salinidad tiende a-ser menor. En los sistemas lagunarios, los escurrimientos de tierra son en forma de corrientes intermitentes - que desembocan en ellos siendo ésta la causa del abatimiento de la salinidad.

Esteros, Vasos Secundarios y Planicies de Inundación y Marismas: Estas partes se localizan en la zona -- más alejada del mar y constituyen el extremo inferior -- del sistema. Se integra por pequeños vasos y zonas bajas, que están sujetas a inundación, sea en épocas de -- avenidas para sistemas estuarinos puros, o por efectos - de variación de mareas en sistemas lagunarios.

Existe también una barra interior que la separa del sistema principal y su liga con él puede ser a través de pequeños canales o cuando el agua rebase la cota superior de la barra.

De este marco general es posible entrar al terreno-de la clasificación según diversos criterios científicos;

sin embargo conviene establecer como conclusión el hecho de que desde el punto de vista de la ingeniería hidráulica, el problema del aprovechamiento de las zonas estuarinas y lagunarias radica en asegurar un sistema circulatorio adecuado de las aguas, principalmente de las marismas, que en sí constituyen un elemento preponderante de la dinámica del sistema. Según Bowden, el factor determinante en la circulación estuarina es el papel desempeñado por las corrientes de marea con relación a los aportes de agua dulce; consecuentemente, concentraremos nuestra atención al problema representado por esta circulación, con especial énfasis en el acceso y boca y en el canal de comunicación, que son las piezas claves de los sistemas estuarinos y lagunarios.

Al considerar el origen de los accesos de marea, se ha concluido que la mayor parte de éstas han sido abiertos por la naturaleza, a través de una barra construída mediante la acción del oleaje.

Las deltas son formaciones locales en la costa donde el material es principalmente suministrado por un río. Inicialmente consideremos un caso simple en donde no existen corrientes por marea o litorales y los frentes de ola son siempre paralelos a la costa. El río depositará el material sólido en la inmediata vecindad de la desembocadura porque la velocidad del agua y su consecuente capacidad de transporte se reducen prácticamente a cero. Si no existe oleaje se formará un delta como se muestra en la figura No. 1 y consistirá de arena, limos y arcilla.

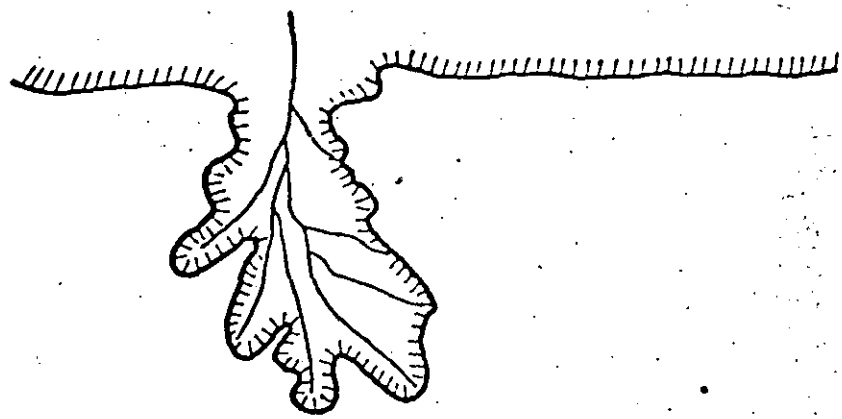


FIG. No. 1 Delta sin la presencia de oleaje.

Si al mismo tiempo existe oleaje, ocurrirá el fenómeno de refracción del oleaje y en ambos lados del delta se presentarán corrientes litorales. Estas corrientes, combinadas con la acción perturbadora del oleaje, transportarán el material en la dirección de la costa original. En la zona adyacente al delta, la refracción inicialmente se incrementará para posteriormente disminuir. Por ello, el material se decantará en ambas extremidades del delta, primero el material grueso y finalmente el fino. El resultado final es la comunmente denominada delta de pata de pájaro. (Ver figura No. 2)

Generalmente existe el fenómeno de las mareas y las olas se aproximan a la costa con un cierto ángulo desarrollando corrientes litorales. La corriente por marea tienden a mantener abierta las bocas en la costa, mientras que el transporte de sedimentos en el mar debido a-

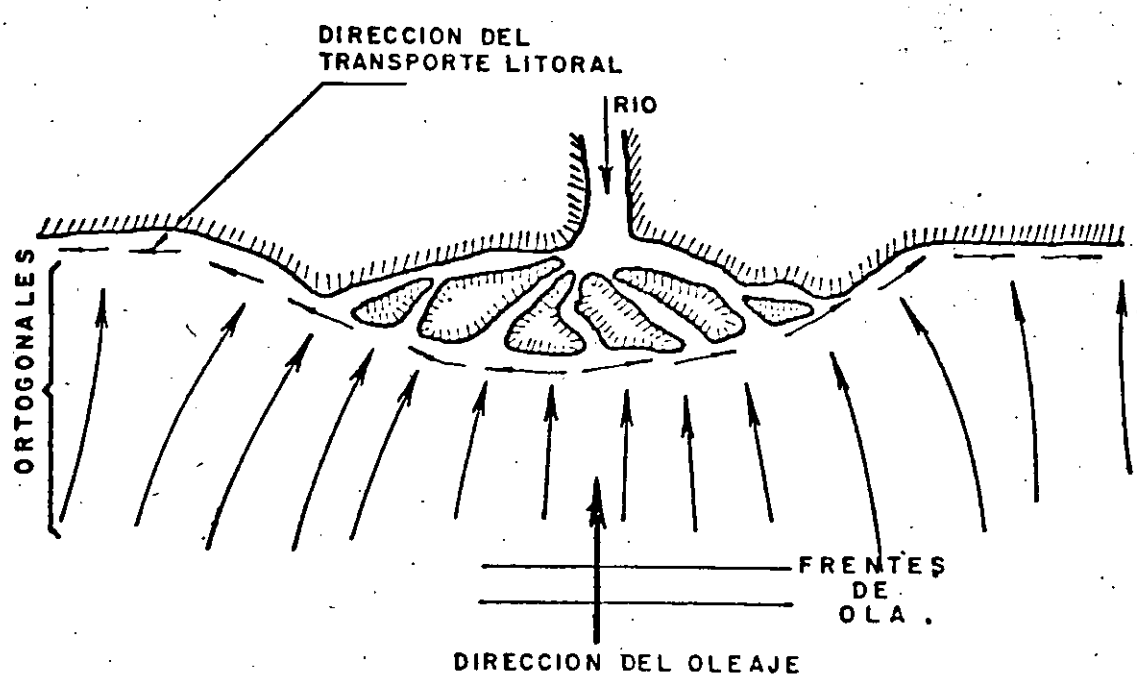


FIG. 2.- Delta tipo Pata de Pájaro.

la acción del oleaje y corrientes, tratan de cerrar las comunicaciones hidráulicas en la costa.

El tipo de comunicación con el mar del río o estuario se establecerá, finalmente, dependiendo de muchos factores. Los más importantes son:

a. Corrientes en la comunicación (por marea y escurrimientos).

b. Corrientes y oleaje en la zona costera.

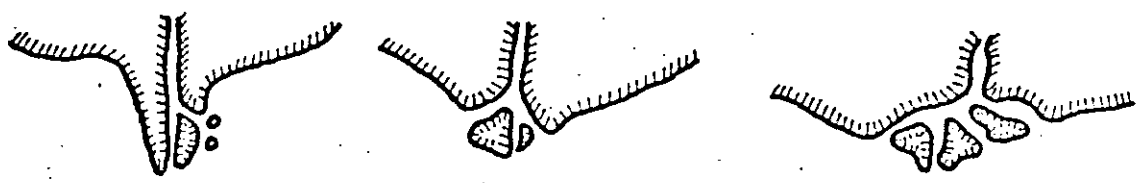
c. Transporte litoral.

d. El sedimento transportado por el río.

Las variaciones de cada uno de estos factores condu

cen a un gran número de posibles combinaciones, cada cual produce un tipo único de comunicación. Las más características resultan al relacionar el aporte de sedimentos y las fuerzas distributivas del oleaje que actúan sobre éstos.- Esta concepción debe separarse en dos grupos: el aporte sólido del río con el agua del mar y el sedimento de la zona costera con el agua del río.

Primero, variaciones en el aporte de sedimento por el río.



a b c

FIG. 2.- Influencia del aporte de sedimento.

La figura 3.a muestra el caso de un enorme aporte, mientras que el efecto de los restantes factores es relativamente despreciable; existe una oportunidad muy pequeña de dispersar el sedimento. Si el sedimento consiste de partículas finas, se formará un delta tipo pata de pájaro.

En la figura 3.b se muestra el caso de un aporte-

considerable, y relativamente menos importante, el efecto de los otros factores. La figura (3.c) representa el caso donde un aporte bajo se balancea con buenas fuerzas de distribución. En los ejemplos anteriores, debe señalarse que las variaciones en el aporte del sedimento de los ríos, en relación con la magnitud de los restantes factores afectan no sólo el tipo de comunicación, sino también el tipo de delta en su totalidad.

Segundo, variaciones de las corrientes por marea.

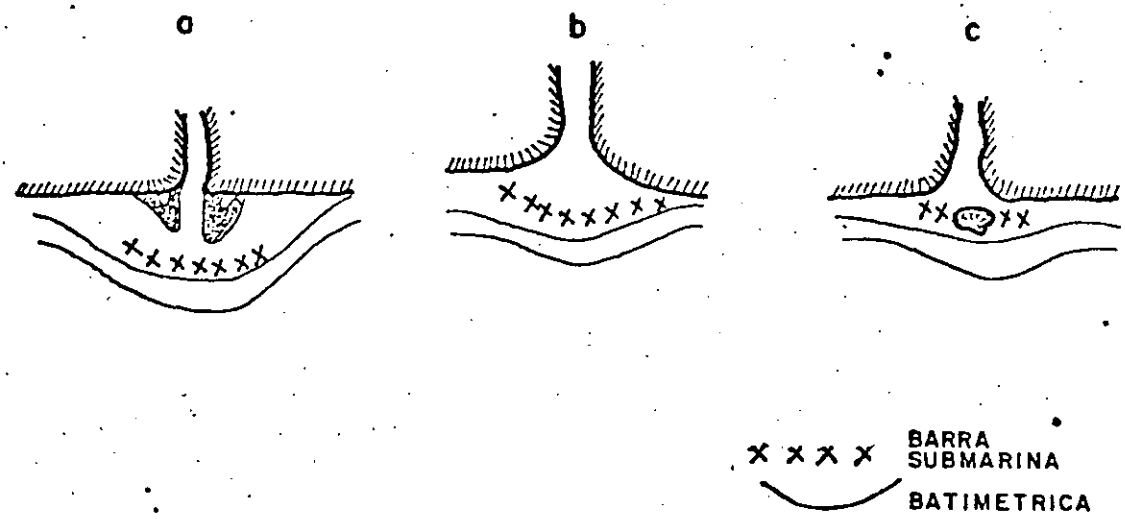


FIG. 4.- Influencia de las Corrientes por Marea

La figura 4.a muestra el caso de un reflujo de marea muy fuerte con un bajo aporte de sedimento del río. En ambos lados de la comunicación se forman flechas y una barra submarina se forma alejada de la costa. La figura 4.b representa el caso medio de una corriente menos fuerte balanceada por las fuerzas de distribución en la zona costera, mientras que en la figura 4.c se presenta la acción de fuerzas de distribución relativamente importantes que dispersan el sedimento del río an-

tes de que éste se interne en el mar.

Tercero, influencia de las fuerzas de distribución.

En la figura 5 se muestran los casos donde las fuerzas de distribución provocadas por oleaje y corrientes son muy fuertes, regulares y moderadas respectivamente en relación a la magnitud de los factores restantes.

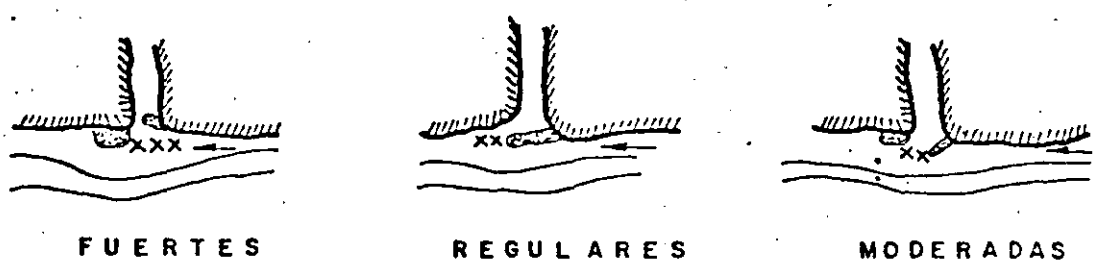


Fig. 5.- Influencia de las fuerzas de distribución

Finalmente, al variar el transporte litoral, la figura 6 muestra los casos donde el transporte es considerable, regular y pequeño, respectivamente, en relación a los otros factores.

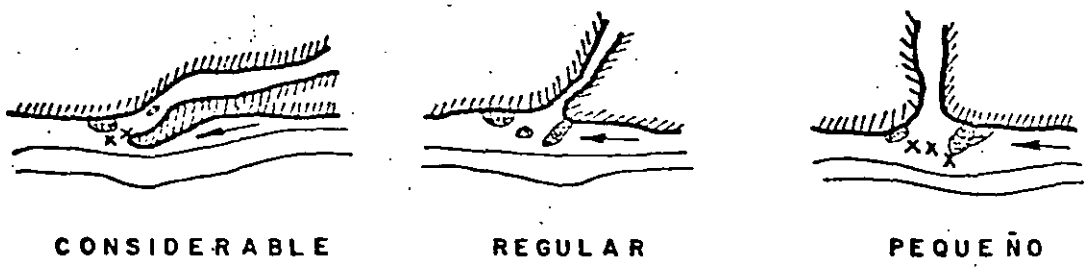


Fig. 6.- Influencia del Transporte Litoral

En lo que se refiere a configuraciones más detalladas de las comunicaciones, el número de posibilidades es infinito. En general las corrientes por flujo de marea (llenante) son más fuertes en las márgenes de las desembocaduras mientras que las corrientes por reflujo de marea (vaciante) predominan en el centro de las comunicaciones con el mar. Esto se debe a que el tirante promedio es menor durante la marea baja que durante la marea alta.

Comúnmente la configuración de las comunicaciones no es estable, pero sigue ciertos patrones de cambio. En algunas ocasiones se presentan movimientos cíclicos de largo período con una sucesión de erosión y depósito de material en cauces inestables.

Parece que la estabilidad de la boca depende en mucho de la relación entre el transporte litoral y el promedio del flujo máximo por marea. Las relaciones pequeñas acrecientan la estabilidad de las comunicaciones.

Costas Fangosas.

Los ríos muy largos, como el Amazonas, transportan grandes cantidades de materiales arcillosos en suspensión, por lo que la costa adyacente consiste de lodos. Este material en suspensión es generalmente más fino que 0.002 mm y la concentración es muy fuerte. Cuando la concentración excede las 200,000 ppm, entonces la mezcla no se comporta como un fluido.

Cuando este material en suspensión entra en contac-

to con el agua salada, ocurre un proceso de floculación- debido a que el agua salada contiene una concentración - relativamente alta de iones metálicos cargados positivamente (Na, K, etc.) y neutralizan los iones cargados negativamente de las partículas de limo provocando la floculación (ver figura 7).

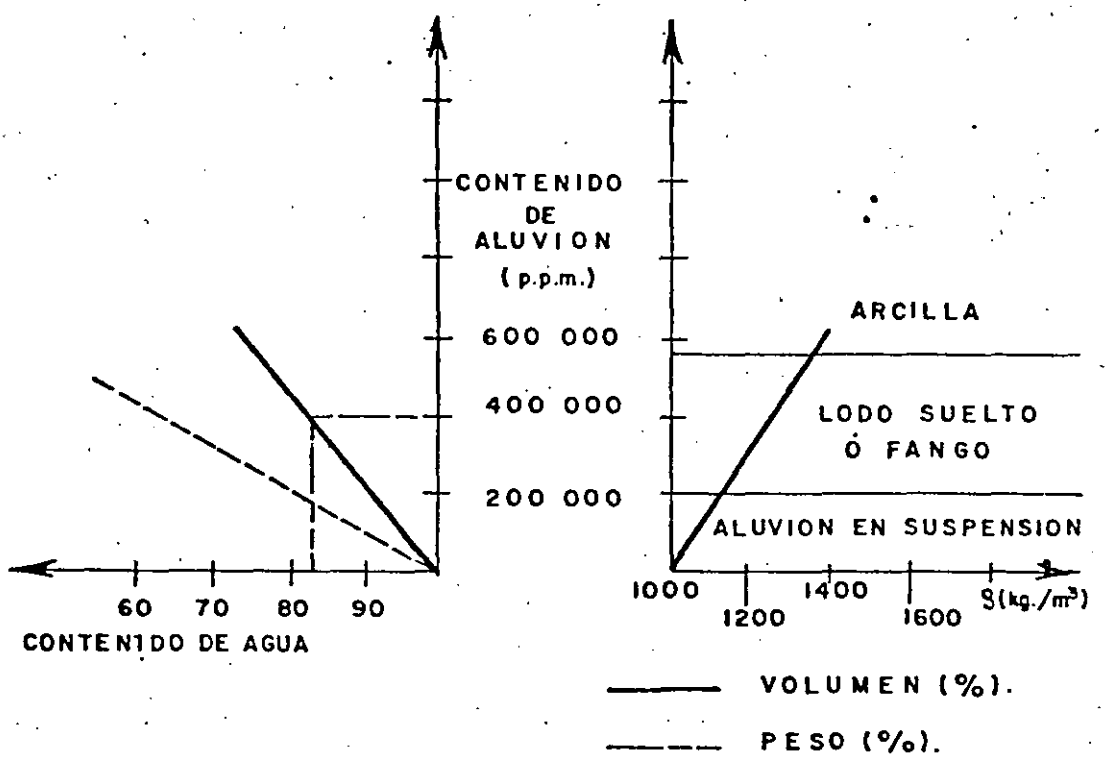


FIG. 7.- Nomenclatura de acuerdo con la concentración de aluvión.

El sedimento arcilloso resultante es fango o lodo - que contiene 85% de agua en volumen, no es estable y - - tiende a moverse con las corrientes oceánicas a lo largo de la costa en ondas de 40 km de longitud y celeridad de 1.3 km por año (ver figura 8).

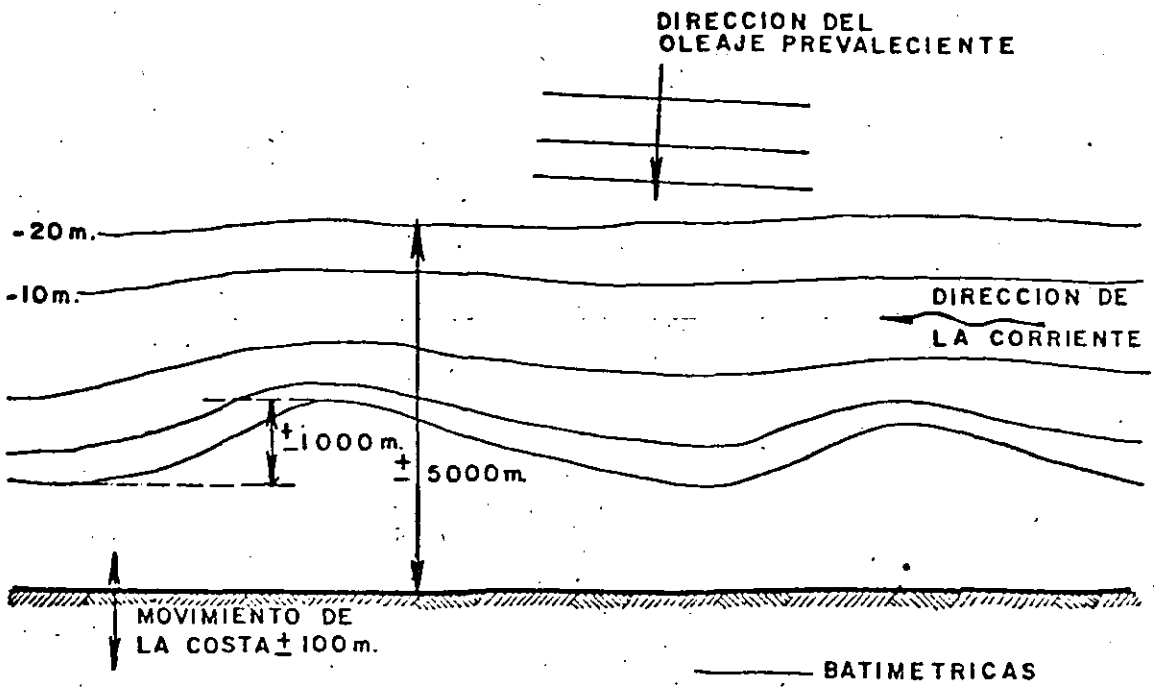


FIG. 8.- Ondas de Fango

El mecanismo de transporte se muestra en la figura No. 9 en el que las líneas de corriente tienden a ser perpendiculares a las curvas batimétricas.

Cuando la dirección del viento prevalece como se muestra en la figura 9 , en el punto A la refracción provoca que se incremente la energía por unidad de área, por lo que se incrementará la altura de la ola, H, resultando mayores disturbios en el material sólido. Este material es transportado por las corrientes hacia B donde la refracción produce divergencia en el oleaje por lo que H disminuye; con este proceso el material removido en A se deposita en B.

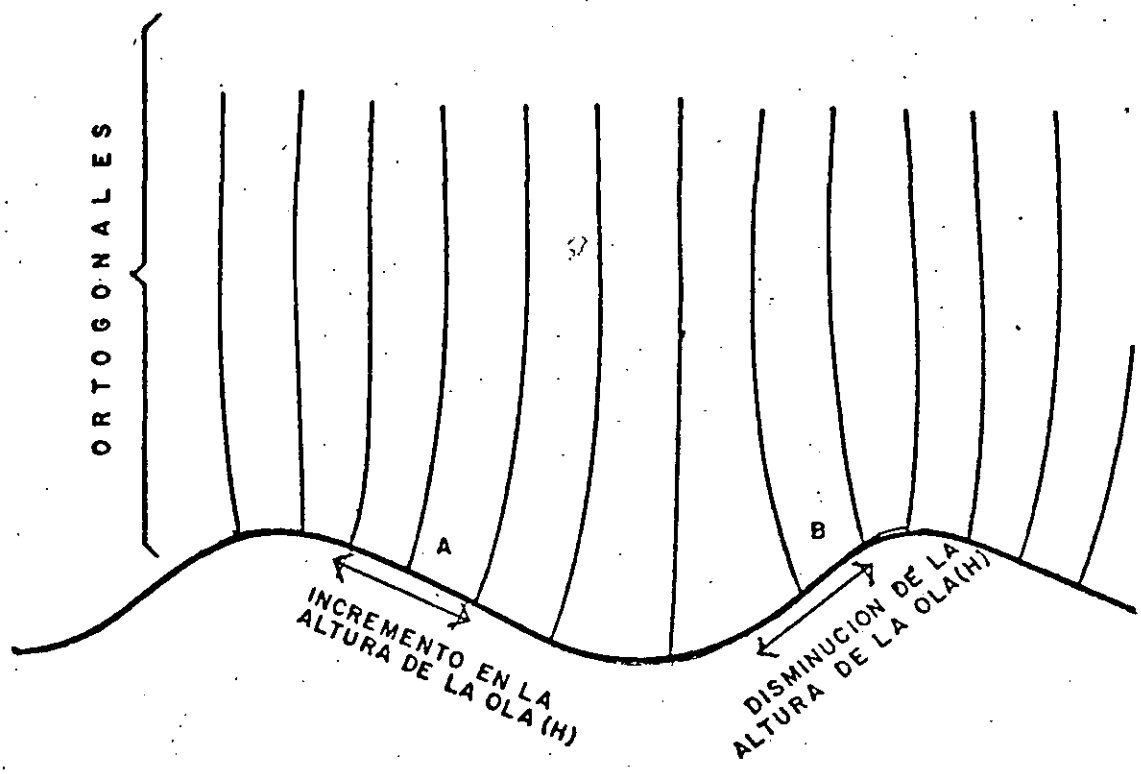


FIG. No.9.- Mecanismo de Transporte de las Ondas de Fango

La línea de la costa tiende a trasladarse con las ondas de fango. Como este movimiento puede ser del orden de cientos de metros, es aconsejable comprobarlo, lo cual resulta muy complicado porque el fango no resiste estructuras pesadas. En algunas ocasiones existen escollos de arena fina en los que se pueden construir sistemas de defensa, pero estos escollos no son continuos. Otras posibilidades son la fijación de vegetación o construcción de estructuras que flotan sobre el fango.

El incremento del tamaño de los buques dificulta los problemas para construir un puerto sobre este tipo de costas. Las pendientes sumamente tenues de estas cos-

tas (1:1000) requieren de enormes cantidades de dragado- lo cual resulta costoso porque el lodo se filtra entre - las tolvas de las dragas de succión. Unicamente es posible el dragado por agitación cuando se provoca una velocidad de la corriente suficiente para dispersar el material. Una ventaja es que el claro de la embarcación puede ser muy pequeño.

2.- HIDRAULICA DE LAS MAREAS.

2.1 Desembocaduras de Ríos.

Las desembocaduras de los ríos en costas de pendiente suave no sólo se ven influídas por los escurrimientos desde las cuencas de los mismos, sino también por el - - prisma de marea. De acuerdo con O'brien en la publica--- ción ASCE WW1, feb. 1969.

$$A = 2 \times 10^{-5} P \quad . . . . . \quad (1)$$

en donde:

A, es el área de la sección transversal del -- río en su desembocadura, en pies cuadrados.

P, es el prisma de marea en pies cúbicos, definiéndose como el volumen de agua que fluye- como flujo y reflujo debido a la marea.

Generalmente se desarrollan diferentes canales naturales para el flujo durante la alta y la baja marea.

Como se sabe, el Talweg en la curva de un río se forma en la parte de afuera de la curva y la sección tiene un tirante más continuo aguas abajo o arriba de la curva.

En el caso de una corriente de dirección alternante sobre un canal ancho, se desarrolla un sistema de canal de doble curso como se muestra en la figura 10.

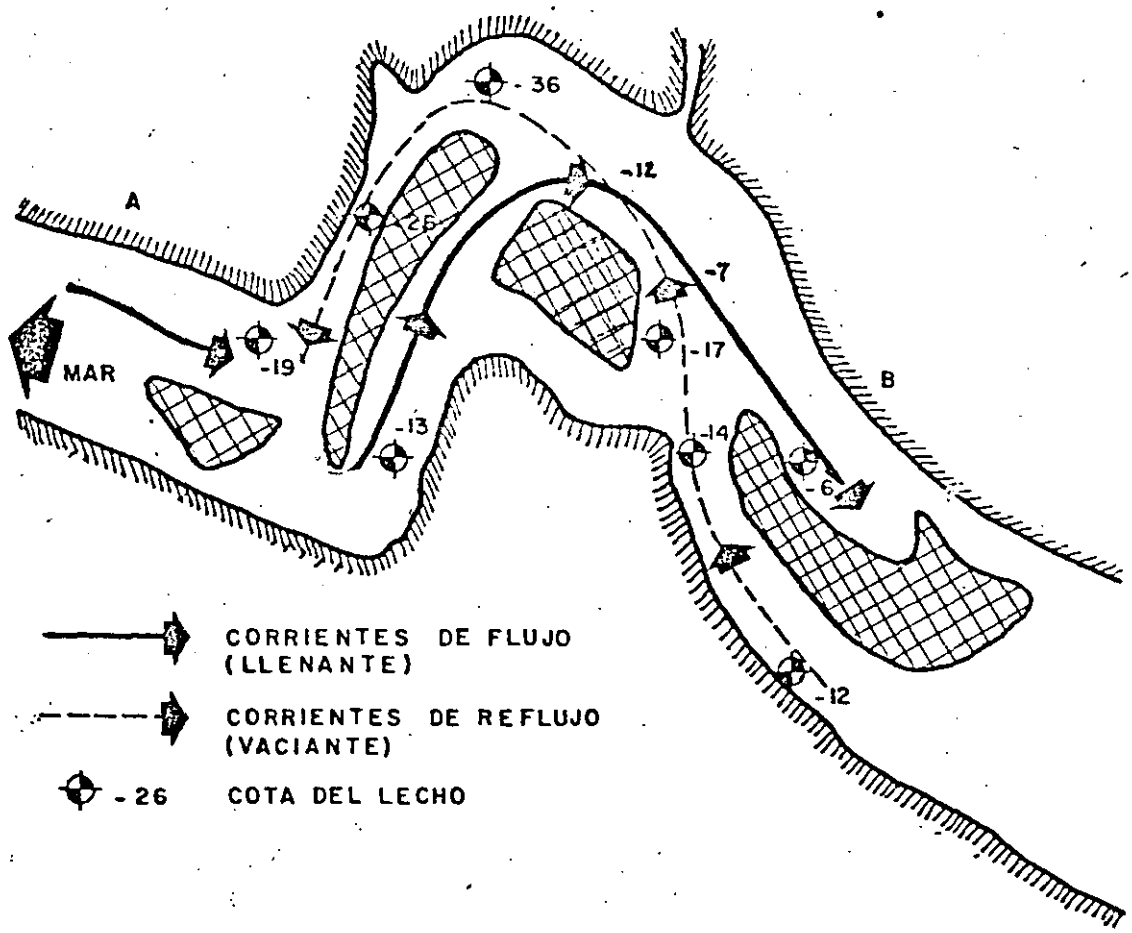
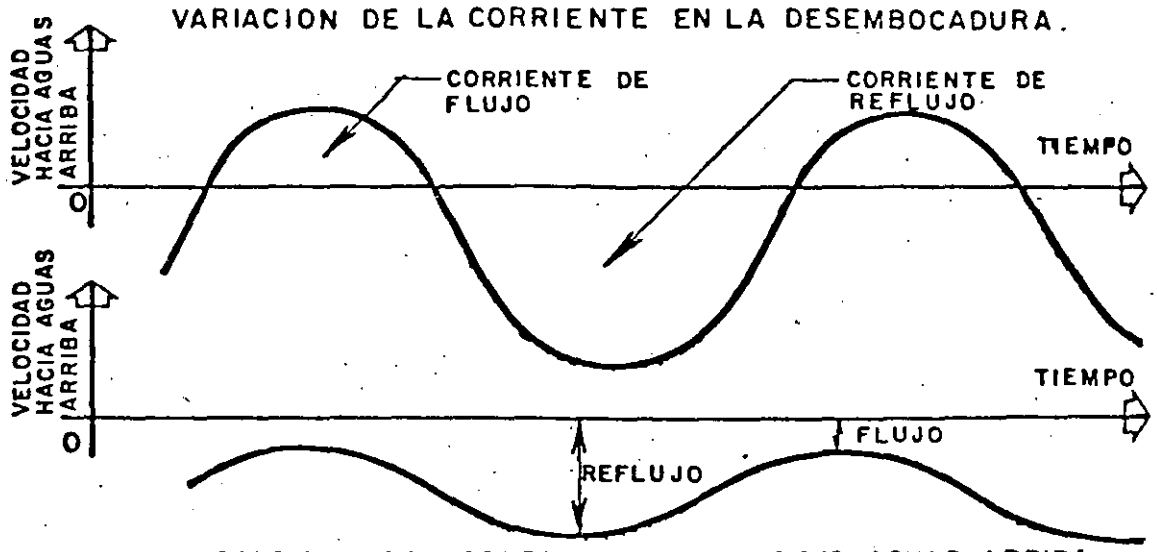


FIG. 10.- Sistema de doble curso de Canales.



VARIACION DE LA CORRIENTE EN UN SITIO AGUAS ARRIBA MUY DISTANTE DE LA DESEMBOCADURA

FIGURA No. 11.

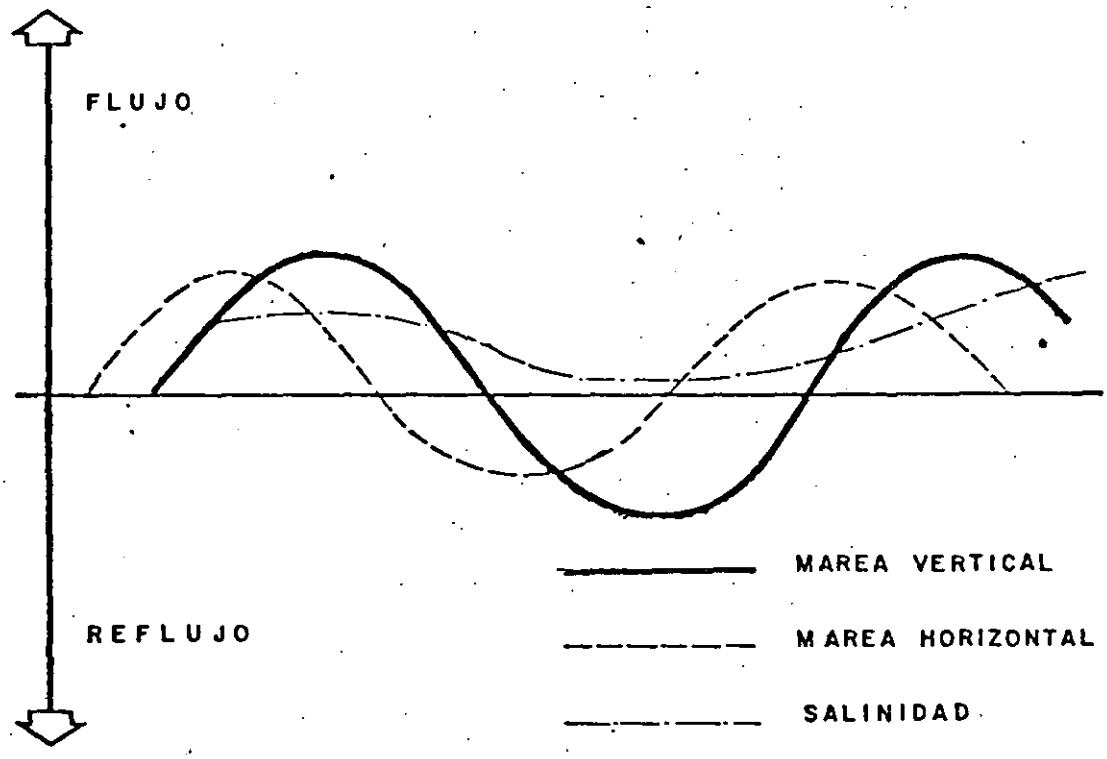


FIG. No.12.- Relación entre la marea vertical y la marea horizontal (corriente).

3.- CORRIENTES DE DENSIDAD Y CUÑA SALINA.

Las corrientes de densidad se presentan por las diferencias en salinidad (o densidad) entre dos cuerpos de agua que se interconectan periódicamente.

Supongamos que se tienen dos cuerpos de agua, uno con agua dulce y el otro con agua salada, como se muestra en la figura 13.

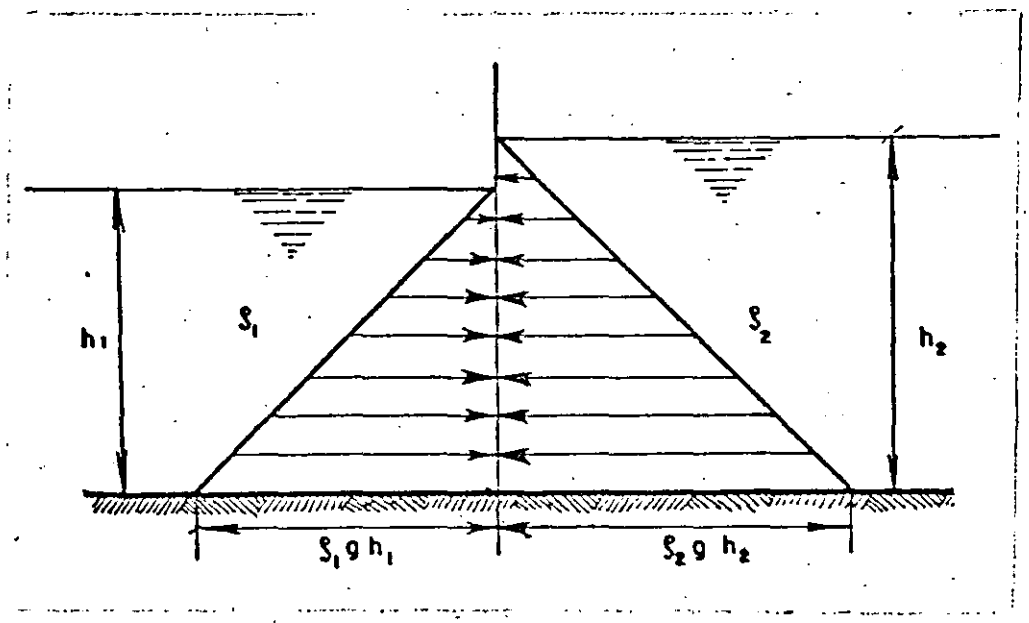


FIG. 13.- Distribución de la Presión.

Las fuerzas de presión que actúan sobre el plano -- que separa los dos cuerpos de agua se encuentran en equilibrio cuando:

$$\frac{1}{2}\rho_1 \; g h_1^2 = \frac{1}{2}\rho_2 \; g h_2^2$$

$$\rho_1 > \rho_2 \qquad\qquad h_1 < h_2$$

La distribución de la presión neta en el plano de - separación es como se muestra en la figura 14.

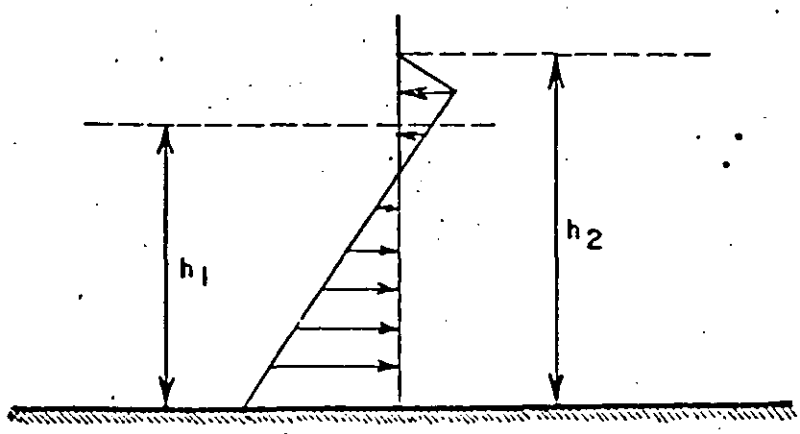


FIG. 14.- Distribución de la presión neta.

Cuando la separación se remueve, esas diferencias - de presión provocarán un flujo de agua salada cerca del- fondo hacia la sección con agua dulce. Después de un - - cierto tiempo la interfase entre los dos fluidos de diferente densidad tendrá la siguiente forma (Ver figura - - 15).

La velocidad v de esa cuña, es igual a:

$$v = 0.45 \sqrt{\frac{\Delta\rho \; gh}{\rho}} \quad \ldots\ldots\ldots \quad (2)$$

La forma de esta curva es parecida a la que presen-

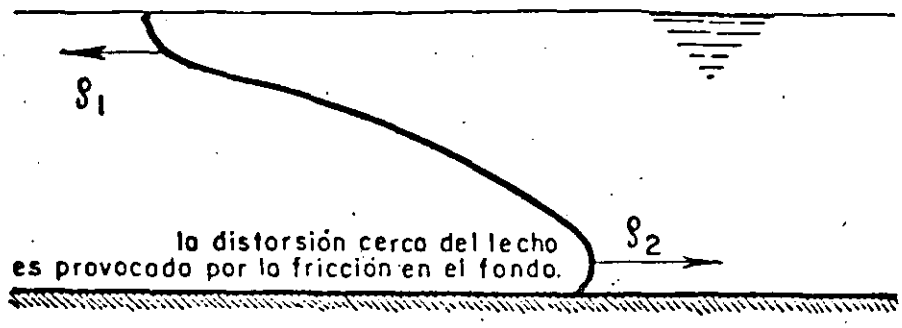


FIG. 15.- Cuña Salina

ta la superficie libre del agua en el caso de colapso de la cortina de una presa.

Cuando el frente de la cuña llega al final del depósito ésta se comporta como una ola que se traslada, removiendo el agua dulce de esta zona. (Ver figura 16).

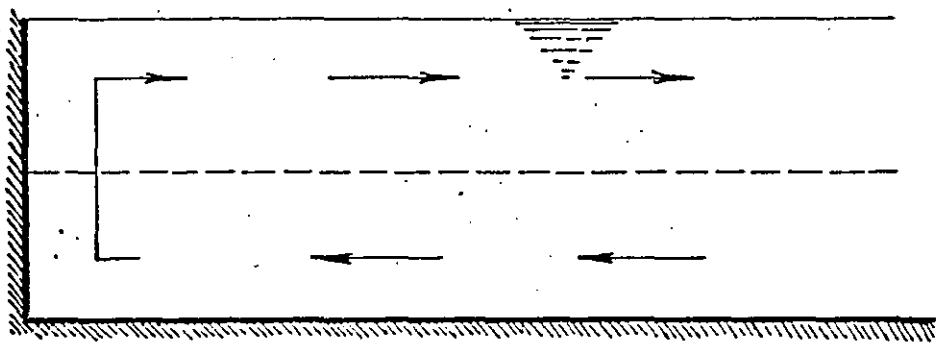


FIG. 16.- Intercambio vertical de una onda que se traslada

Cuando se inyecta lentamente el agua salada cerca del fondo de un depósito cerrado lleno parcialmente con agua dulce, después de un cierto tiempo existirán dos capas de agua, la superior de agua dulce y la inferior de agua salada (Ver figura 17) . Cuando se genera una onda de traslación en el agua salada, la onda viajará con una velocidad igual a:

$$c = \sqrt{\frac{h_1 \, h_2 \, \Delta\rho \, g}{\rho_2 \, h_1 + \rho_1 \, h_2}} \doteq \sqrt{\frac{h_1 \, h_2 \, \Delta\rho \, g}{\rho h}} \quad . \; . \; . \quad (3)$$

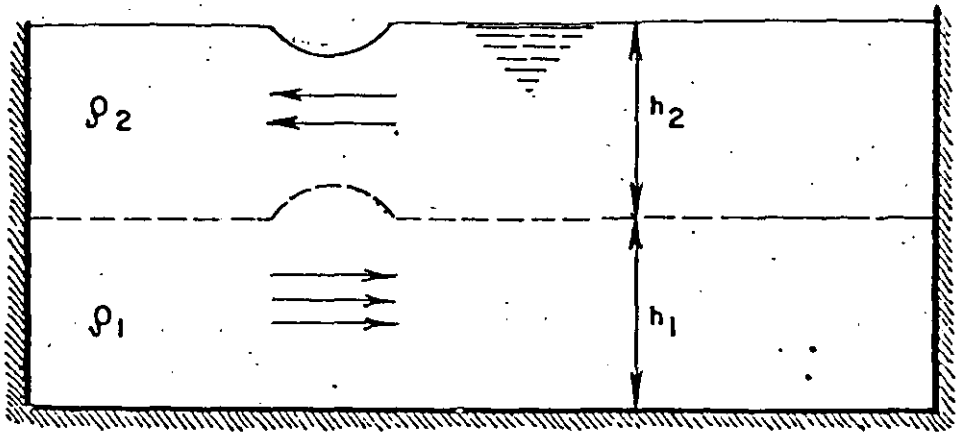


FIG. 17.- Efecto de una onda de translación sobre la capa inferior.

De las ecuaciones básicas de movimiento del agua para la capa superior se entiende que una curva positiva en la interfase corresponde a una curva negativa en la superficie.

Problemas relacionados con las corrientes de densidad.

Estos problemas pueden separarse en tres grupos:

a. Navegación.

b. Sedimentación.

c. Intrusión salina.

Los problemas de navegación se presentan cuando la-

corriente que actúa sobre una embarcación cambia rápidamente de dirección. La figura 18 muestra el caso cuando una dársena se conecta con un río fluvial o estuario.

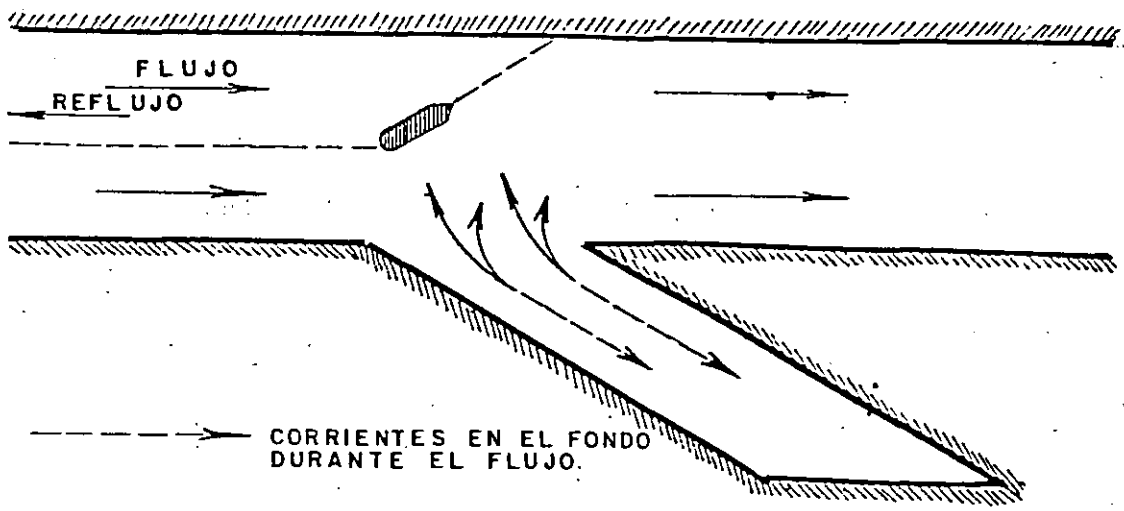


FIG. 18.- Problemas de Navegación

Cuando una embarcación con calado relativamente pequeño navega aguas arriba durante la marea alta, experimenta repentinamente una corriente transversal formada por el agua dulce que es sacada de la dársena por la intrusión de agua salada. Los efectos de este fenómeno pueden ser desastrosos, ya que los marineros esperan que se presente una corriente hacia la dársena. Esto puede evitarse atendiendo a las indicaciones de los prácticos de los puertos.

La sedimentación ocurre en las dársenas cercanas a los ríos. Hacia aguas arriba la cuña salina se traslada como se muestra en la figura 19.

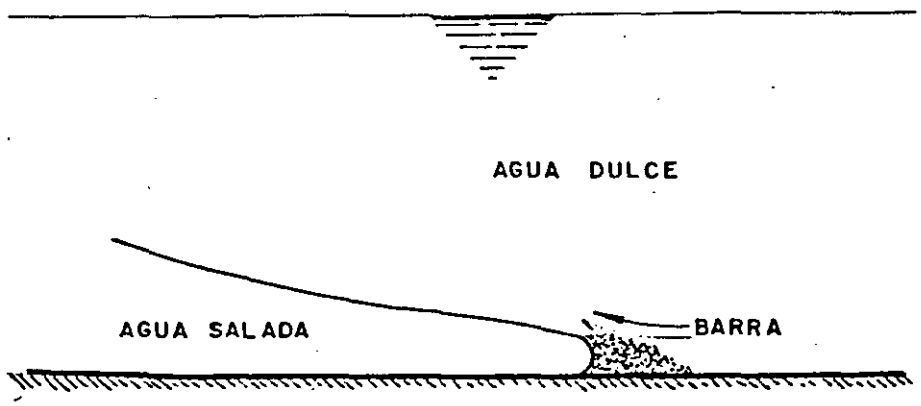


FIG. 19.- Formación de una barra debido a las corrientes de densidad.

En el lecho la velocidad del agua disminuye de tal suerte que el transporte de sedimentos por el fondo se nulifica formando una barra en el río, de acuerdo con la figura 20.

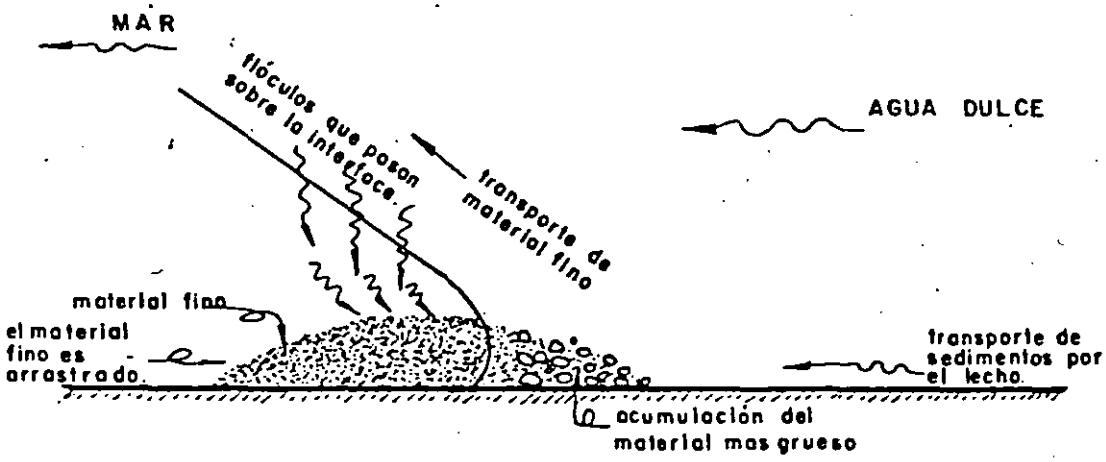


FIG. 20.- Contribución de material sólido para formar la barra.

En las dársenas las partículas en suspensión que -- transporta el agua salada durante el flujo se depositan- en el fondo. En el reflujo las velocidades no son sufi-- cientemente altas para regresar este material a su esta- do de suspensión nuevamente. Debido a que el agua dulce- (que ha llenado la dársena durante el reflujo) es empuja da fuera de la dársena por el agua salada, la cantidad - de material y agua que entran es mucho mayor que la re-- querida para llenar el prisma de marea. Cuando la dárse- na es muy larga, la cuña salina no alcanza a viajar en - toda la longitud de la dársena y regresar, por lo que no se presenta un completo intercambio de agua. En dársenas de corta longitud se pueden presentar varios intercam--- bios completos, de pendiendo de las variaciones de la sa linidad en un ciclo de marea; en cada intercambio se pre senta un depósito de material adicional.

Schif y Schonfeld derivaron una expresión para en-- contrar la longitud de la cuña salina en un canal rectan gular y horizontal, descargando al mar con poca influen- cia de la marea.

$$L = \frac{2h}{f_I} \left[\frac{1}{5F^2} - 2 + 3\ F^{2/3} - 6/5\ F^{4/3} \right] \quad \ldots\ldots \quad (4)$$

en donde:

$$f_I = \frac{8\ \tau_c}{\rho (V_1 - V_2)\ V_1 - V_2}$$

$$F = \frac{V_r}{\sqrt{\delta g h}}$$

L = Longitud de la cuña.

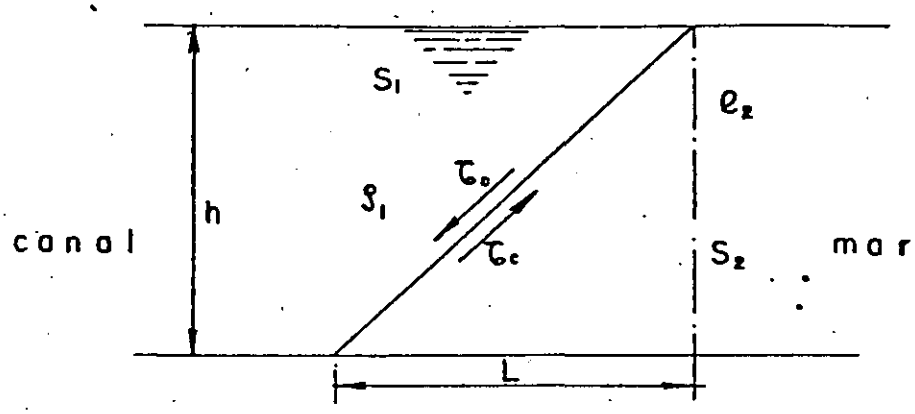
Vr ' = Velocidad del agua en el canal aguas arriba -

de la cuña.

V_1 = Velocidad del agua dulce sobre la cuña.

V_2 = Velocidad de la cuña salina.

τ_c = Esfuerzo cortante en la interfase.



El volumen de partículas de material que penetran en una dársena, depende de su concentración.

Si se tiene una dársena de 300 m de ancho, 3000 de longitud y tirante máximo de 10 m, con una concentración de sedimentos de 0.4 kg/m^3 en el flujo y 0.1 kg/m^3 en reflujo y un intercambio total de agua por ciclo de marea entonces la cantidad de material que se deposita por día es:

$$\frac{2 \times 300 \times 3000 \times 10 \times (0.4 - 0.1)}{1000} = 0.6 \times 10^3 \text{ ton/día}$$

Esta sedimentación, también denominada intercambio vertical del agua, es la que prácticamente contribuye toda la sedimentación en una dársena.

Adicionalmente, también ocurre sedimentación en los

vórtices, como los que se conforman en la entrada de las dársenas (ver figura No. 21), arrojando agua dentro de la dársena con agua en reposo y sedimenta el material antes que se presente el reflujo.

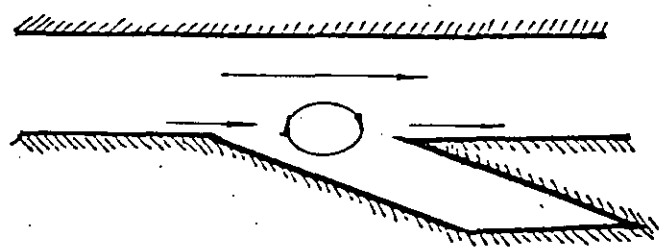


FIG. 21.- Formación de un vórtice a la entrada de una dársena.

Asimismo, se presenta una floculación del material en suspensión existente en el agua dulce cuando ésta es empujada hacia afuera de la dársena. Las partículas de arcilla en el agua dulce tienden a desprender iones positivos y entonces las moléculas de agua muestran su carácter dipolar y se forma una capa de agua alrededor de cada partícula de arcilla. En el resto de la masa de agua el potencial es aún negativo, lo que impide que las partículas de arcilla se junten y se decanten.

El agua salada que entra a la dársena contiene una concentración relativamente alta de iones cargados positivamente (Na^+, etc.), los que se neutralizan con la carga negativa del material en suspensión, para posteriormente ocurrir la floculación de las partículas de arcilla.

Con respecto al mezclado de agua salada y agua dul-

ce, su grado depende de la relación del escurrimiento de un cauce (agua dulce) con el prisma de marea. El mezclado completo se presenta cuando:

$$\frac{Q\,T}{\Omega} < \frac{1}{10} \qquad \text{(ver figura 22)}$$

en donde:

QT = El volumen escurrido en un ciclo de marea.

Ω = Prisma de marea en m^3.

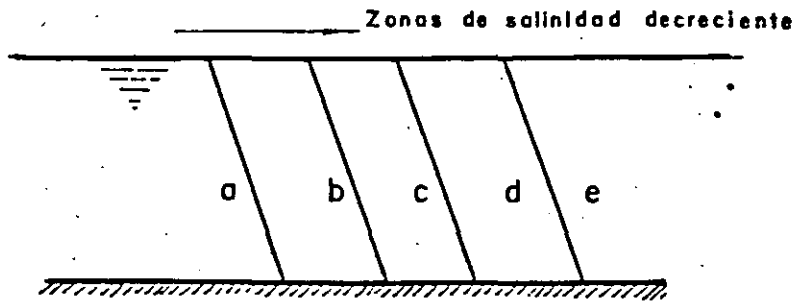


FIG. 22.- Mezclado Completo

El mezclado parcial ocurre cuando:

$$0.1 < \frac{QT}{\Omega} < 1 \qquad \text{(ver figura 23)}$$

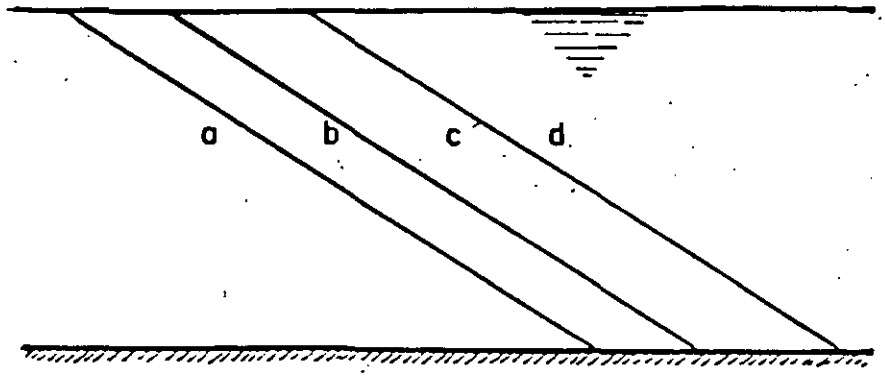


FIG. 23.- Mezclado Parcial

El mezclado insignificante existe cuando:

$$\frac{QT}{\Omega} > 1 \qquad \text{(ver figura 24)}$$

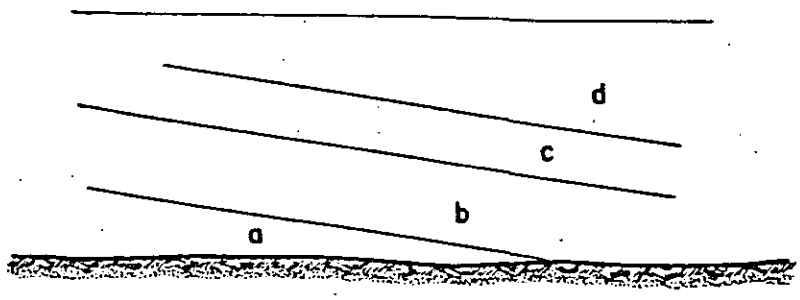


FIG. 24.- Mezclado Insignificante

En este caso se tienen capas casi horizontales de diferente salinidad.

Remedios contra la sedimentación.

1. Las dársenas pequeñas experimentan una sedimentación considerable provocada por la formación de un vórtice en la entrada. En algunas ocasiones se acostumbra orientar la entrada como se muestra en la figura 26, con el fin de reducir el vórtice y la sedimentación consecuente.

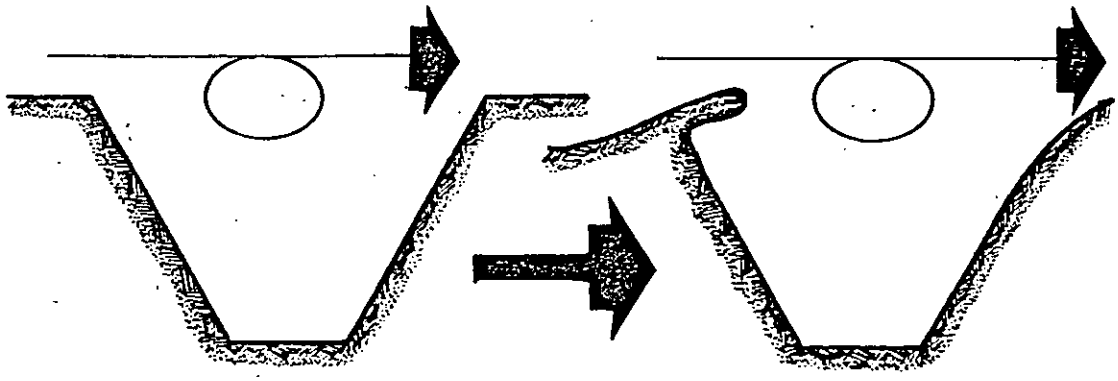


FIG. 26.- Reducción de la formación de vórtice.

2. Las dársenas muy largas pueden angostar la entrada para disminuir la sedimentación. La velocidad de la corriente de densidad únicamente depende de la diferencia de presión provocada por las diferencias en salinidad, por lo que se disminuye la cantidad de sal, sedimento en suspensión y agua que entra a la dársena en la unidad de tiempo. Cuando la dársena es tan larga que en la situación original no existe un intercambio total de agua, la relación de la sedimentación en la nueva situación (entrada angosta) comparada con la original, será la misma que resulta con la relación b_1/b_o. (Ver figura 26).

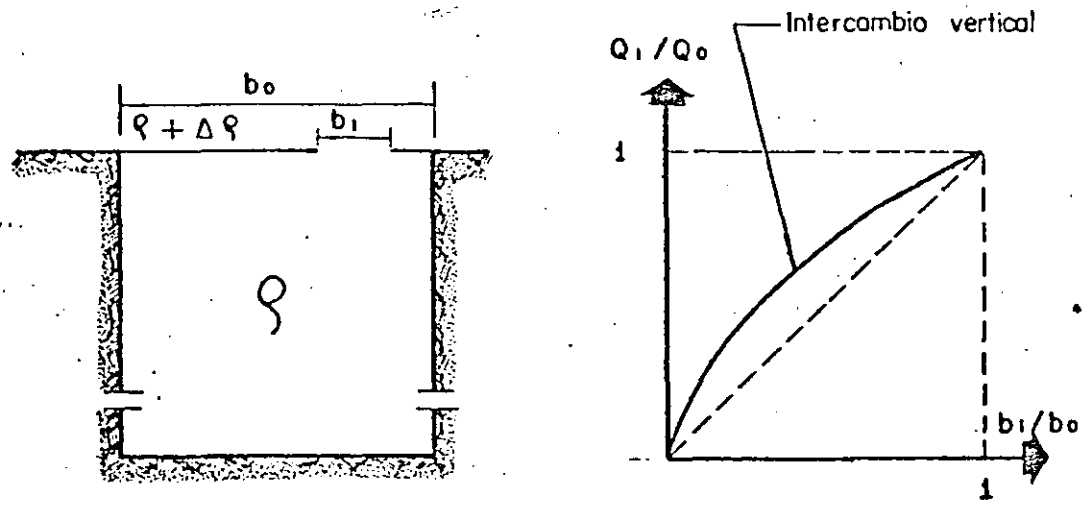


FIG. 26.- Disminución del intercambio vertical provocada por una entrada angosta.

Una segunda posibilidad para disminuir la sedimentación en una dársena larga es con una cortina de aire. El aire induce una corriente del mismo, como se muestra en la figura 27 . Cuando esta nueva corriente tenga una velocidad al menos igual a la velocidad de la cuña sali-

na, la única cantidad de agua salada que entra será la necesaria para elevar el nivel del agua el cual se incrementa aún más por el efecto de mezclado en la corriente que se levanta.

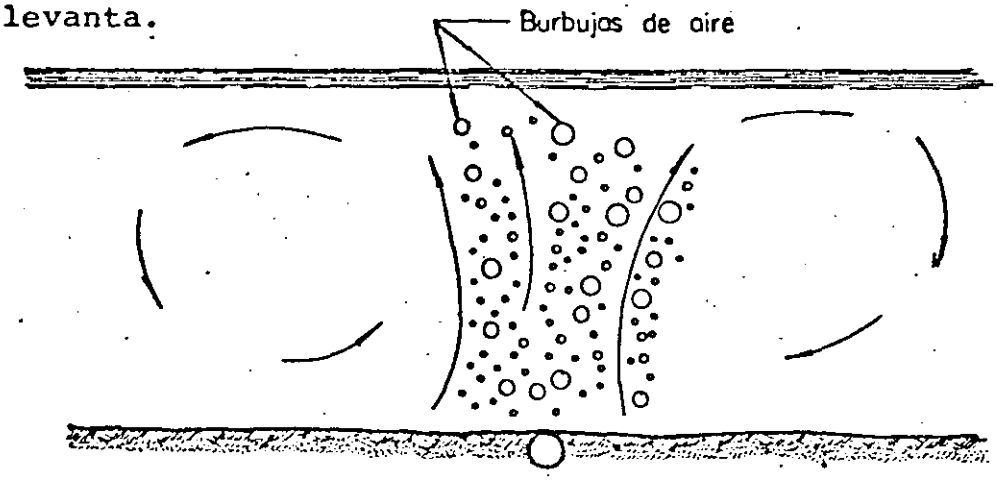


FIG. 27.- Cortina de aire.

La intrusión salina es un problema que se presenta en el caso de esclusas que comunican cuerpos de agua dulce y salada. Por ejemplo, en el caso de una esclusa de dimensiones 400 x 50 x 10 m y con diferencia en salinidad entre ambos cuerpos de agua de 20 p.p.m. = 0.02 kg/m^3, en cada operación de apertura la cantidad de sal que entra será de 50 x 400 x 10 x 0.02 = 4 x 10^3 kg ó 4 ton.

Esta intrusión se puede evitar de diferentes maneras:

1. Dragando una zanja adyacente a la esclusa sobre el canal de agua dulce, con el fin de atrapar el volumen de agua salada que se almacena en cada operación dentro de la esclusa. Después de cada apertura se bombea el agua salada desde la zanja y se regresa hacia el mar (ver figura 28.

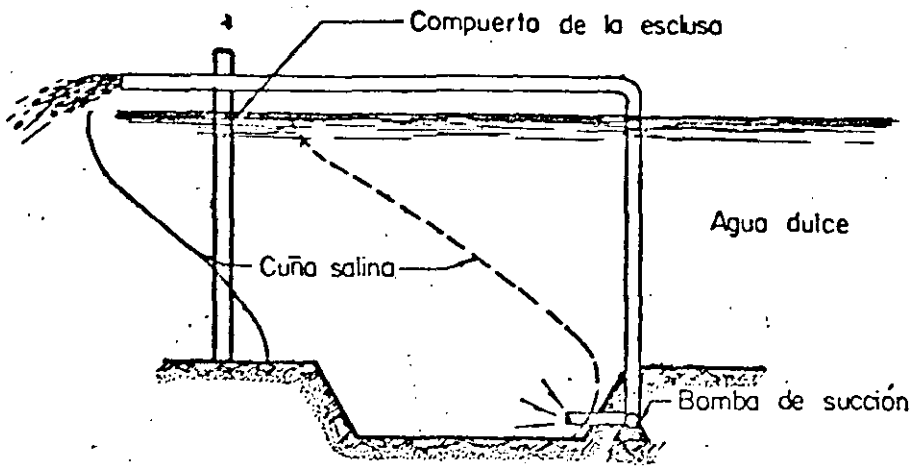


FIG. 28.- Zanja para extraer el agua salada.

2. Abriendo y cerrando las compuertas con la mayor rapidez posible.

Por ejemplo, si la velocidad de traslación de la cuña salina es de ± 0.50 m/seg, serán necesarios $\frac{2 \times 400}{0.5} =$ 1600 segs para lograr un intercambio completo.

3. Colocar una cortina de aire.

4. En cada operación extraer el agua salada fuera de la esclusa y reemplazarla con agua dulce.

4- REGIMEN DE VASOS A MAREA LIBRE.

El análisis de los cuerpos de agua que se comunican con el mar, como es el caso de las lagunas litorales, bahías y estuarios, requiere en muchos casos definir la influencia del fenómeno de las mareas en lo correspondiente a fluctuaciones del nivel del agua, el retraso en el que se presenta la altura de marea máxima en el vaso-

con respecto al mar y la velocidad máxima promedio que se presenta en el canal.

Como es de suponerse, los cambios de nivel de la superficie libre del agua, dependen de un sin número de parámetros, mencionando entre otros, la forma del vaso, los taludes de las paredes, los aportes de agua dulce, la rugosidad de los canales de comunicación con el mar, el número y características de estas bocas, y tipo de marea. Por lo que se refiere al flujo de agua en la comunicación, destaca la influencia de la forma y dimensiones del vaso, el sentido del flujo, el rango de mareas, etc.

Los parámetros anteriores pueden simplificarse con el fin de facilitar la solución de las ecuaciones del comportamiento del sistema. Así, Keulegan simplifica el planteamiento al considerar que las paredes del vaso son verticales, en el canal de comunicación la profundidad es varias veces mayor a la amplitud de las mareas, no existen aportaciones provenientes de ríos y arroyos, no se presentan corrientes de densidad y las fluctuaciones del nivel del agua por efecto de la marea esta representada por una curva senoidal. Asimismo, se supone que el agua en el canal toma una forma prismática, la profundidad del canal es mucho mayor en relación al rango de variación de las mareas y el flujo en el canal está regido por la fórmula de Manning.

El análisis se enfoca inicialmente a evaluar el máximo desplazamiento de la superficie del agua en el vaso y posteriormente a determinar la máxima velocidad media en el canal durante el ciclo de marea.

4.1 Deducción de la ecuación de cambios de nivel.

Consideremos una sección longitudinal del canal de comunicación entre el vaso y el mar, como se muestra en la figura 29.

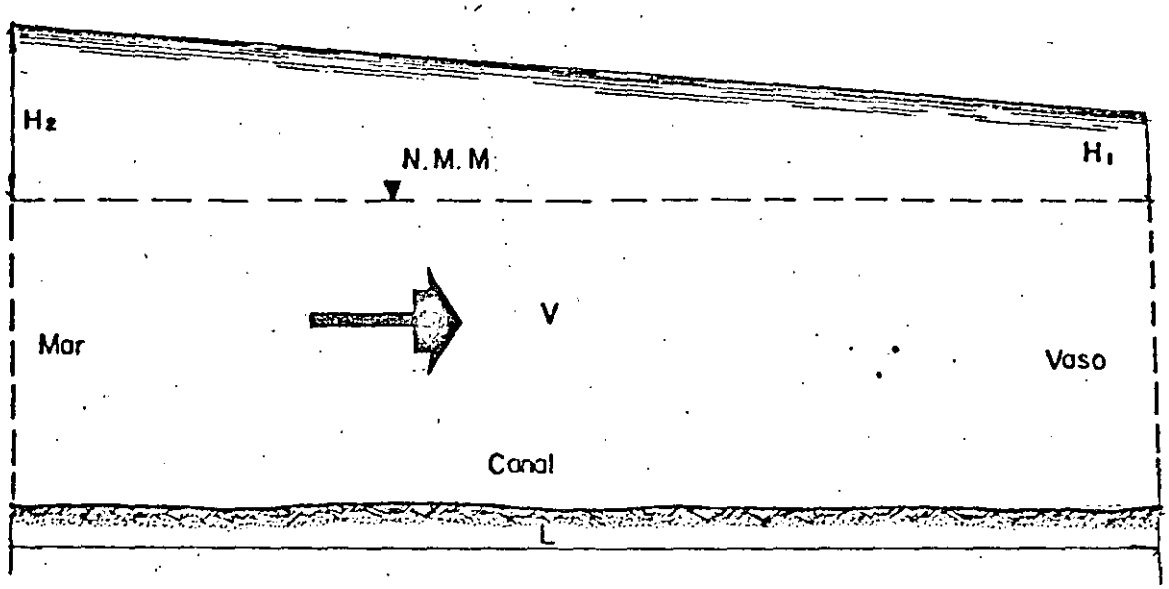


FIG. 29.- Gradiente Hidráulico, sobre el canal de comunicación

La diferencia de nivel de la superficie del agua en el vaso y en el mar puede representarse como $H_2 - H_1$.

Esta distancia puede ser descompuesta en dos partes, como sigue:

$$H_2 - H_1 = \Delta H_1 + \Delta H_2$$

en donde:

$$\Delta H_1 = m \frac{v^2}{2g} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (5)$$

siendo:

m = Coeficiente resultado de la distribución de velocidades. Si la distribución es uniforme, entonces m = 1.

ΔH_2, representa la pérdida de energía por fricción, por lo que utilizando la fórmula de Weisbach:

$$\Delta H_2 = \lambda \frac{L}{R_H} \frac{V^2}{2g} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (6)$$

donde:

λ = Coeficiente de fricción.

R_H = Radio hidráulico del canal.

V = Velocidad media del flujo en el canal.

Sumando las ecuaciones (5) y (6) :

$$\Delta H_1 + \Delta H_2 = (\lambda \frac{L}{R_H} + m) \frac{V^2}{2g}$$

Despejando V^2 se tiene:

$$V^2 = \frac{2g\ R_H}{\lambda L + m\ R_H} (H_2 - H_1)$$

Es deseable expresar la elevación con respecto al nivel medio del mar (n.m.m.) en términos de la semiamplitud de la marea que ocurre en el mar. Si el rango de la marea se representa por 2H, la semiamplitud será H. Entonces:

$$V^2 = \frac{2g\ R_H}{\lambda L + m\ R_H} \left(\frac{H_2}{H} - \frac{H_1}{H} \right)$$

o bien:

$$V = \sqrt{\frac{2g\ R_H\ H}{\lambda L + m\ R_H}}\ \sqrt{\frac{H_2}{H} - \frac{H_1}{H}} \quad \ldots\ldots \quad (7)$$

Si se expresa $h_2 = H_2/H$ y $h_1 = H_1/H$, entonces:

$$V = \sqrt{\frac{2g\ R_H\ H}{\lambda L + m\ R_H}}\ \sqrt{h_2 - h_1} \quad \ldots\ldots \quad (8)$$

Como no se consideran aportaciones de agua provenientes de ríos y las paredes se estiman verticales, al suponer que las variaciones del nivel del agua producidas por la marea influyen en toda el área del vaso, la ecuación de almacenamiento de agua en el vaso resulta:

$$A\ \frac{d\ H_1}{dt} = a\ V \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (9)$$

donde:

A = Area del vaso.

a = Area desde sección transversal del canal prismático.

V = Velocidad media del agua en el canal.

$\frac{d\ H_1}{dt}$ = Variación del nivel del agua en el vaso con respecto al tiempo.

De la ecuación 9,

$$\frac{d\ H_1}{dt} = \frac{a}{A}\ V \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (10)$$

Al considerar el período T de un ciclo de marea, se puede escribir:

$$\frac{t}{T} = \frac{\theta}{2}$$

donde:

θ = Tiempo específico de la marea, en radianes.

Entonces:

$$\frac{d\,h_1}{d\theta} = \frac{T}{2\ H}\ \frac{a}{A}\ V \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (11)$$

Sustituyendo la ecuación 10 en la ecuación --- No. 11 y al considerar:

$$K = \frac{T}{2\pi H}\ \frac{a}{A}\ \sqrt{\frac{2g\ R_H\ H}{\lambda L + m\ R_H}}\ , \text{ entonces:}$$

$$\frac{d\,h_1}{d\theta} = K\ \sqrt{h_2 - h_1}\quad ;\quad (h_2\ \ h_1) \ldots (12)$$

que es la ecuación diferencial para las fluctuaciones de la superficie en el vaso cuando el nivel del mar es mayor que el nivel en el vaso. Cuando se presenta la condición contraria, o sea, cuando el nivel del mar es inferior al nivel en el vaso, la ecuación correspondiente es:

$$\frac{d\,h_1}{d\theta} = -K\ \sqrt{h_1 - h_2}\quad ;\ (h_1 > h_2) \ \ldots\ldots (13)$$

Al coeficiente K se le denomina Coeficiente de Sensibilidad de Llenado.

4.2 Variación senoidal de la superficie del mar.

Suponiendo que las fluctuaciones en la superficie del agua del mar puede ser representados por una curva senoidal, la solución más general que describe las fluctuaciones de nivel de la superficie del agua en el vaso necesita estar afectada con referencia a la altura de la superficie del agua en el vaso en el instante en el que es conectado con el mar.

Sin embargo, si el vaso ha estado comunicado con el mar durante largo tiempo, las fluctuaciones de la superficie del agua en el vaso llegan a ser estables y las fluctuaciones entre límites ya no varían con el tiempo. Los mismos límites pueden ser establecidos no tomando en cuenta las condiciones iniciales en que hubo estado el nivel en el vaso. Sin embargo, las fluctuaciones de la superficie del agua en el vaso son periódicas, y no se puede decir que la variación corresponda a una curva senoidal pura, debido a que la resistencia a la fricción del canal de unión varía con el cuadrado de la velocidad media.

Considerando que los desplazamientos de la superficie del agua en el mar y en el vaso están dados sobre un eje común en el tiempo t, o por el parámetro adimensional θ (ver figura 30), el origen del tiempo debe ser tomado en el instante en que h_2 y h_1 son iguales y h_2 comienza a crecer más rápidamente que h_1. Entonces, como se muestra en la figura IV.33, $h_2 = 0$ cuando $\theta = \tau_0$. Teniendo en cuenta que la ascilación de la superficie del mar viene dada por:

$$h_2 = \text{sen}\ (\theta - \tau), \quad 0 < \theta < 2 \quad \ldots\ldots \quad (13.a)$$

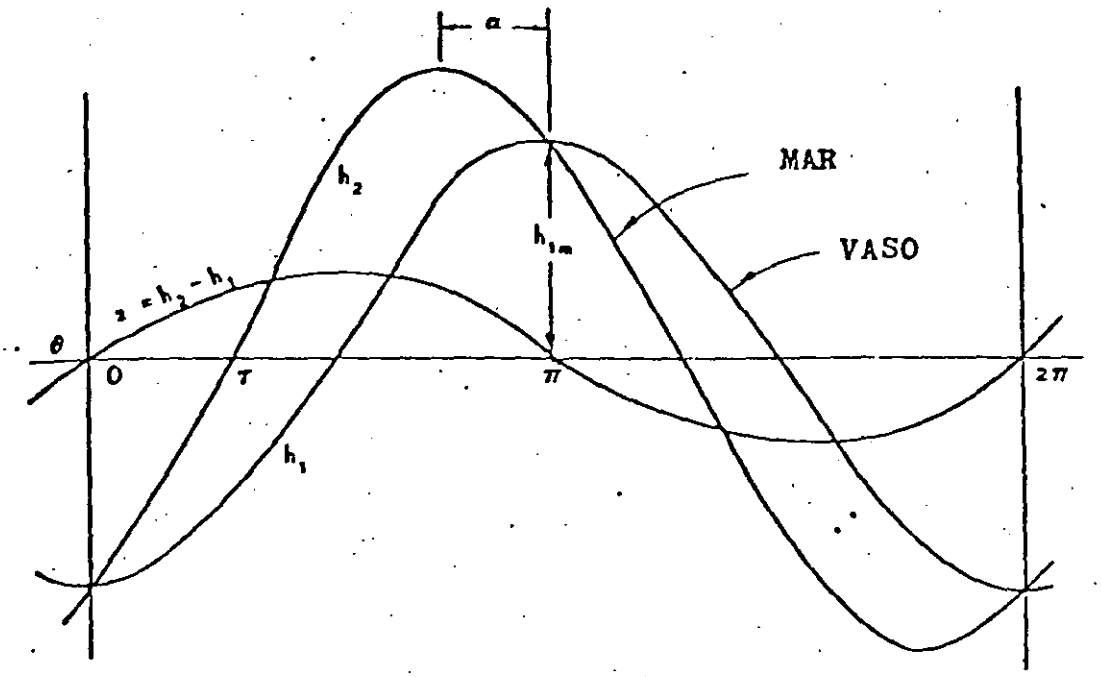


FIG. 30.- Variaciones de la superficie del mar y el vaso

debe considerarse que se sostendrá el método de solución a seguir durante la porción de tiempo en el cual el nivel del agua en el mar sea mayor al nivel del agua en el vaso. Se podrá considerar que durante un tiempo T/2 la superficie del mar es mayor que la superficie en el vaso. La suposición se verificará después. Acordando que la determinación de h_1 debe estar separada en rangos de valores comprendidos en $0 < \theta < \pi$ y $\pi < \theta < 2\pi$, donde el primer rango T/2 es cuando $h_2 > h_1$ y el segundo lapso T/2 es cuando $h_1 > h_2$, se tiene:

Para el primer lapso T/2, $h_2 > h_1$, tenemos:

$$h_2 > h_1 \ , \quad 0 < \theta < \pi$$

$$h_2 = \text{sen}\ (\theta - \zeta) \quad \ldots\ldots\ldots \quad (14)$$

$$\frac{dh_1}{d} = K \sqrt{(h_2 - h_1)} \quad \ldots\ldots \quad (15)$$

$$h_2 = h_1 \ , \quad \theta = 0$$

$$\text{y} \quad h_2 = h_1 \ , \quad \theta = \pi$$

Para el segundo lapso T/2, $h_1 > h_2$, tenemos:

$$h_1 > h_2 \ , \quad \pi < \theta < 2\pi$$

$$h_2 = \text{sen}\ (\theta - \zeta) \quad \ldots\ldots \quad (16)$$

$$\frac{dh_1}{d\theta} = -K \sqrt{h_1 - h_2} \quad \ldots \quad (17)$$

$$h_2 = h_1 \ , \quad \theta = \pi$$

$$\text{y} \quad h_2 = h_1 \ , \quad \theta = 2\pi$$

En vez de determinar h_1 directamente, es más conveniente obtener la diferencia, $h_1 - h_2$, de esta manera -- poniendo:

$$z = h_2 - h_1 \ , \quad 0 < \theta < \pi \quad \ldots\ldots \quad (18)$$

la ecuación 15 se reduce a:

$$\frac{dz}{d\theta} = -K \sqrt{z} + \frac{dh_2}{d\theta}$$

introduciendo después el valor de h_2 de la ecuación No. 16 , el problema matemático para el primer rango se - desarrolla como sigue, para la determinación de z:

$$z > 0 \quad , \quad 0 < \theta < \pi$$

$$\frac{dz}{d\theta} = -K \sqrt{z} + \cos\theta \cos\zeta + \operatorname{sen}\theta \operatorname{sen}\zeta \quad .. \quad (19)$$

$$z = 0 \ , \ \theta = 0$$
$$z = 0 \ , \ \theta = \pi$$

Para el segundo rango, poniendo:

$$z = h_1 - h_2 \ , \ \pi < \theta < 2\pi \ . \ . \ . \ . \qquad (20)$$

con la ecuación No. 17 llegamos a:

$$\frac{dz}{d\theta} = -K \sqrt{z} - \frac{dh_2}{d\theta}$$

introduciendo la transformación:

$$\theta = \pi + \beta \quad . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \ . \qquad (21)$$

y por lo tanto la relación:

$$h_2 = - \operatorname{sen} (\beta - \zeta)$$

el problema matemático para el segundo rango involucra para su solución, las relaciones:

$$z < 0 \ , \quad 0 < \beta < \pi$$

$$\frac{dz}{d\beta} = -K \sqrt{z} + \cos\beta \cos\tau + \operatorname{sen}\beta \operatorname{sen}\tau \quad .. \quad (22)$$

$$z = 0 \ , \quad \beta = 0$$
$$z = 0 \ , \quad \beta = \pi$$

Comparando las ecuaciones (19) y (22) nos indican que será suficiente obtener la solución de z sólo para el primer rango. El comportamiento de z para el segundo rango puede ser deducido. La misma comparación nos -- muestra también que la porción del tiempo durante el - - cual la superficie del mar es superior a la superficie - del vaso corresponde a un tiempo T/2. Por lo tanto, la - suposición original queda comprobada.

Entonces la solución a la ecuación (19) queda de- la forma:

$$z = f(\theta) \quad . . . . . \quad (23)$$

y ya que:

$$h_1 = h_2 - z \ , \quad 0 < \theta < \pi$$

el valor de h_1 para este rango es:

$$h_1 = \operatorname{sen}(\theta - \tau) - f(\theta) \quad . . . . \quad (24)$$

Nuevamente, debido a que la solución de la ecuación (22) es de la forma:

$$z = f(\beta) \quad . . . . . \quad (25)$$

y como:

$$h_1 = z + h_2 \ , \quad 0 < \beta \ \pi$$

el valor de h_1 para el segundo rango es:

$$h_1 = \text{sen}\ (\beta - \tau) + f\ (\beta),\ \theta = \pi + \beta \ldots \quad (26)$$

La interpretación geómetrica acerca de esta discusión es fácilmente inferida. La curva de h_1 para el primer rango es ascendente, es decir, su pendiente es mayor o igual que cero. La curva de h_1, para el segundo rango es invertida y movida a lo largo del eje θ una distancia π.

Método aproximado de solución.

La determinación de la forma de z queda satisfecha por una ecuación diferencial (ecuación 19), que puede ser resuelta en varias formas. Como están involucrados cambios periódicos, es preferible la solución tomando en cuenta la función circular de θ. De esta forma y utilizando las series de Fourier para la solución de $\sqrt{\text{sen}\ \theta}$ se llega a:

$$z = a_1\ \text{sen}\,\theta + a_1\ b_3\ (\cos\theta - \cos 3\theta) + a_1\ a_3\ \text{sen}\ 3\theta \quad .. (27)$$

$$z^{1/2} = a_1^{1/2}\ (N_1\ \text{sen}\,\theta + N_3\ \text{sen}\ 3\theta) + \frac{b_3\ N_1}{2}\ (\cos\theta - \cos 3\theta)$$

$$+ \frac{a_3\ N_1}{2}\ \text{sen}\ 3\theta) \quad \ldots\ldots \quad (28)$$

y :

$$\frac{dz}{d\theta} = a_1\ \cos\theta + a_1\ b_3\ (-\text{sen}\ \theta + 3\text{sen}\ 3\theta) +$$

$$3\ a_1\ a_3\ \cos 3\theta \quad \ldots\ldots \quad (29)$$

donde N_1 toma el valor de 1.1107, N_3 el valor de 0.1580 y a_1, a_3, b_1 y b_3 son constantes a determinar.

Tomando en cuenta que las fluctuaciones de la superficie del agua en el vaso están dadas por $h_1 = z + h_2$ y que z está dada por la ecuación (27), las cantidades - a_1, a_3, b_3 y σ son los parámetros que determinan la forma de las fluctuaciones en el vaso como función del tiempo. Estas constantes dependen individualmente del coeficiente de llenado K. Sus valores, determinados de acuerdo a lo proyectado en el planteamiento de las relaciones al respecto, están dados en la tabla 1.

En el método usado, los resultados están obtenidos dentro de la solución con una segunda aproximación de la ecuación diferencial, ecuación 4.23. El método del análisis es semejante a uno que pueda tener grandes aproximaciones. Esta posibilidad, sin embargo, tiene únicamente un significado teórico, tomando en cuenta que los - - cálculos que hay que hacer son muy largos y pueden ser - evitados.

4.3 Amplitud de mareas en el vaso y desfasamiento.

- El rango de mareas en el vaso es el doble del des-- plazamiento máximo de la superficie del agua en el vaso- medida a partir del nivel medio del mar. Los máximos y - mínimos desplazamientos corresponden a la diferencia nula de z ($h_2 = h_1$), ya que para estos puntos $dh_1/d\theta$ es - nula (ver ecuación 15). Como z es nula en los puntos - $\theta = 0$ y $\theta = \pi$, es suficiente el considerar el valor de-

h_1 en $\theta = \pi$, donde h_1 es máxima, llamando a este valor - h_{1m}. Tomando en cuenta las características adimensionales de esta cantidad, nos muestra que h_{1m} nos da la proporción del semirango de mareas en el vaso al semirango de mareas en el mar. Ya que en $\theta = \pi$, h_{1m} es igual a - - h_2 y como el valor de h_2 en $\theta = \pi$ es sen τ (ver ecuación No. 14, la proporción de la semiamplitud de mareas en el vaso a la semiamplitud de mareas en el mar es:

$$h_{1m} = \text{sen } \tau \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \qquad (30)$$

La relación de la amplitud de mareas en el vaso a - la amplitud de mareas en el mar es también sen τ. Los valores de sen τ como una función de K se muestran en la - tabla 2. Entonces la amplitud de mareas en el vaso se puede leer directamente de la tabla y por lo tanto el -- coeficiente de llenado K es conocido para un vaso en particular (ver figura No. 31).

La siguiente pregunta a considerar es el retardo entre el máximo desplazamiento de la superficie del agua - en el mar y el máximo desplazamiento del agua en el vaso. Expresando el retardo en radianes y denotándolo por α, el máximo desplazamiento de la superficie del agua ocurre en θ_m y tiene el valor, de la ecuación No. 14.

$$\theta_m - \tau = \frac{\pi}{2}, \quad {}_m = \frac{\pi}{2} + \tau$$

El máximo desplazamiento de la superficie del agua en el vaso ocurre cuando $\theta = \pi$. Entonces el desfasamiento es:

$$\alpha = \pi - \theta_m \quad \text{ó}$$

$$\alpha = \frac{\pi}{2} - \tau \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \qquad (31)$$

TABLA 1

PARAMETROS DE LA VARIACION DE LA SUPERFICIE DEL AGUA EN EL VASO, COMO FUNCION DE K.

K	a_1	a_3	b_3	cos τ	sen τ
0.1	0.9936	-0.0001	-0.0052	0.99327	0.115804
0.2	0.9745	-0.0004	-0.0106	0.97334	0.22934
0.3	0.9435	-0.0009	-0.0164	0.94086	0.33874
0.4	0.9020	-0.0017	-0.0220	0.89735	0.44137
0.5	0.8515	-0.0028	-0.0282	0.84425	0.53593
0.6	0.7942	-0.0043	-0.0347	0.78386	0.62091
0.7	0.7325	-0.0063	-0.0418	0.71856	0.69549
0.8	0.6689	-0.0089	-0.0495	0.65091	0.75917
0.9	0.5997	-0.0123	-0.0579	0.57732	0.81649
1.0	0.5451	-0.0165	-0.0664	0.51783	0.85551
1.2	0.4369	-0.0281	-0.0849	0.39949	0.91676
1.4	0.3489	-0.0448	-0.1038	0.30119	0.95357
1.6	0.2811	-0.0661	-0.1201	0.22449	0.97446
1.8	0.2294	-0.0910	-0.1327	0.16588	0.98614
2.0	0.1893	-0.1177	-0.1401	0.12160	0.99258
3.0	0.8830×10^{-1}	-0.2207	-0.1187	0.02953	0.99956
4.0	0.5032×10^{-1}	-0.2606	-0.0802	0.01037	0.99995
5.0	0.3232×10^{-1}	-0.2740	-0.0532	0.00575	0.99898
6.0	0.2249×10^{-1}	-0.2794	-0.0377	0.00363	0.99999
7.0	0.1653×10^{-1}	-0.2817	-0.0280	0.00256	1.0000
8.0	0.1266×10^{-1}	-0.2828	-0.0215	0.00192	1.0000
9.0	0.1001×10^{-1}	-0.2835	-0.0170	0.00150	1.0000
10	0.8105×10^{-2}	-0.2845	-0.0138	0.00119	1.0000
20	0.2026×10^{-2}	-0.2845	-0.0035	0.00030	1.0000
30	0.9007×10^{-3}	-0.2845	-0.0015	0.00013	1.0000
40	0.5066×10^{-3}	-0.2845	-0.0009	0.00008	1.0000
50	0.3242×10^{-3}	-0.2845	-0.0006	0.00005	1.0000
60	0.2252×10^{-3}	-0.2845	-0.0004	0.00004	1.0000
70	0.1654×10^{-3}	-0.2845	-0.0003	0.00003	1.0000
80	0.1267×10^{-3}	-0.2845	-0.0002	0.00002	1.0000
90	0.1001×10^{-3}	-0.2845	-0.0002	0.00001	1.0000
100	0.8105×10^{-4}	-0.2845	-0.0001	0.00001	1.0000

TABLA 2

COEFICIENTE C EN LA FORMULA DEL PRISMA DE MAREAS
Y LA AMPLITUD DE LA MAREA EN EL VASO

K	sen z	C	K	sen	C
0.1	0.1158	0.8106	4.0	0.9999	0.9993
0.2	0.2293	0.8116	5.0	0.9999	0.9994
0.3	0.3387	0.8128	6.0	1.0000	0.9997
0.4	0.4414	0.8153	7.0	1.0000	0.9997
0.5	0.5359	0.8184	8.0	1.0000	0.9998
0.6	0.6209	0.8225	9.0	1.0000	0.9998
0.7	0.6955	0.8288	10.0	1.0000	0.9998
0.8	0.7592	0.8344	20	1.0000	0.9998
0.9	0.8165	0.8427	30	1.0000	0.9999
1.0	0.8555	0.8522	40	1.0000	0.9999
1.2	0.9168	0.8751	50	1.0000	0.9999
1.4	0.9536	0.9016	60	1.0000	1.0000
1.6	0.9745	0.9267	70	1.0000	1.0000
1.8	0.9861	0.9484	80	1.0000	1.0000
2.0	0.9926	0.9650	90	1.0000	1.0000
3.0	0.9996	0.9950	100	1.0000	1.0000

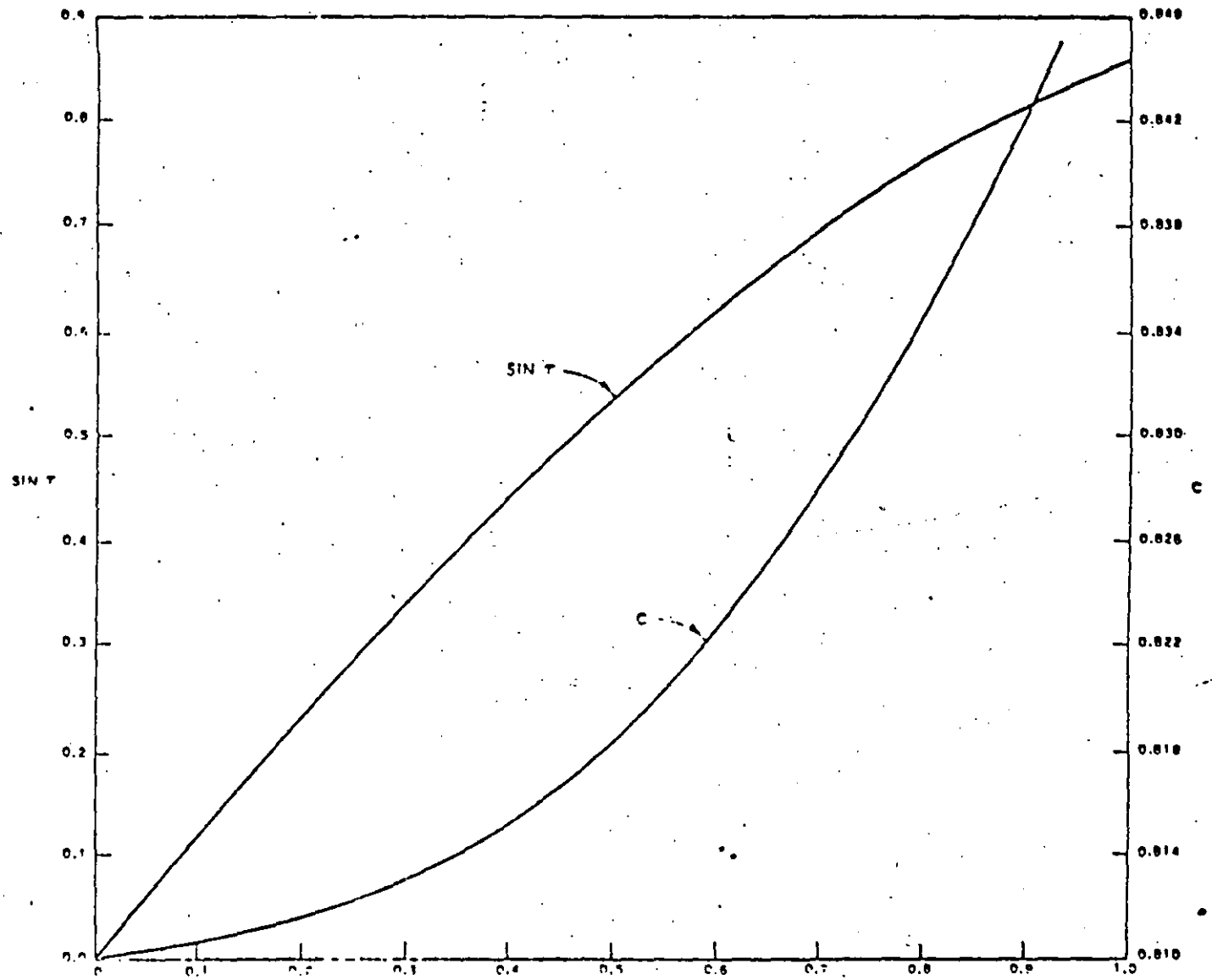


FIGURA 31.- RELACION DEL COEFICIENTE DE LLENADO K CON C Y SEN

4.4 Prisma de mareas y máxima velocidad media en el canal.

El volumen de agua en el vaso incluído entre los-dos planos horizontales, uno dado por la elevación máxima de la superficie durante un ciclo de marea y el otro dado por la elevación menor de la superficie, es conocido como el prisma de mareas. Designando el volumen del prisma por Ω, si Q_m es el máximo gasto a través del canal durante - medio ciclo de mareas, el volumen del prisma, el máximo - valor de descarga y el período de mareas pueden ser relacionados por la expresión:

$$\frac{T\ Q_m}{\pi \Omega} = C \quad . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \; . \qquad (32)$$

donde C es un número adimensional.

El valor de C es cercano a la unidad, y su valor --- exacto depende del coeficiente de llenado K. Esta depen-- dencia será determinada después.

Con la máxima velocidad media denotada por V_m,

$$Q_m = a\ V_m$$

También por la condición de continuidad,

$$\Omega = a \int_0^{T/2} V\ dt$$

ya que $z = h_2 - h_1$:

$$V \doteq \sqrt{z}$$

y

$$V_m \doteq (\sqrt{z})_m$$

el subíndice m indica que se toman los máximos valores. Entonces:

$$\frac{Q_m}{\Omega} = \frac{(\sqrt{z})_m}{\int_0^{T/2} \sqrt{z}\, dt}$$

o, ya que $2\pi dt = T\, d\theta$:

$$\frac{T\, Q_m}{2\pi\Omega} = \frac{(\sqrt{z})_m}{\int_0^{\pi} \sqrt{z}\, d\theta} \quad \ldots\ldots \quad (33)$$

Siendo θ_1 el valor de θ que corresponde a z máxima en este punto $\sqrt{z}$ es también máximo. Acordando, $dz/d\theta = 0$, y de la ecuación (29):

$$\cos\theta_1 + b_3\,(-\operatorname{sen}\theta_1 + 3\operatorname{sen} 3\theta_1) + 3a_3\cos 3\theta_1 = 0$$

Ello puede mostrar que la más pequeña raíz de esta ecuación es:

$$\theta_1 = \frac{\pi}{2} + \xi \quad \ldots\ldots \quad (34)$$

donde:

$$\xi = -\frac{4}{1 - 9a_3}\, b_3$$

$$\cos \Theta_1 = -\xi$$

$$\cos 3\Theta_1 = 3\xi$$

$$\text{sen } \Theta_1 = 1, \text{ sen } 3\Theta_1 = -1$$

De la ecuación (28) el máximo valor de $\sqrt{z}$ es:

$$(\sqrt{z})_m = a_1^{1/2} \left(N_1 \text{ sen}\Theta_1 + N_3 \text{ sen } 3\Theta_1 + \frac{b_3 N_1}{2} (\cos\Theta_1 - \cos 3\Theta_1) + \frac{N_1 a_3}{2} \text{ sen } 3\Theta_1\right)$$

Introduciendo el valor de Θ_1 de la ecuación (34), esto se reduce a:

$$(\sqrt{z})_m = a_1^{1/2} \left(N_1 - N_3 - 2N_1 b_3 \xi - \frac{N_1 a_3}{2}\right) \quad \ldots\ldots (35)$$

Nuevamente, de la ecuación (28) e integrando:

$$\int_0^{\pi} z^{1/2} \, d\Theta = 2a_1^{1/2} \left(N_1 + \frac{1}{3} N_3 + \frac{1}{6} N_1 a_3\right) \quad \ldots\ldots (36)$$

Sustituyendo estas expresiones, ecuaciones (35) y (36), en la ecuación (33) y tomando en cuenta el hecho de que N_3, a_3 y b_3, ζ son todas cantidades pequeñas, tenemos:

$$\frac{T\, Q_m}{\pi \Omega} = 1 - \frac{4}{3} \frac{N_3}{N_1} - 2b_3 \xi - \frac{2}{3} a_3$$

El miembro de la derecha de la ecuación es expresa--

do por C en la ecuación (32), esto es:

$$C = 1 - \frac{4}{3}\ \frac{N_3}{N_1} - 2b_3 \xi - \frac{2}{3}\ a_3 \quad \ldots\ldots \quad (37)$$

Es obvio que C depende de K, ya que a_3, b_3 y ξ dependen de K. Valores de C calculados usando la última expresión están dados en la tabla 4.2. En ella se muestra que para valores de K comprendidos entre 0.1 y 100 el valor de C varía de 0.8106 a 1.0000 (ver figura No. 31).

La fórmula para el prisma de mareas es importante para poder evaluar la máxima velocidad media en el canal. Por la definición del prisma de mareas:

$$\Omega = 2\ h_{1m}\ A\ H$$

donde h_{1m} es la relación del máximo desplazamiento de la superficie del agua en el vaso, al máximo desplazamiento de la superficie en el mar. Entonces, usando la ecuación (30):

$$\Omega = 2\ A\ H\ \text{sen}\ \zeta$$

como antes,

$$Q_m = V_m\ a$$

Introduciendo esto en la fórmula de prisma de mareas, ecuación (32), nos da:

$$V_m = 2\pi C\ \frac{A}{a}\ \frac{H}{T}\ \text{sen}\ \zeta \quad \ldots\ldots \quad (38)$$

Esta es la ecuación que nos relaciona la máxima ve--

locidad media en el canal con la amplitud de marea en el mar, 2H. En la expresión, H está dada en pies y T en segundos.

.5 ESTABILIDAD DE ACCESOS COSTEROS.

El equilibrio o estabilidad de los canales a marea-libre puede analizarse en dos forma: la primera, considerando la posición de la entrada con respecto a su localización en planta -estabilidad horizontal-, y la segunda, tomando en cuenta las características de la sección transversal -estabilidad vertical-.

5.1 Estabilidad horizontal.

Los canales podrán ser estables o migratorios. La estabilidad o la migración es función de su edad. En el caso de albuferas, puede abrirse un canal durante una tormenta, cerrándose de inmediato; pero si las condiciones interiores de la laguna son favorables, es posible que permanezca abierto, iniciando un proceso migratorio, que de no existir interferencias, puede adoptar una situación estable. En este proceso, tiene una gran influencia el acarreo litoral M, el área de entrada a y la longitud L del canal.

Consideremos una entrada cuyas características estén cerca del ideal (figura 32). En este caso la barra tiene una disposición tal, que su centro de curvatura está muy próximo a la sección principal de salida. El oleaje, por efectos de refracción, generará un sistema -

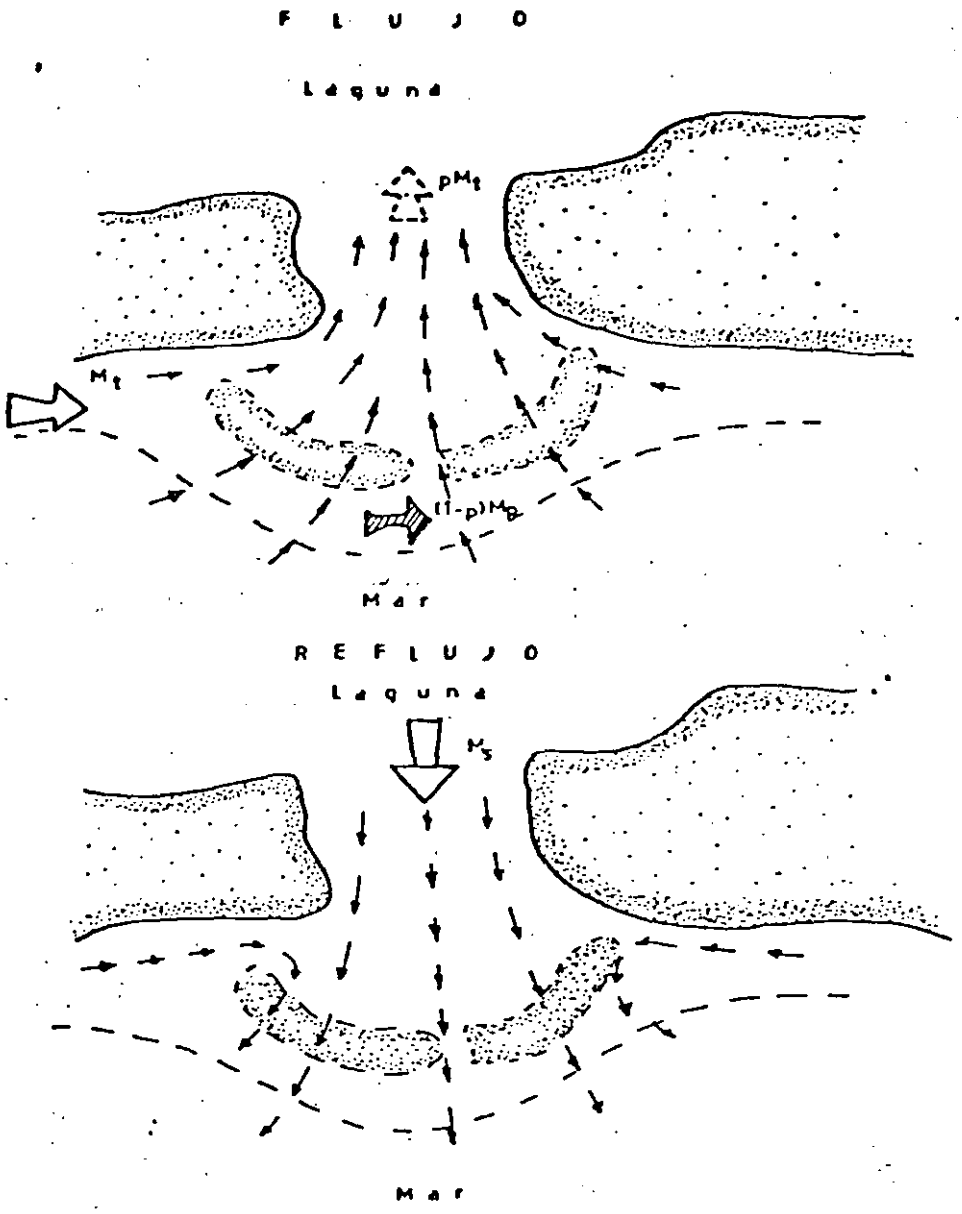


FIGURA 32.- FORMAS DEL PASO DEL MATERIAL.

de transporte tanto normal como paralelo a la costa y -- orientado hacia la boca. Dicho material es susceptible - de ser arrastrado hacia el interior de la laguna, donde- existe un predominio de las corrientes de flujo sobre -- las de reflujo. Si llamamos M_t al acarreo litoral total- y p al porcentaje del mismo, que es llevado por el flujo hacia el canal, $(1 - p)\ M_t$ será el material que pase por barra.

Por otro lado, llamemos M_s a la capacidad de transporte que tiene el canal debido al flujo y reflujo. Se - puede examinar la estabilidad horizontal a la luz de las relaciones de longitud del canal, material que entra al- canal y capacidad de transporte del mismo. Mientras que- estas relaciones se mantengan dentro de un valor tal que $M_s > p\ M_t$ y el canal no sea demasiado largo, la estabilidad está asegurada en un cierto grado.

Hay que considerar también el efecto que pueda te-- ner sobre la boca la presencia de escolleras. En térmi-- nos generales, según O'Brien, las escolleras no sólo estabilizan la posición de una entrada, sino que la protegen contra el cierre de ella por acción del oleaje; aún- más, la dimensión del área puede ser muy reducida siem-- pre y cuando esté debidamente protegida.

También es necesario considerar el efecto que ten-- drán las escolleras en el régimen costero. Si se constituyen en una barrera completa, las playas adyacentes sufrirán la reorientación típica que se presenta por la -- presencia de un obstáculo normal a la playa. En términos generales se estima que las escolleras pueden reducir en un 33% el material que entra a las bocas. Cuando un cier

to porcentaje pasa de un lado a otro de las escolleras,- se presentará una situación similar a la anterior dando- también lugar a la formación de bajos.

En todos los casos hay que prever que el cordón litoral sea lo suficientemente robusto para no debilitarse por las erosiones y dar lugar a la apertura de nuevas bocas que restarían eficiencia a la original.

5.2 Estabilidad vertical.

La estabilidad de la sección transversal está ligada con la estabilidad horizontal en el aspecto relativo- a la forma de paso del acarreo litoral de un lado a otro de la entrada, independientemente de la estabilidad de - la sección transversal propiamente dicha. Examinemos con cierta amplitud cada uno de los factores que es necesa-- rio considerar para el análisis completo de estabilidad.

Los agrupamos en dos tipos fundamentalmente:

a) Los que generan estabilidad.

b) Los que la contrarrestan.

El primero lo representa el intercambio de agua, debido a la marea, en tanto que el segundo el acarreo litoral.

5.3 Factores de estabilidad.

Entre ellos, el básico para los análisis, es el - -

prisma de marea que es el volumen en la laguna, comprendido entre el nivel de mareas bajas y el de mareas altas. - Sin embargo, esta definición pierde generalidad a medida- que aumenta el área de la laguna debido a: desfasamientos, pérdidas y modificaciones por la configuración del fondo. Es decir, en general se tiene que la pleamar y la bajamar tienen, en el interior de la laguna, un retardo con res-- pecto a la entrada. Además, el tiempo de flujo es menor - a medida que el punto considerado se aleja de la entrada, variando este tiempo de acuerdo con el tipo de marea y -- también la amplitud de la misma no es necesariamente me-- nor en el interior de la laguna que en la entrada.

Es conveniente agregar las observaciones de O'Brien, quien señala que cuando la diferencia en áreas entre los- niveles de marea baja y alta no es mayor del 25% es posi- ble valuar el prisma con una aproximación de ± 10%; pero- cuando esta diferencia aumenta o se tienen característi-- cas de mareas muy variables dentro de la laguna, el - - - cálculo del prisma tendrá que hacerse por áreas parcia--- les, tomando en cuenta variaciones de amplitud y fase, -- o más simplemente, efectuando mediciones directas de velo cidad en la entrada.

Una vez establecido un cierto valor del prisma de ma rea Ω, el área mínima de equilibrio de la entrada del ca nal, con o sin escolleras, está controlada por dicho pris ma de marea y por tanto, una reducción en él traerá como- consecuencia una reducción en esa área.

Asimismo, cuando existen dos o más bocas en la misma laguna, el cierre de una de ellas traerá como consecuen--

cía, según O'Brien, un aumento en las dimensiones de las otras.

Este argumento es un tanto cuanto discutible, sobretodo si se piensa en un vaso de gran extensión y con una geometría irregular. Por otra parte, es necesario de acuerdo con las recomendaciones de Krus Abecasis, mantener la entrada lo más cerca posible del centro de masas activas del agua dentro de la laguna. Conservando en mente lo anterior, es conveniente analizar los efectos del gasto máximo Q_m, la velocidad media máxima y el esfuerzo cortante.

Inicialmente los valores de la velocidad y el gasto pueden obtenerse del prisma o si se quiere, en primera aproximación pueden emplearse las expresiones:

$$\begin{aligned} V_{med\ máx} &= R^{1/8} - 0.2 \quad \text{Si } R \geq 5 \text{ mt} \\ V_{med\ máx} &= R^{1/8} - 0.1 \quad \text{Si } R < 5 \text{ mt} \end{aligned} \qquad \cdots\cdots \quad (39)$$

(V en m/seg., si R en m)

Su relación con τ puede hacerse a través de la fórmula de Chezy:

$$\begin{aligned} \tau &= \rho\, g\, R\, s \\ V &= C\, Rs \\ Q &= V\, a \end{aligned} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (40)$$

El factor τ merece atención particular, no obstante la discrepancia de opiniones sobre la importancia de él en el análisis de estabilidad. Se piensa que los elementos de juicio de Bruun y Gerritsen son más sólidos y por-

tanto se utilizará el criterio de estos autores.

El esfuerzo cortante τ debe analizarse considerando ciertos valores específicos, ellos son el esfuerzo cortante crítico τ_c y el esfuerzo cortante de estabilidad τ_s.

El valor del esfuerzo cortante se ve directamente afectado por el contenido de material en suspensión en el agua, así como también por el porcentaje "p" de acarreo litoral. Cerca de la entrada el movimiento de arena en el fondo y en suspensión, es complicado debido al doble efecto de corrientes de marea y efecto oscilatorio producido por el oleaje; además que por la refracción producida por la barra el transporte litoral está siempre orientado hacia la boca y en general, de acuerdo con lo indicado en la figura 32 , el acarreo litoral tenderá a cerrar la boca, aumentando esta tendencia con una acción severa y prolongada del oleaje, salvo en el caso de algunas tormentas en que la barra puede ser fuertemente erosionada y la boca, ampliada. Es decir, para cada tamaño de entrada, habrá un cierto tipo de oleaje, de altura y duración determinados, que puedan cerrar la boca no obstante el efecto de las corrientes de marea. Hechas las observaciones anteriores Bruun propone los siguientes valores del esfuerzo cortante de estabilidad:

CONDICION	τ_s (kg/m^2)
- Transporte litoral de fondo y en suspensión considerables.	0.50
- Transporte litoral de fondo y en suspensión medios.	0.45

CONDICION	τ_s (kg/m^2)
- Transporte litoral y en suspensión bajos	0.35

A partir de lo anterior la expresión correspondiente para el área de estabilidad es:

$$a_s = \frac{Q_m}{C \sqrt{\frac{\tau_s}{\rho g}}} \quad \ldots\ldots \quad (41)$$

donde:

C = Coeficiente de Chezy = 30 + 5 log a

a en m^2, C en m$^{1/2}$/seg.

C, el coeficiente de Chezy, es una medida de la rugosidad hidráulica y ρg es el peso específico del agua.- Basados en el conocimiento del tamaño aproximado de la sección transversal y la velocidad de flujo, se obtuvo la expresión que relaciona los valores de C con el área de la sección transversal de bocas de marea, desarrollada en Holanda (C = 30 + 5 log. a).

En cuanto al canal propiamente dicho, tendrá una cierta capacidad de transporte M_s que será función del esfuerzo cortante y consecuentemente de la velocidad media máxima, según Bagnold:

$$qs = \frac{\tau_o V}{(\gamma_s - \gamma)} \left[\frac{e_b}{\tan \alpha} + \frac{e_s V}{W} \right] \ldots (42)$$

5.4 Variables para el análisis de estabilidad.

Estas relaciones tienen por objeto conocer la situación existente o que puede presentarse en una boca; las preguntas básicas son:

¿Cómo pasará el material de un lado a otro de la boca?

¿Qué grado de estabilidad puede esperarse?

¿Las corrientes de marea, son capaces de mantener libre de azolves al canal?

Haciendo un resumen, los elementos que nos permitirán establecer las relaciones para responder a cada una de las preguntas anteriores son:

Ω - prisma de marea para mareas vivas (m^3/ciclo)

Q_m - gasto máximo para mareas vivas (m^3/seg)

V_m - velocidad máxima media (m/seg)

M_t - acarreo litoral total (m^3/año)

M_n - acarreo litoral neto (m^3/año)

M_s - capacidad de transporte de la sección (m^3/año)

p - porcentaje del acarreo litoral que entra al canal

τ - esfuerzo cortante en el canal (kg/m^2)

τ_s - esfuerzo cortante de estabilidad (kg/m^2)

a - área de la sección (m^2)

a_s - área de la sección estable (m^2)

5.5 Forma de paso del material.

En la naturaleza se observan dos formas de paso del material de un lado a otro de la boca. La primera es por barrera, o sea frente al canal se forma una barra convexa hacia el mar que sirve de "puente" por donde circula el arrastre de fondo. Esta condición no es muy favorable cuando se pretende utilizar el acceso para entrada de embarcaciones. La segunda es utilizando las corrientes de marea como medio de transporte; el material es arrastrado hacia el canal por las corrientes de flujo y regresado hacia al mar, del otro lado de la boca, con las de reflujo. Esta condición es en extremo favorable, siempre y cuando las características del canal sean tales que no se produzcan depósitos en su extremo interior. La forma de paso está determinada según Bruun, por la relación entre el gasto máximo y el acarreo litoral neto.

$$r = \frac{M_n}{Q_m} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (43)$$

Si $r > 200 - 300$ paso por barra

$r < 10 - 20$ paso por corriente de marea

Normalmente pueden presentarse formas de paso combinadas, ya que el intervalo entre 20 y 200 es demasiado grande. En general mientras más regular sea el transporte por una acción moderada o fuerte del oleaje en las playas inmediatas a la boca, existirán mejores condiciones para el paso del material. También hay que considerar el efecto de escolleras en la desembocadura. Normalmente el escollerado da lugar a un paso de tipo mixto, dependiendo el predominio de uno sobre otro, si el aca--

rreo se mueve por lo alto de la playa o por corrientes - litorales.

.5.6 Grado de estabilidad.

La relación que da el mejor índice es la establecida entre el prisma de marea y el acarreo litoral neto. - Si;

$$\Omega/M_n < 100 \quad \ldots\ldots\ldots \quad (44),$$

existirá una gran tendencia a la formación de bajos y la capacidad de autodragado de las corrientes de marea será muy bajo; de hecho esta situación creará una tendencia - a la divagación e inclusive bifurcación del canal disminuyendo, en consecuencia, la eficiencia hidráulica de la sección. Cuando la relación

$$\Omega/M_n > 150 \text{ a } 200 \quad \ldots\ldots\ldots \quad (45),$$

el grado de estabilidad es aceptable, siendo óptimo cuando el valor es superior a 300. El cociente Ω/M_n proporciona también un criterio para la selección del esfuerzo cortante de estabilidad τ_s; el criterio es el siguiente:

Ω/M_n 600	$150 < \Omega/M_n < 600$	$\Omega/M_n \leq 150$
τ_s (kg/m^2) = 0.46	0.50	0.51

Este criterio hace ver que para valores muy cercanos o inferiores a una estabilidad aceptable, puede tratarse de subsanar esta deficiencia con un incremento en la velocidad y por tanto, en el esfuerzo cortante de es-

tabilidad, buscando en esta forma mejorar la eficiencia hidráulica de la sección, hecho que podrá llevar a un incremento en el valor del prisma de marea y en consecuencia en el grado de estabilidad de la sección.

5.7 Capacidad de autoconservación del canal.

El análisis de esta capacidad puede hacerse tomando en cuenta diversas relaciones. Un primer criterio es comparando el valor de la velocidad de las corrientes de marea con la velocidad crítica del material del canal. A este respecto, la experiencia demuestra que es conveniente que, en general, las velocidades en el canal se conserven superiores a la crítica durante el 60 a 80% del tiempo, es decir, se ha encontrado que la relación V_m/V_c arroja los siguientes valores en cuanto al porcentaje de tiempo de marea en que la corriente es capaz de mantener un autodragado adecuado.

$\frac{V_m}{V_c}$	%
1.05	20
1.30	40
2.00	60
5.75	80

debe tratarse de que $V_m = 2$ a $5\ V_c$ ..... (46)

Por lo que toca a la comparación entre el gasto máximo Q_m y el acarreo neto M_n, se tiene que si:

$$Q_m/M_n > 0.01 \quad \text{.....} \quad (47)$$

las condiciones de estabilidad son mejores que si es menor de ese valor. El análisis más completo es quizás el que se hace tomando en cuenta las relaciones entre la capacidad de transporte M_s con el porcentaje de acarreo litoral p M_t que entra al canal; el esfuerzo cortante de la sección τ y el de estabilidad τ_s; el esfuerzo cortante τ con las características del material, peso volumétrico y D_{50}; y finalmente entre el porcentaje p, el área de la sección a y el área de estabilidad a_s.

Inicialmente tendríamos los siguientes valores como los más ventajosos:

$$0.5 < \frac{M_s}{p\ M_t} < 1.5 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (48)$$

$$0.8 < \frac{\quad}{s} < 1.2 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots \quad (49)$$

$$1.0 \leq \frac{\tau}{(\gamma s - \gamma)\ D_{50}} \quad 1.5 \quad \ldots \quad (50)$$

Los valores límites, sobre todo los inferiores están fuertemente afectados por el valor M_t. En función de él la entrada podrá tender hacia un canal no estable, pero con valores del esfuerzo cortante inferiores al crítico para el caso de que el acarreo total sea pequeño; pero si M_t es grande y el prisma de marea reducido, el acceso tenderá a cerrarse. Ahora bien, si el prisma de marea es grande, será más probable el desarrollo de una condición de estabilidad.

Los demás elementos pueden relacionarse en la siguiente forma como los valores más adecuados a la estabi

lidad:

$$0.7 < p \leq 1.6 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (51)$$

$$0.8 \leq \frac{a}{a_s} \leq 1.2 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (52)$$

6

$$\frac{a}{a_s} > 1.5 \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (53)$$

La condición ideal es que tanto "p" como la relación a/a_s se mantengan muy cerca de la unidad. Si a/a_s aumenta considerablemente, el canal tenderá hacia un estado de no erosión que puede representar una situación estable. En cambio, si tiende hacia el límite inferior, existirá una tendencia a la formación de barra tanto mejor desarrollada cuanto menor sea la relación, llegando a cerrarse la entrada, si $a/a_s = 0.4$. Finalmente, es conveniente señalar que para ambos casos mientras más cercano a la unidad esté el valor de "p", se tendrán mejores condiciones de estabilidad. El valor de "p" puede calcularse con la expresión:

$$p = \frac{M_s}{M_t} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad (54)$$

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

CURSO ACTUALIZACION DE LA ENSEÑANZA DE LA HIDRAULICA
DEL 5 AL 9 DE NOVIEMBRE

HIDRAULICA FLUVIAL

ING. ANTONIO MORENO GOMEZ
NOVIEMBRE 1984

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 primer piso Deleg. Cuauhtemoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

ACTUALIZACION DE LA ENSEÑANZA DE LA HIDRAULICA

HIDRAULICA FLUVIAL

I.- INTRODUCCION.

Cuando se me planteó la participación en este curso, en el que no se cuenta con un temario, me surgió la duda sobre el enfoque que debería dar al tema, por lo que para iniciar conviene analizar el concepto de actualización que permita plantear los objetivos y alcances.

En el artículo de Arturo Warman titulado "Modernización ¿ para que ?" plantea una pregunta interesante, y una serie de aspectos filosóficos sobre la modernización, que si bien no esclarecen el concepto de actualización, por lo genérico de su análisis en la problemática Nacional presenta una serie de conceptos, estableciendo en primer término que la modernidad se asume como un valor entendido de contenido obvio.

En México en muchas ocasiones se escogen como modelo otros países más poderosos y a imitaciones, lo que nos lleva a una dependencia de éste.

El concepto puede tener diferentes acepciones, pero como común denominador admite un retraso evolutivo; en nuestro caso es un proyecto educativo en donde esta implicito el avance tecnológico, el dominio de la ciencia y la técnica por la comunidad científica internacional, frente a la persistencia de prácticas obsoletas que disminuyen la productividad.

Voy a tratar de aclarar este punto con algunos ejemplos.

En muchas ocasiones cuando se inicia un proyecto diferente se recurre a la consultoría extranjera de países avanzados, sin embargo sus modelos no siempre resultan ser los adecuados a nuestras necesidades. El modelo del puerto industrial japonés no es el modelo de mexicano, o el concepto de tierras de bajo valor y pequeños rompeolas no son aceptables para los modelos holandeses. Los modelos para evaluar el transporte de sedimentos bajo ciertas condiciones no puede etrapolarse y generalizarse.

Por otra parte la actualización es un objetivo implicito de los estudios profesionales, y el cual está integrado en diferentes enunciados en la publicación de la Organización Académica de la Facultad de Ingeniería.

Así por ejemplo entre los grandes objetivos de la Organización Académica se cita textualmente "Realizar y difundir investigaciones sobre problemas de interés nacional que promuevan el desarrollo tecnológico y contribuyan a la actualización y especialización de profesionales en las distintas ramas de la ingeniería"; enunciado que aparece nuevamente con sus modalidades en los objetivos de la División de Ingeniería Civil, Topográfica y Geodesica, Ingeniería Mecánica y Eléctrica y en el de Ingeniería de Ciencias de la Tierra.

Así también en el objetivo de la Educación Continua se cita "Actualizar y mejorar la capacidad profesional del ingeniero y demás profesionales con actividades relacionadas con la ingeniería, proporcionándoles los conocimientos y habilidades formativas, informativas e interdiciplinarias para que puedan incorporarlas de manera inmediata a las necesidades que plantea su actividad profesional.

Antes de establecer alguna conclusión sobre el objetivo me gustaría citar otro artículo que puede aportar más elementos, éste es el elaborado por el M.I. Gilberto Sotelo titulado "La Enseñanza de la Hidráulica a Nivel Profesional" entre los aspectos más importantes establece que el hidráulico debe ser primero ingeniero y después especialista.

El objeto de la educación moderna integral de licenciatura y posgrado en ingeniería es de que el ingeniero logre un amplio conocimiento matemático y cientifico y se entrene para usar eficientemente las varias disciplinas en el análisis y manejo de problemas complicados con juicio independiente.

Las reformas y modernizaciones de la enseñanza de la ingeniería hidráulica deben basarse en principios generales más que guiarse por lo que se hace en países de alto nivel técnico.

Los profesores tenemos la responsabilidad de escudriñar el futuro, previendo los campos técnicos y proveyendo una base sólida y flexible para que -- los futuros ingenieros hidráulicos puedan atacar con relativa facilidad - nuevos problemas.

II.- OBJETIVOS.

Esta serie de enunciados establecen la tesis de los objetivos que se plantean en esta ponencia que pueden resumirse en lo siguiente:

- La actualización de la enseñanza debe responder a la resolución de problemas de interés nacional acorde a las tendencias de desarrollo.
- Debe basarse en principios generales, que permitan interpretar resultados, más que la aplicación de métodos y que permita atacar con relativa facilidad nuevos problemas (ejemplo de múltiples modelos matemáticos cuyos resultados no tienen validez).

De acuerdo a estos objetivos trataré primeramente de plantear el panorama de la ingeniería fluvial que se ha desarrollado en el país para luego abocarme a los programas y finalmente a las tendencias de acuerdo a mi experiencia.

III.- CAMPOS DE ACTIVIDAD.

El campo que pretende cubrir la hidráulica fluvial se basa en los siguientes conceptos:

En hidráulica fluvial se estudian los problemas que se presentan al tratar con corrientes naturales y canales artificiales cuyas paredes y fondo estan formados con materiales susceptibles de ser arrastrados por las corrientes.

Entre los problemas que pueden resolverse con esta rama de la hidráulica - estan:

- La cuantificación del transporte de sedimentos.
- Determinación de la socavación.
- Diseño de obras de protección contra socavaciones.
- Diseño de obras de protección contra inundaciones.

Estos problemas han sido ampliamente estudiados y desarrollados en instituciones docentes y en el sector oficial, basándose muchos diseños en dichos criterios, siendo fundamentalmente los puentes y las obras para control de inundaciones en los que se aplican las técnicas.

A pesar de tener un campo mucho más amplio la hidráulica fluvial, las prioridades de las obras comunes como son puentes que permitan comunicar e integrar el territorio nacional, han demandado la práctica de obras seguras que garanticen su estabilidad, abocando los esfuerzos en esa área; y el segundo aspecto es el control de inundaciones ya que la necesidad de explotar el territorio nacional demanda el evitar catastrofes que mermen sus aprovechamiento.

Los otros problemas que se han estudiado no han encontrado gran campo de aplicación por la incertidumbre que se tiene en la solución al tratarse de controlar fenómenos aleatorios que no tienen prioridades nacionales.

Para poder ser más explícito analicemos el contenido de un texto de hidráulica fluvial.

1. Introducción
   - 1.1 Propiedades del Agua
     - 1.1.1 Viscosidad dinámica
     - 1.1.2 Viscosidad cinemática

2. Propiedades de los Sedimentos que Forman un Cauce.
   - 2.1 Peso específico de las partículas.
   - 2.2 Forma de las partículas.
   - 2.3 Tamaño de las partículas.

2.4 Velocidad de caida de una partícula.

2.5 Distribución granulométrica de los sedimentos.

2.6 Peso volumétrico.

2.7 Concentración de partículas en suspensión.

2.8 Viscosidad de un líquido con material en suspensión.

2.9 Peso específico de un líquido con material en suspensión.

3. Resistencia al Flujo.

3.1 Configuración del fondo.

3.2 Resistencia al flujo en canales sin arrastre.

- Fórmula de Chezy
- Fórmula de Manning
- Fórmula de Darcy
- Relaciones entre coeficientes de rugosidad.

3.3 Resistencia al flujo en cauces con arrastre.

4. Inicio de Arrastre.

4.1 Esfuerzo cortante crítico para suelos granulares.

4.2 Esfuerzo cortante crítico para suelos cohesivos.

4.3 Velocidad media crítica.

- Velocidad media crítica para suelos granulares.
- Velocidad media crítica para suelos cohesivos.

4.4 Diseño de canales y cuaces sin arrastre.

4.5 Acorazamiento del cauce.

5. Transporte de Sedimentos.

5.1 Cuantificación del transporte total de fondo.

5.1.1 Método de Meyer-Peter y Müler.

5.1.2 Método de Engelund.

5.2 Cuantificación del transporte en suspensión.

5.2.1 Distribución de concentraciones.

5.2.2 Método para cuantificar el transporte en suspensión.

5.3 Cuantificación por separado del arrastre en la capa de fondo y del transporte de fondo en suspensión.

5.3.1 Método de Einstein

5.3.2 Método de Bagnold.

6. Diseño de Cauces con Arrastre.
   6.1 Tipos de estabilidad.
   6.2 Grados de libertada.
   6.3 Gasto formativo
   6.4 Cauces estables
      - Método de Altunin para material granular.
      - Método de Maza-Cruickshank para cauces arenosos.
      - Teoría de régimen. Método de Blench para cauces arenosos o con material cohesivo.

7. Socavación.
   7.1 Socavación general.
   7.2 Socavación trasversal.
   7.3 Socavación en curvas.
   7.4 Socavación local.
   7.5 Erosión aguas abajo de grandes embalses.
   7.6 Erosión producida por la descarga de compuertas de fondo.
   7.7 Socavación al pie de obras de descarga.
   7.8 Socavación bajo tuberías.

8. Obras de Defensa.
   8.1 Obras de defensa en margenes de los ríos.
      - Espigones
      - Muros y diques longitudinales.
   8.2 Obras de defensa contra erosión local.
      - Protección contra la socavación al pie de pilas.
      - Protección contra la socavación al pie de estibos.
      - Protección contra la erosión bajo tuberías.

9. Obras de Protección contra Inundaciones.
   9.1 Bordos perimetrales
   9.2 Bordos longitudinales
   9.3 Desvíos permanentes o cauces de alivio.

9.4 Desvíos temporales

9.5 Rectificaciones. Corte de meandros.

9.6 Presas de almacenamiento.

9.7 Presas Rompepicos

9.8 Limpieza de cauces.

IV.- PROGRAMAS.

Los temas del texto, son contemplados en los programas de estudios profe-- sionales de la UNAM que se estudian en el curso de hidráulica II, entre - otros temas, como el flujo en canales, lo cual plantea un programa muy ambicioso para ser cubierto en un semestre, lo que motiva, que en ocasiones no se imparta el tema.

Lo cual puede contemplarse en los estudios de posgrado, como una materia - específica de un semestre completo, que permite tratar el tema con sufi - ciente amplitud.

La hidráulica fluvial, a nivel licenciatura ha sido integrada como materia obligatoria recientemente.

La materia hasta 1968 estaba fuera de programa de licenciatura como una materia optativa del área de hidráulica como Ingeniería de Ríos y Costas. La cual en 1972 se integró como materia selectiva con el curso de Obras Hidráulicas, hasta que en 1980 se separó de la Ingeniería de Costas de la de - - Ríos, dejando la materia de Ingeniería Marítima como optativa e integrando la Hidráulica Fluvial al curso de Hidráulica II como opera actualmente, -- sin embargo los nuevos programas tienden a regresar al sistema anterior, dando el carácter obligatorio por tendencia de desarrollos actuales.

Si bien han existido cambios en los programas de estudios, el enfoque de la hidráulica fluvial ha sido el mismo desde 1972, y no ha existido ningún intento de actualización. En la revisión de los cursos impartidos en el - Centro de Educación Continua no ha habido ninguno que se aboque al tema -

fluvial, cuando encontramos otras que se imparten año con año, sobre Hidráulica Marítima , Geohidrología, Hidrología y Maquinas Hidráulicas. Lo cual plantea una pregunta ¿ No hay nuevos enfoques de la Hidráulica Fluvial ? .

V.- UN ENFOQUE DIFERENTE.

Para contestar esta pregunta me voy a referir a mi experiencia profesional.

Si bien he impartido el curso de Ingeniería de Ríos y Costas desde 1975 en la UNAM, es una materia que aunque me atraía, no la curse por razones circunstanciales y su caracter optativo. Sin embargo recien egresado tuve la oportunidad de trabajar en una firma consultora como analista en un proyecto fluvial en donde se atacaba el problema de azolvamiento del Río Panuco.

Si bien, desconocía la secuencia y métodos para el análisis y solución por lo especial del problema, tenía ciertos conceptos básicos que se vinieron por tierra en el primer contacto con la naturaleza, cuando fue ver invertirse la corriente río arriba.

Desde entonces (1971) he estado participando en diversos problemas hidráulicos, sobre todo marítimos y fluviales que me han permitido, tratar aspectos fluviales diferentes, particulares de las zonas bajas de los ríos, como son:

- Intrisión salina
- Efecto de marea
- Sedimentación
- Inundación
- Cruces divagantes-encauzamiento.
- Senos de escolleras.

Si bien, estos temas pueden resultar especiales, son características comunes y cada vez más de acuerdo a las tendencias de desarrollo hacia la planicie costera.

Los proyectos actuales de gran envergadura estan en la zona baja de los ríos, donde tienen efecto estos fenómenos, (puentes, termoeléctricas, puertos, asentamientos humanos, entre otros).

Sin embargo, estos problemas no son tratados normalmente en ningún curso, por su especialidad, pero que convendría integrar en el Centro de Educación Continua.

Por último y con relación al segundo objetivo del tema, me gustaría referirme a algo que hago incapie a lo largo del curso que normalmente imparto en la licenciatura. Consiste en despertar conciencia de que como ingenieros nos enfrentamos constantemente a la naturaleza y a modificarla, lo cual trae alteraciones a otros sectores, y siempre hay que preveer esas consecuencias, evaluar los riesgos y daños, tratando de dar soluciones óptimas. Por ejemplo si construyo un bordo, interrumpo el drenaje propio, o si se construye un espigón puede remansar la corriente e inundar, o si se desmonta un terreno puede azolvar un cauce.

VI.- CONCLUSIONES.

- El enfoque del tema de hidráulica fluvial a nivel licenciatura debe considerar conceptos generales prácticos y modernos.

- El enfoque del tema a nivel de posgrado debe profundizar en el estudio y abarcar los problemas especiales.

- Se debe procurar integrar un curso en el Centro de Educación Continua que permita actualizar el campo de la Hidráulica Fluvial.

- La enseñanza de la hidráulica debe destacar la consecuencia de los cambios que como ingenieros hacemos de la naturaleza.

- Por el carácter aleatorio y la incertidumbre de los fenómenos fluviales, integrar otras disciplinas, que permitan dar soluciones óptimas que le den una formación ejecutiva a los profesionistas para la toma de desiciones.

- La enseñanza debe aportar elementos que permitan juzgar los resultados de la aplicación de métodos cuando se evaluan fenómenos a partir de los testigos que dé la naturaleza.

DIVISION DE EDUCACION CONTINUA
FACULTAD DE INGENIERIA U.N.A.M.

CURSO ACTUALIZACION EN LA ENSEÑANZA DE LA HIDRAULICA
DEL 5 AL 9 DE NOVIEMBRE

OBRAS HIDRAULICAS

ING. JOSE M. ZAMUDIO MORALES
NOVIEMBRE 1984

Palacio de Minería Calle de Tacuba 5 primer piso Deleg. Cuauhtemoc 06000 México, D.F. Tel.: 521-40-20 Apdo. Postal M-2285

Estimados Compañeros :

Esta plática, muy sencilla y sin grandes pretenciones, tiene el objeto de presentarles mis inquietudes con relación a la enseñanza de la ingeniería, que a veces es muy libresca y limitada a la teoría, y se aparta de la realidad de la naturaleza. A veces no se dirige a la aplicación de los conocimientos adquiridos en problemas prácticos, y los alumnos no se ambientan con la realidad.

Estimo que es necesario despertar en ellos el deseo de interpretar a la naturaleza y acercándose a ella, entender, sentir los fenómenos reales que se producen, con lo cual alentaremos el amor a la profesión y a la investigación, dentro del Arte de la Ingeniería, porque el INGENIERO, es un artista que trata de dominar los elementos con que se encuentra para protegerse de su furia cuando están desencadenados y para obtener de ellos los beneficios que son posibles en bien de los seres vivientes.

Es un artista, por eso es que frecuentemente se encuentran estudios escritos, o informes que se llaman ESTADO DEL ARTE EN . . . . como por ejemplo en el proyecto de presas.

Desafortunadamente, es muy difícil corregirle sus caminos a la naturaleza y frecuentemente al enmendar un defecto o lograr un beneficio, se causa un

perjuicio o se provoca un cambio que no es conveniente y se requieren hacer trabajos anexos.

Pongamos por caso: se construye una presa de almacenamiento, con lo cual se interrumpe el escurrimiento normal del río. Se persigue con ello, almacenar agua para regar con seguridad una superficie determinada de terrenos, lo que propiciará un desarrollo agrícola regional, que resultará en un desarrollo humano, industrial, etc.

Además se logrará un control de avenidas, con lo que se benefician terrenos, poblaciones, etc., aguas abajo de la presa. Este sería el beneficio que se obtuviera del proyecto. Pero al construir la obra, se altera la ecología del lugar, lo cual puede ser muy grave.

Los acarreos del río, entre los que figuran de un modo muy destacado los limos y las arcillas, se quedarán atrapados dentro de los almacenamientos y se evitará que lleguen a los terrenos para abonarlos.

Los peces migratorios, que antes caminaban hacia abajo del río en determinadas épocas y que regresaban hacia aguas arriba en otras temporadas, verán interrumpido su cielo biológico.

El río abajo del lago, puede llegar a disminuir tanto, o a limitarse a épocas cortas del año al grado de que se pierda la vegetación ribereña.

La disminución del caudal, menguará el poder del río de autolimpiarse y depurarse.

El caudal, al disminuir pierde su poder depurador y la contaminación irá en aumento.

Estos problemas nuevos, cada vez van siendo más severos y requieren solución cada vez más urgente.

Regresando al tema tratado al principio, comentaré que efectivamente la enseñanza en nuestras escuelas, es fundamentalmente teórica.

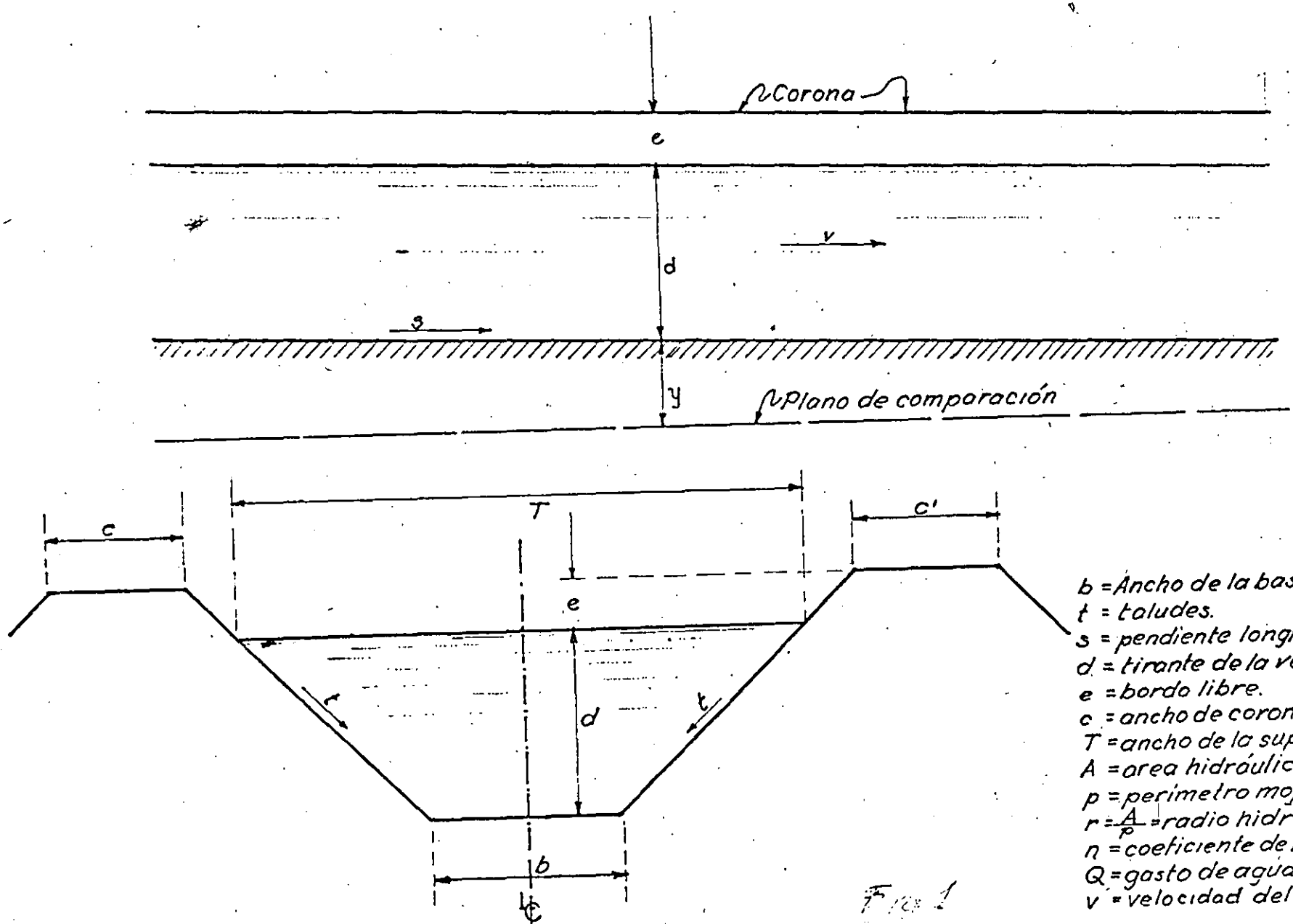
Ilustraré mi idea con un ejemplo :

Vamos a suponer un canal para riego.

Se estudian las dimensiones y la geometría que deben tener.

Se tiene el conocimiento de su pendiente, su rugosidad, su funcionamiento. Probablemente se hable de su revestimiento y pueda ser que se enumeren las obras de arte que son complemento indispensable de los canales, y que se requieren para el buen funcionmaiento hidráulico de estos ductos. El aspecto estructural correspondiente, probablemente se estudie en forma aislada, en diferente materia.

Pero creo que poca noción tienen los alumnos de lo que es un canal en el campo, en el terreno, como se traza, que lineamientos se siguen para su localización, como se proyecta una red de canales de riego, como se definen las capacidades de los ductos, como se pueden operar.



b = Ancho de la base.
t = taludes.
s = pendiente longitudinal.
d = tirante de la vena.
e = bordo libre.
c = ancho de corona.
T = ancho de la superficie libre
A = area hidráulica.
p = perimetro mojado.
$r = \frac{A}{p}$ = radio hidráulico.
n = coeficiente de rugosidad.
Q = gasto de agua.
v = velocidad del agua

Fig. 1

Fig. 2

Seguramente que no se ha hecho diferenciación entre un canal de conducción, y entre otro que es de riego u otro que es de drenaje.

Las estructuras complementarias de los canales, tanto las necesarias para el funcionamiento como las de protección, son muy importantes.

En ellas, es conveniente observar su funcionamiento, en la práctica ya sea en el campo, o en modelos reducidos, en el laboratorio.

Se me viene a la cabeza una estructura de canales, que requiere entender su funcionamiento. Me refiero a un limitador del gasto de un canal.

Se debe entender porqué se requiere colocar en un canal un limitador de gasto.

Los canales se diseñan para dar paso a un gasto determinado. ~~Fig. 1~~

Supongamos un canal que deba conducir determinado caudal Q. La pendiente longitudinal es s, que por ser muy baja obliga al canal a funcionar en régimen lento o subcrítico que es lo más común. En el canal podemos tener una geometría trapecial, de base b y taludes t

Como la rugosidad para usarse en la fórmula de Manning es n, se tendrá un tirante de funcionamiento d. El canal, parte va excavado en el terreno natural y parte de los bordos en postizo y se forma con producto de la excavación de la parte baja o con material de préstamo.

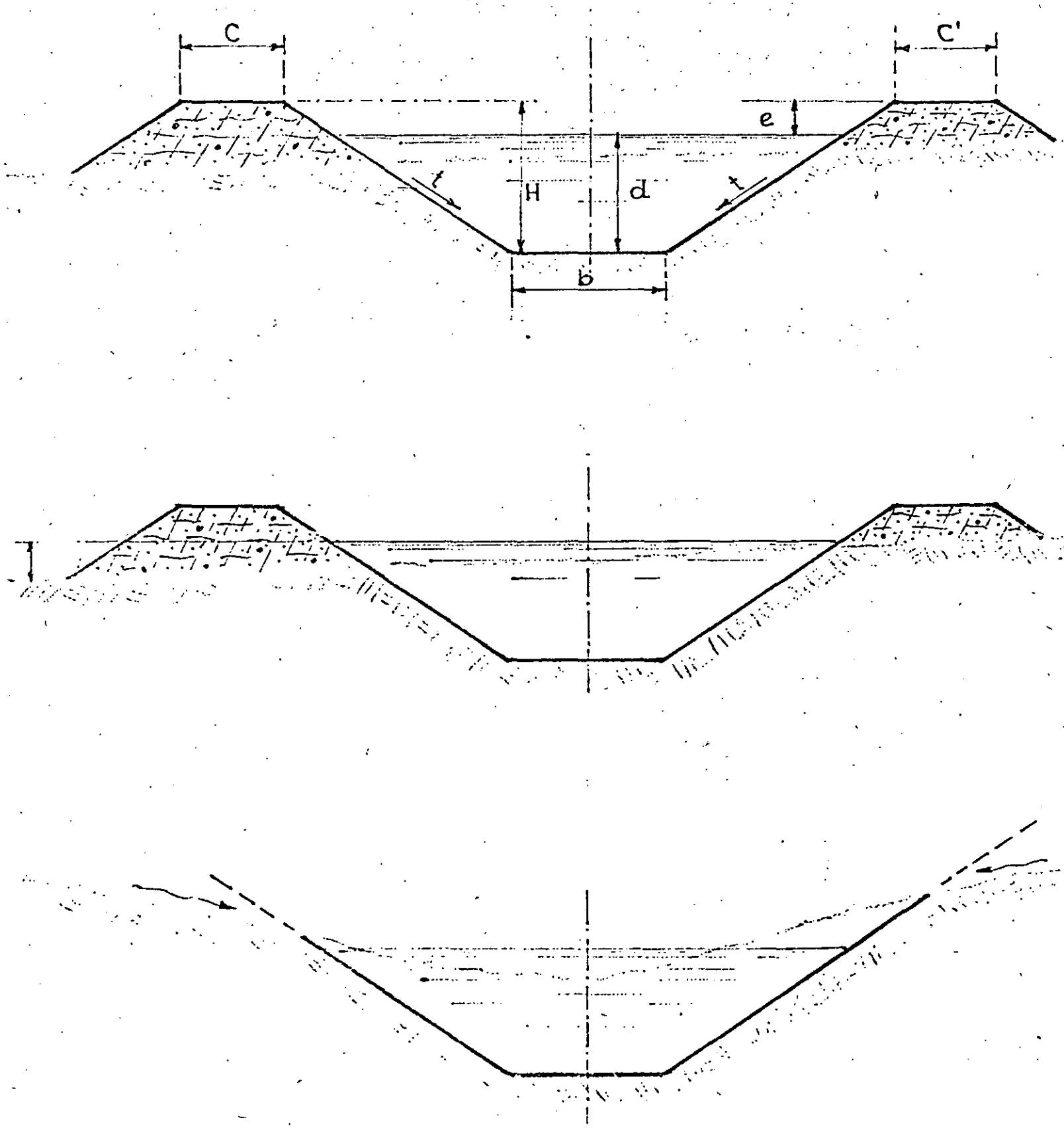


Fig. 2

Los bordos tienen una corona con ancho " c " y que está a una altura " e " sobre la superficie del agua, suficiente para absorver los asentamientos y erosiones que sufran los bordos, y alguna variación en la superficie del agua por oleaje y por incremento en el gasto. Este incremento puede ser porque en el principio del canal se admitió en algún momento un gasto más grande del calculado o porque en algún lugar entra agua imprevista,de - - lluvia recogida en una ladera,o de algún arroyo.

Si el gasto aumenta de un modo notable, el tirante aumenta mucho y puede llegar a rebasar la elevación de los bordos provocando su destrucción o - por lo menos su rotura o deterioro.

En esas condiciones (y en otras varias) se hace necesario limitar el gasto del canal a un valor adecuado, lo que se logra mediante una estructura -- limitadora de gasto que " tira " toda el agua que no pueda ser conducida por el canal, hacia un arroyo que ofrezca esta posibilidad. Se localiza esta - - estructura lo más próxima posible y aguas adelante del lugar donde se espe ra que se produzcan entradas de agua. El canal anterior a la limitador, se hace de dimensiones más grandes, a fin de que soporte el gasto incrementa do que se espera. Por eso debe ser lo más corto posible.

El canal siguiente a la limitadora, deberá permitir un incremento de algún porcentaje determinado en el gasto, que pueda ser conducido sin peligro - por el canal.

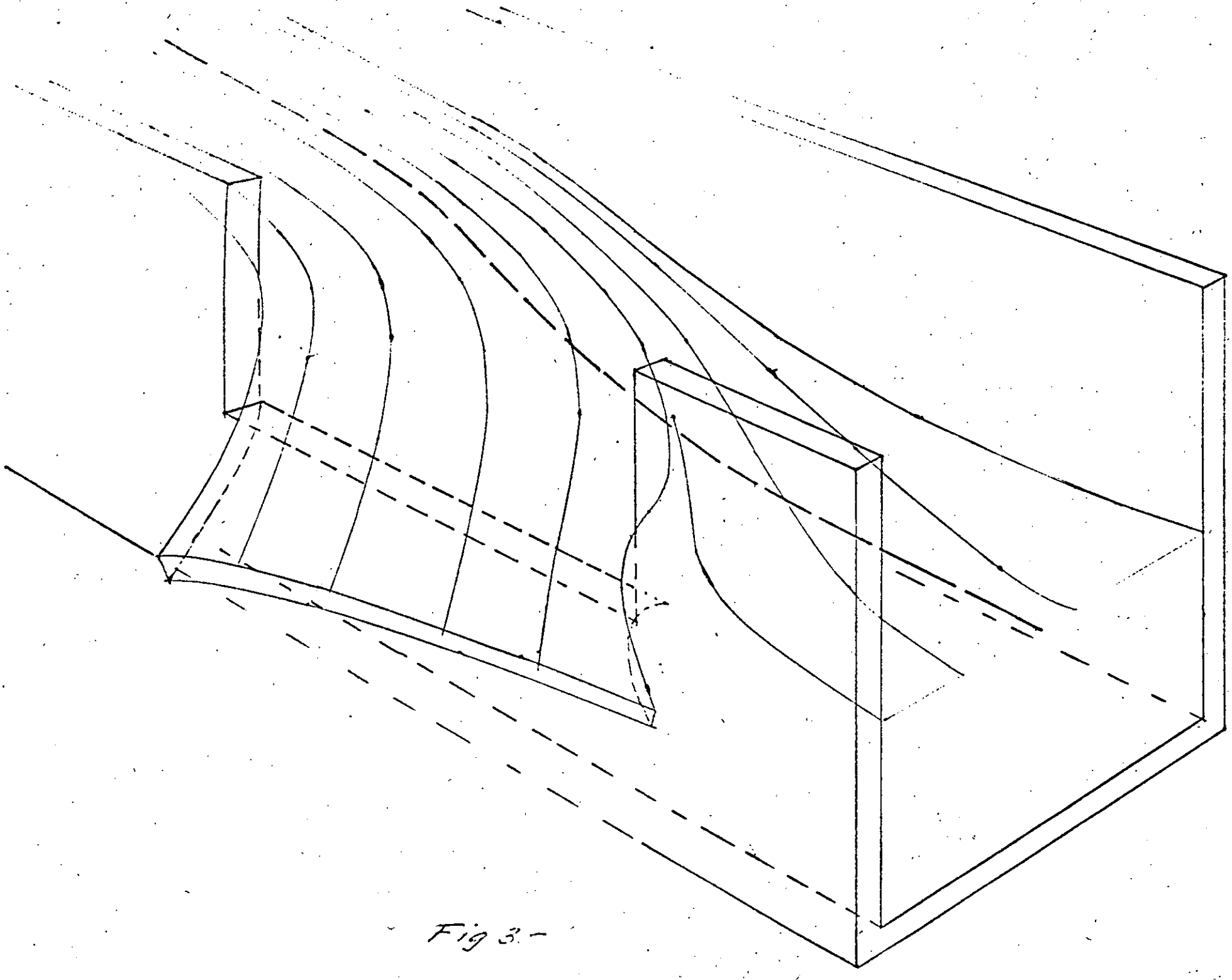
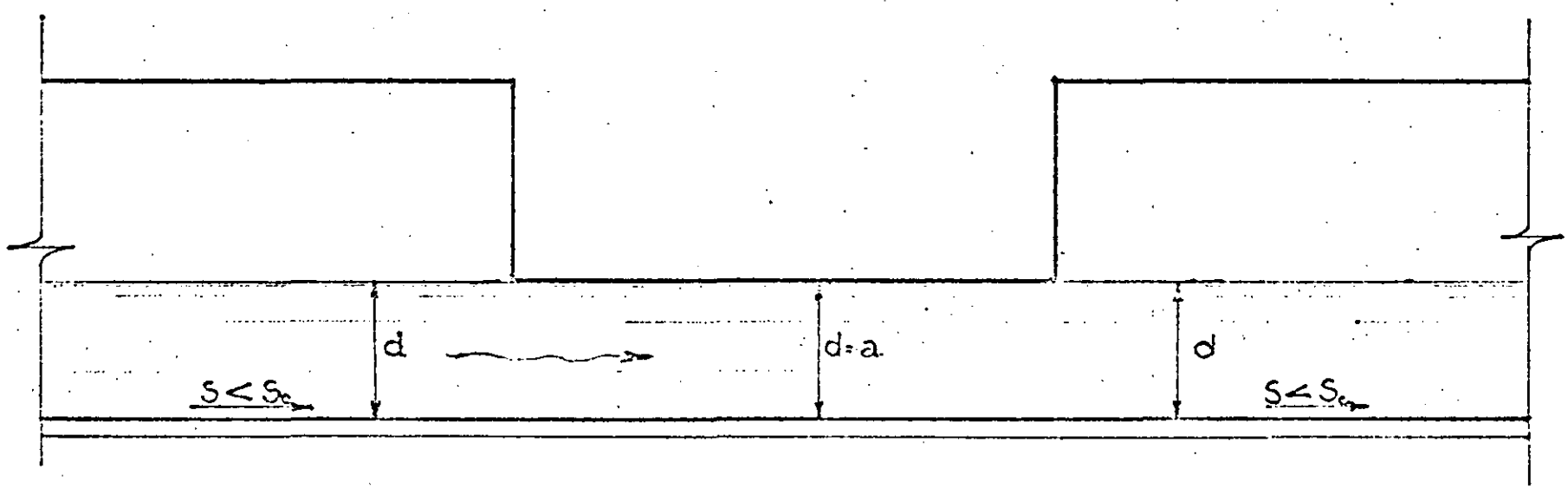


Fig 3.—



- Fig 4. -

Puede haber, como es muy conocido, limitadores de varios tipos, pero a mí se me ocurre presentar el de vertedor o derramadero lateral, que es una escotadur abierta (y protegida), en uno de los bordos, adecuadamente preparada, que permite eliminar las aguas sobrantes. Fig. 3

Por esa escotadura derramarán las aguas excedentes hacia afuera. Puede ser sumamente larga la abertura, abierta al nivel de las aguas normales para garantizar que sólo continuará por el canal el gasto que puede permitirse.

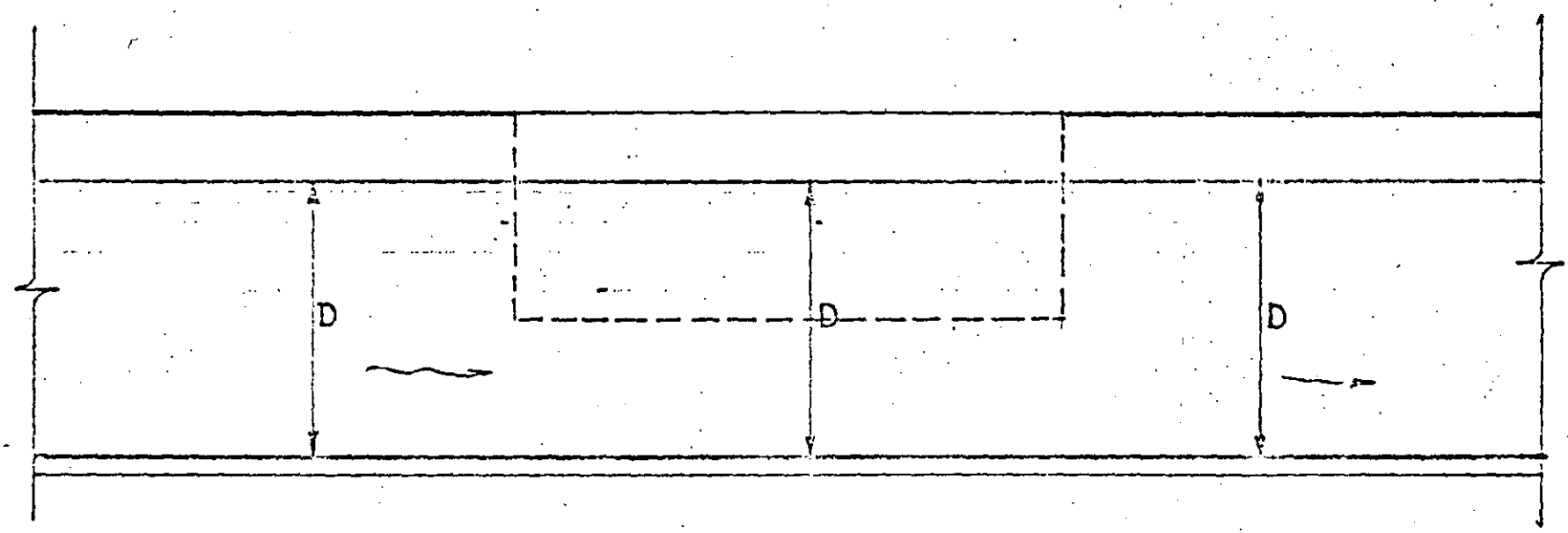
Para que el agua derramada no erosione el terreno se requiere contar con geología resistente y poco erosionable, lo cual muchas veces es limitado. También se requiere construir todo un dispositivo resistente, que resulta en una estructura cara. En busca de la economía es necesario limitar su longitud a lo mínimo necesario.

Conviene por lo tanto estudiar cual es el funcionamiento de un canal en el que se haya abierto una escotadura lateral, al nivel del tirante normal.

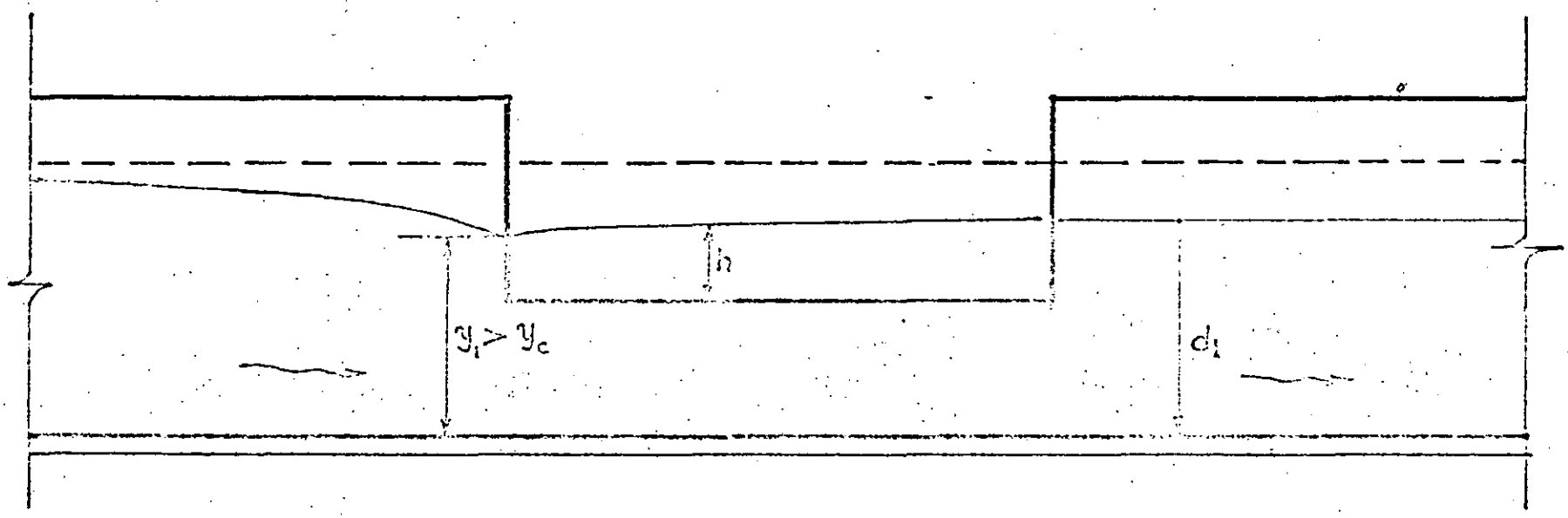
Veamos que sucede si el canal tiene pendiente longitudinal suave por lo que el escurrimiento para cualquier gasto es subcrítico.

Fig 4.

Mientras el gasto sea el de proyecto, solamente derramará por la escotadura una muy pequeña parte del gasto, debido al oleaje. Queda por lo tanto garantizado el funcionamiento normal del canal.



- Fig 5 -



— Fig 6 —

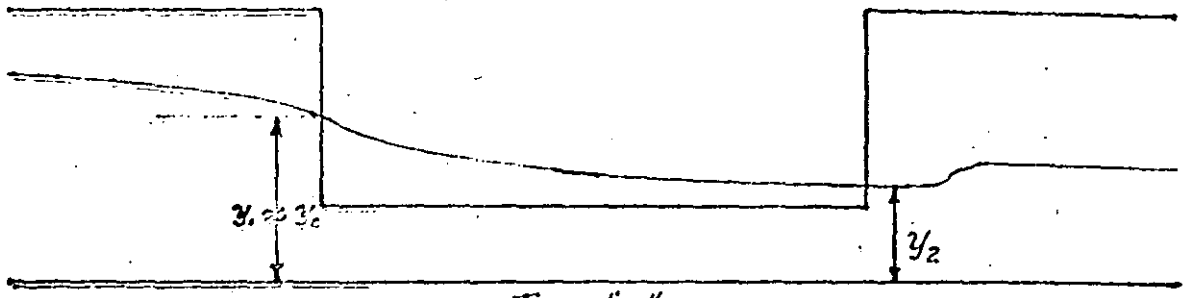
Fig 5

Si se aumenta el gasto y provisionalmente se tapa la escotadura, se establecerá el regímen de acuerdo con el gasto mayor que se espera (debe estudiarse el gasto máximo probable), con un tirante D_a, que se conserva igual antes y después del que será el limitador.

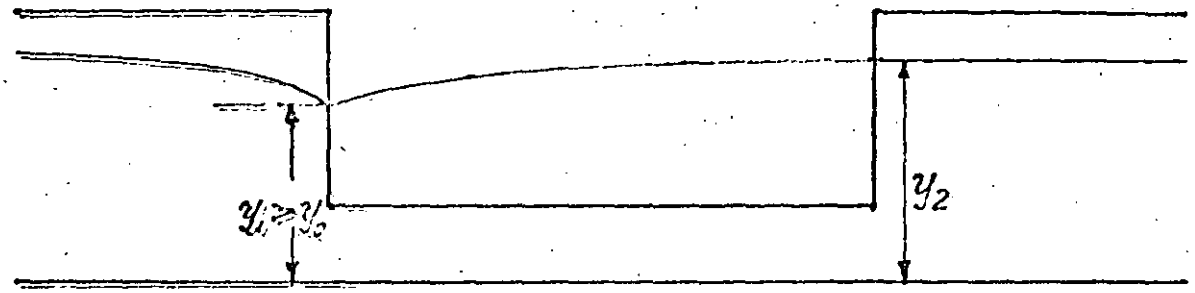
Fig. 6

Si se destapa la escotadura, parte del gasto excedente se derramará por ella y la parte restante seguirá por el canal de adelante,en el régimen que le corresponde. En cambio en el canal anterior se presentará una aceleración del gasto, por incremento de la pendiente en la superficie del agua lo que producirá un abatimiento del tirante, es decir produce un remanso de abatimiento. Y en el vertedor se pueden producir varios funcionamientos de acuerdo con el disnivel que haya entre la elevación de la cresta del vertedor y la del agua en el canal anterior, así como con la longitud del vertedor.

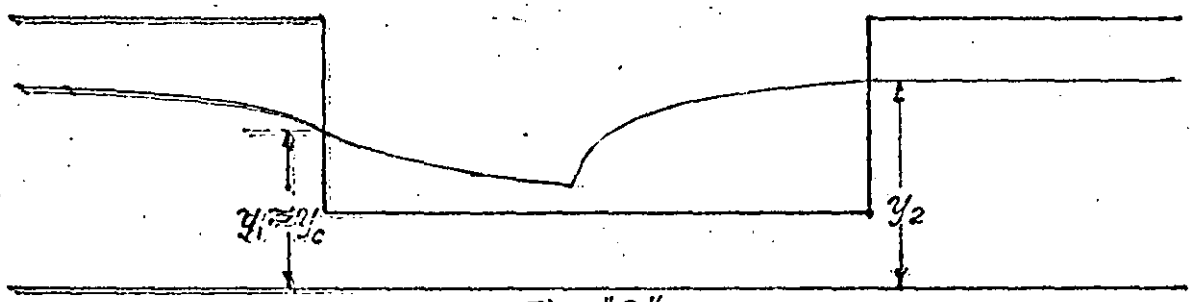
Si esta escotadura es relativamente corta, según indica Ven Te Chow, pueden presentarse los casos siguientes, en canales con escurrimiento subcrítico o supercrítico : Fig. ~~8~~ 7



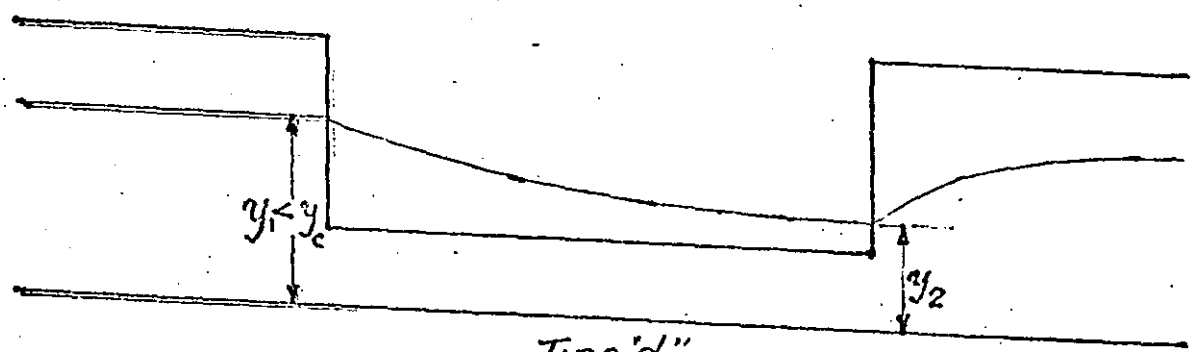
Tipo "a".



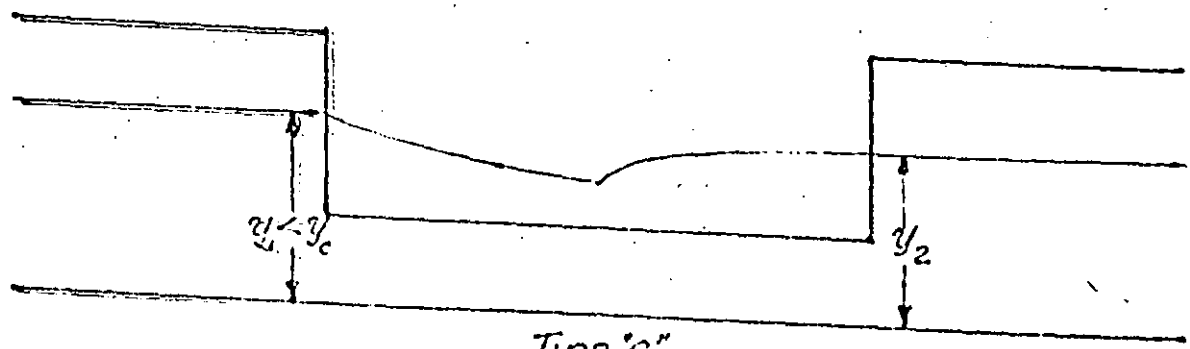
Tipo "b".



Tipo "C".



Tipo "d"



Tipo "e"

Fig. 7

Si el canal tiene pendiente suave, se pueden producir los siguientes funcionamientos :

Funcionamiento tipo " a " si el abatimiento producido en el canal de llegada es tal, que al llegar el agua al vertedor lleva el tirante crítico o muy próximo a él y por efecto del derrame se conserva el régimen rápido frente a la escotadura, el tirante irá bajando hasta el otro extremo y en este, al recobrar las características del régimen subcrítico por la pendiente baja, se producirá el resalto hidráulico correspondiente.

Funcionamiento tipo " c " .- Para las mismas condiciones del canal de entrada, si el tirante que se conserva en el canal de salida es muy alto, puede obligar al resalto a producirse dentro de la escotadura.

Funcionamiento tipo " b " .- En cambio si el canal de llegada mantiene un tirante mayor que el crítico hasta al aproximarse a la escotadura y por efecto del funcionamiento de tirante alto en el canal de salida, se mantiene régimen subcrítico frente al vertedor, el manto irá subiendo de tirante del principio al fin.

Si el funcionamiento es en régimen rápido o supercrítico, se pueden producir los fenómenos siguientes :

Funcionamiento " d " .- el Tirante de llegada, es menor que el crítico. Si las características del canal de salida son tales que se obtenga en el canal un tirante bajo, se continuará en este con régimen rápido y frente al vertedor el manto irá decreciendo.

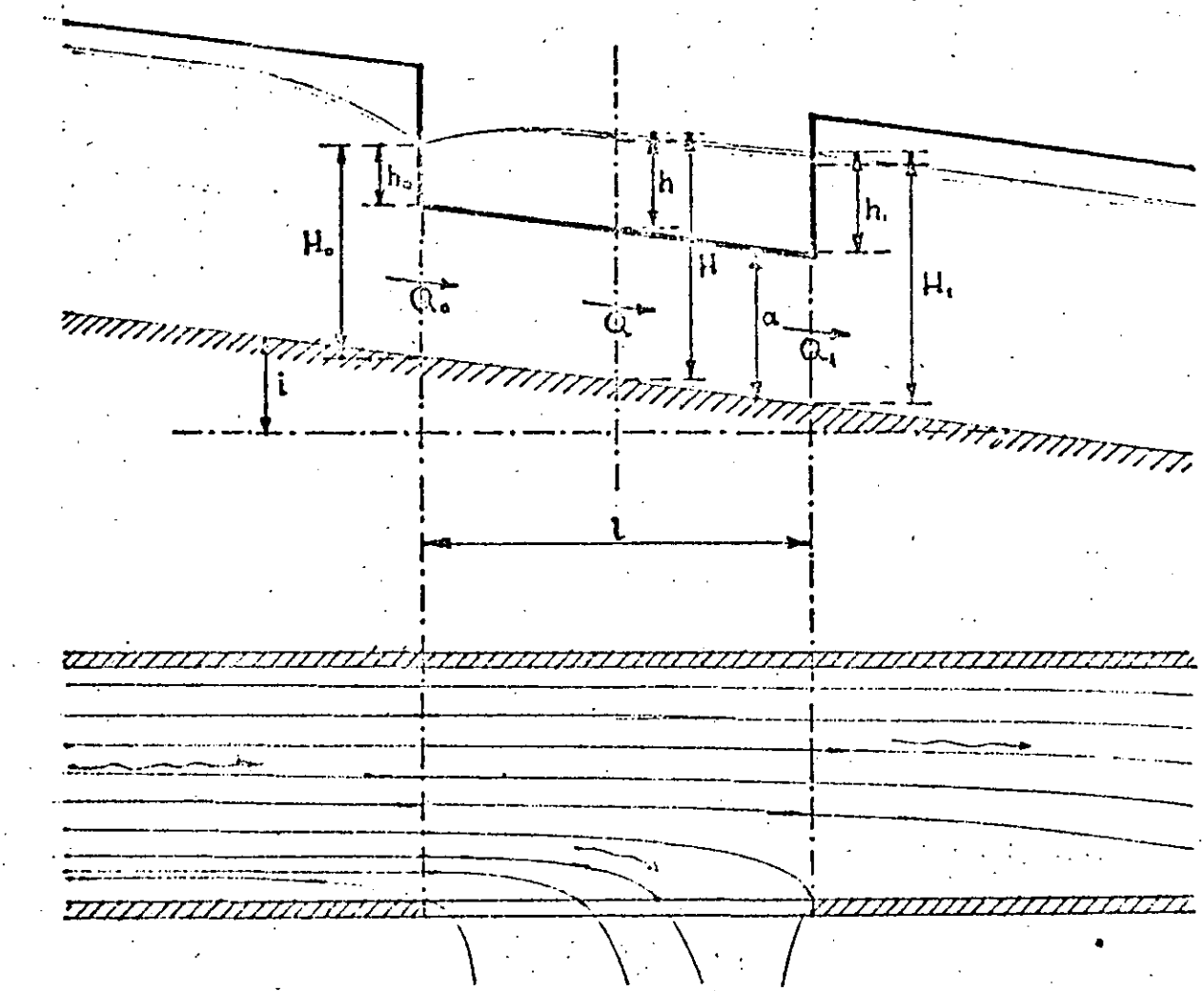
Si el tirante es de mayor importancia (por - ejemplo por ser el de salida un canal más estrecho), se producirá un incremento en el tirante para lograr el cambio de características y el manto frente al vertedor tendrá tirante descendente.

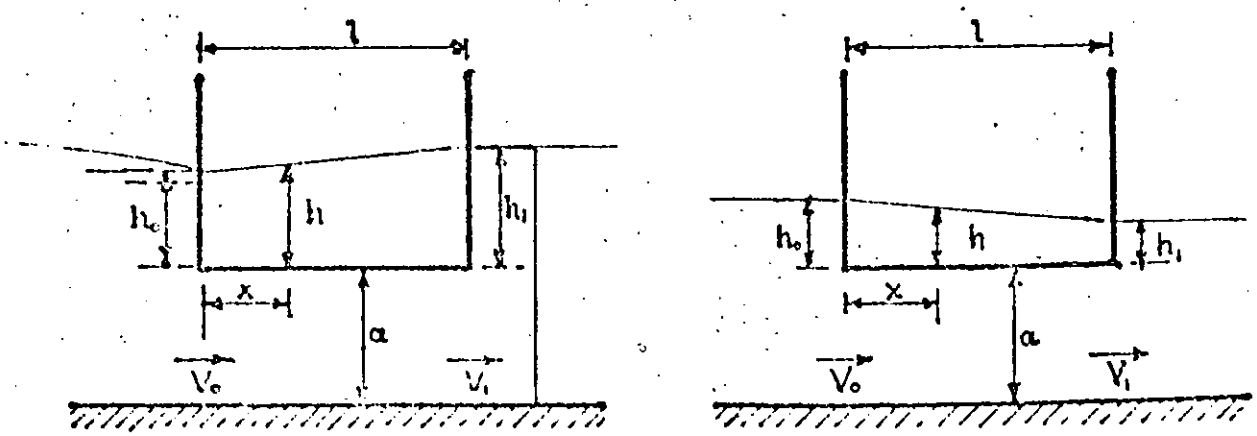
Funcionamiento " e " .- Si las condiciones del canal de salida dan tirantes altos, se puede producir un resalto en algún lugar de la escotadurá, resultando en el primer tramo una curva tipo " d", continúa el resalto y después una curva del tipo " b "

Los canales de conducción y de riego, conviene que funcionen en régimen lento, por facilidad de manejo y por conservar altura, así como para evitar problemas de erosión.

En ellos por lo tanto, los problemas de limitadores de gasto están dentro de los primeros tres tipos.

Hay varios procedimientos para el cálculo del manto del agua en esos casos y entre ellos figura el propuesto por el científico chileno, Domínguez, y que recoge la hidrúalica de los señores A. - Balloffet, L. M Gothelli y G A. Meoli en su tomo II. - de la segunda edición de EDIAR Buenos Aires. -Página 462 y siguientes, que se expresa en las figuras siguientes : Fig 8

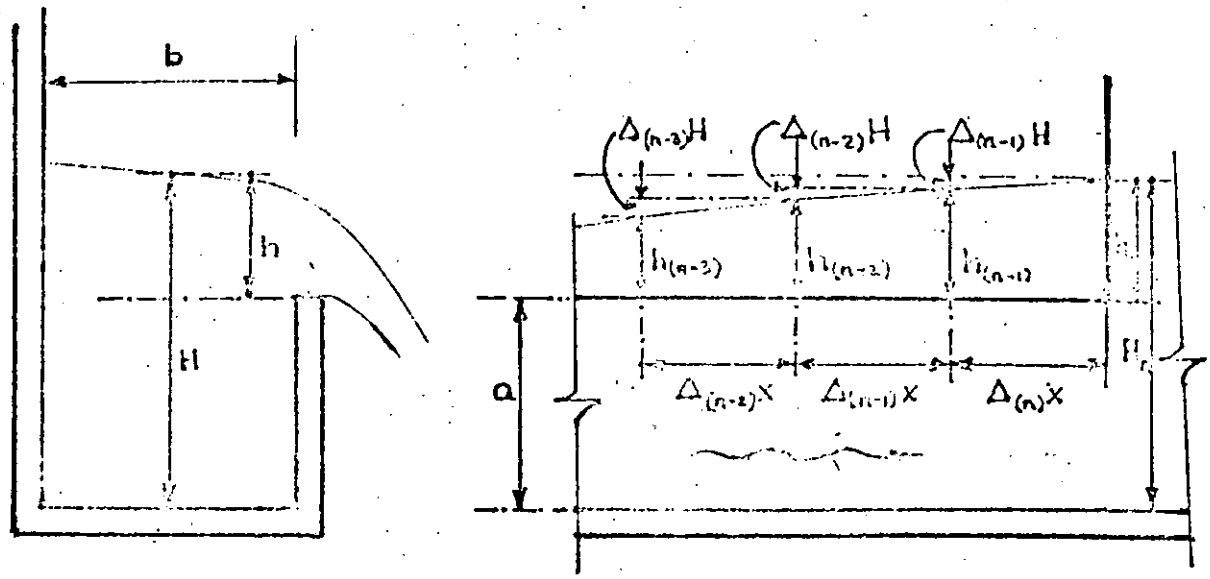




a)-Canal con régimen tranquilo.

b)-Canal con régimen torrencial.

Fig 5



Canal en régimen tranquilo.

FORMULAS DE DOMINGUEZ:

$$\Delta H = \frac{Q \cdot \Delta Q}{\frac{Q^2 b}{\omega} - g\omega^2} \quad \text{----------} \quad (1)$$

$$\Delta Q = \frac{2}{3}\mu\sqrt{2g}\cdot h^{3/2}\cdot \Delta l \quad \text{----------} \quad (2)$$

b = ancho en la superficie libre.

$\omega = b \cdot H$ (si es canal rectangular)

H_n = Tirante agua en el canal de salida $= a + h_n$

μ = Coeficiente gasto vertedor.

h = Carga sobre el vertedor.

$h_{(n-1)} = h_n - \Delta_{(n-1)}H.$

$H_{(n-1)} = H_n - \Delta_{(n-1)}H$

$\Delta H = \Delta h \quad ; \quad \Delta l = \Delta x$

$$\frac{2}{3}\mu\sqrt{2g}\cdot\Delta l = K\cdot\Delta l.$$

H_n	h_n	$K\Delta l$	$h_n^{3/2}$	$\Delta Q_{(n-1)}$	$Q_n - \Delta Q_{n-1}$	$\frac{Q_n^2 \cdot b}{\omega}$	$g\cdot\omega^2$	(7)-(8)	$\frac{(6)}{(9)} = \Delta H_{(n-1)}$	$H_{n-1} = H_n - \Delta H_{n-1}$	$Q_{n-1} = Q_n - \Delta Q$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	

Fig 9

Estas fórmulas se aplican en el caso que se presenta, de adelante para atrás, a partir de las características, que tendrá el canal de salida para el gasto máximo que se admita en él, especialmente el tirante que es el correspondiente a un caudal del orden de 1.25 veces el gasto normal para el que fue proporcionado el ducto.

Se aplican las fórmulas para incrementos pequeños de longitud de la cresta ($\Delta L = \Delta x$) y se calculas el ΔQ desalojado por el Δx, así como el ΔH, a partir de las condiciones finales de cada tramo para obtener las iniciales, teniendo en cuenta que al seguir este sentido en el cálculo, los ΔQ van incrementando el gasto y en cambio el ΔH va disminuyendo el tirante. El perfil que se obtiene corresponde al eje del canal.

Como se trata de lograr que en el canal de salida se admita un gasto máximo determinado, el problema consiste en calcular la longitud necesaria del vertedor para lograr que salga el agua sobrante que será la suma de los Δx que se requieran para que la suma de los ΔQ sea igual al gasto que debe desalojarse.

Siendo iguales entre sí los Δx, se llegará a tener en el último tramo un exceso de gasto tirado, pero se puede afinar el cálculo por aproximaciones sucesivas haciendo varias lo longitud de la última Δx.

El tirante total al principio del vertedor, indicará hasta que punto se abatió el manto. Si se pasó a régimen crítico, el problema habrá de estudiarse en otra forma.

$$\Delta H = \frac{Q \cdot \Delta Q}{\frac{Q^2 b}{\omega} - g\omega^2} \quad \ldots\ldots\ldots (1)$$

$$\Delta Q = \frac{2}{3}\mu\sqrt{2g} \cdot h^{3/2} \cdot \Delta l = 2.1 \Delta l \cdot h^{3/2}, \quad \text{si: } \frac{2}{3}\mu\sqrt{2g} = 2.1$$

Δl	H_n	h_n	$2.1\Delta l$	$h_n^{3/2}$	$\Delta Q_{(n-1)} = (3)\times(4)$	$Q_n \cdot \Delta Q_{(n-1)}$	$\frac{Q_n^2 b}{\omega_n}$	$g\omega^2$	(7)-(8)	$\Delta H = \frac{(6)}{(9)}$	$H_{n-1} = H_n - \Delta H_{(n-1)}$	$Q_{(n-1)} = Q_n + \Delta Q_{(n-1)}$
	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
												13.800
1.00	1.800	0.174	2.1	0.0726	0.1525	2.1039	105.50	794.61	-689.11	-0.0031	1.7969	13.9525
1.00	1.7969	0.1709	2.1	0.0707	0.1485	2.0715	108.3378	791.87	-683.53	-0.0030	1.7939	14.1010
10.00	1.7939	0.1679	21.0 *	0.0688	1.4448	20.3731	110.8413	789.23	-678.39	-0.0300	1.7639	15.5455
10.00	1.7639	0.1379	21.0 *	0.0512	1.0754	16.7176	137.0047	763.06	-626.05	-0.0270	1.7369	16.6209
10.00	1.7369	0.1109	21.0 *	0.0369	0.7756	12.8905	159.0502	739.88	-580.82	-0.0222	1.7147	17.3965
10.00	1.7147	0.0887	21.0 *	0.0264	0.5548	9.6509	176.4913	721.083	-544.59	-0.0177	1.6970	17.9513
1.22	1.6970	0.0710	2.562	0.0189	0.0484	0.8688	189.893	706.273	-516.38	-0.0017	1.6953	18.000
43.22					4.2000							

Canal de llegada:

$Q_n = 12.00 m^3/seg$; $d = 1.626 m$

$Q_{max} = 18.00 m^3/seg$; $d_{max} = 2.180 m$

Canal de salida:

$Q_n = 12.00 m^3/seg$ $d = 1.626 m$

$Q'_{max} = 1.15 \times 12.00 = 13.80$; $d'_{max} = 1.800 m$

$$Q_{Des} = 18.00 - 13.80 = 4.20 \ m^3/seg.$$

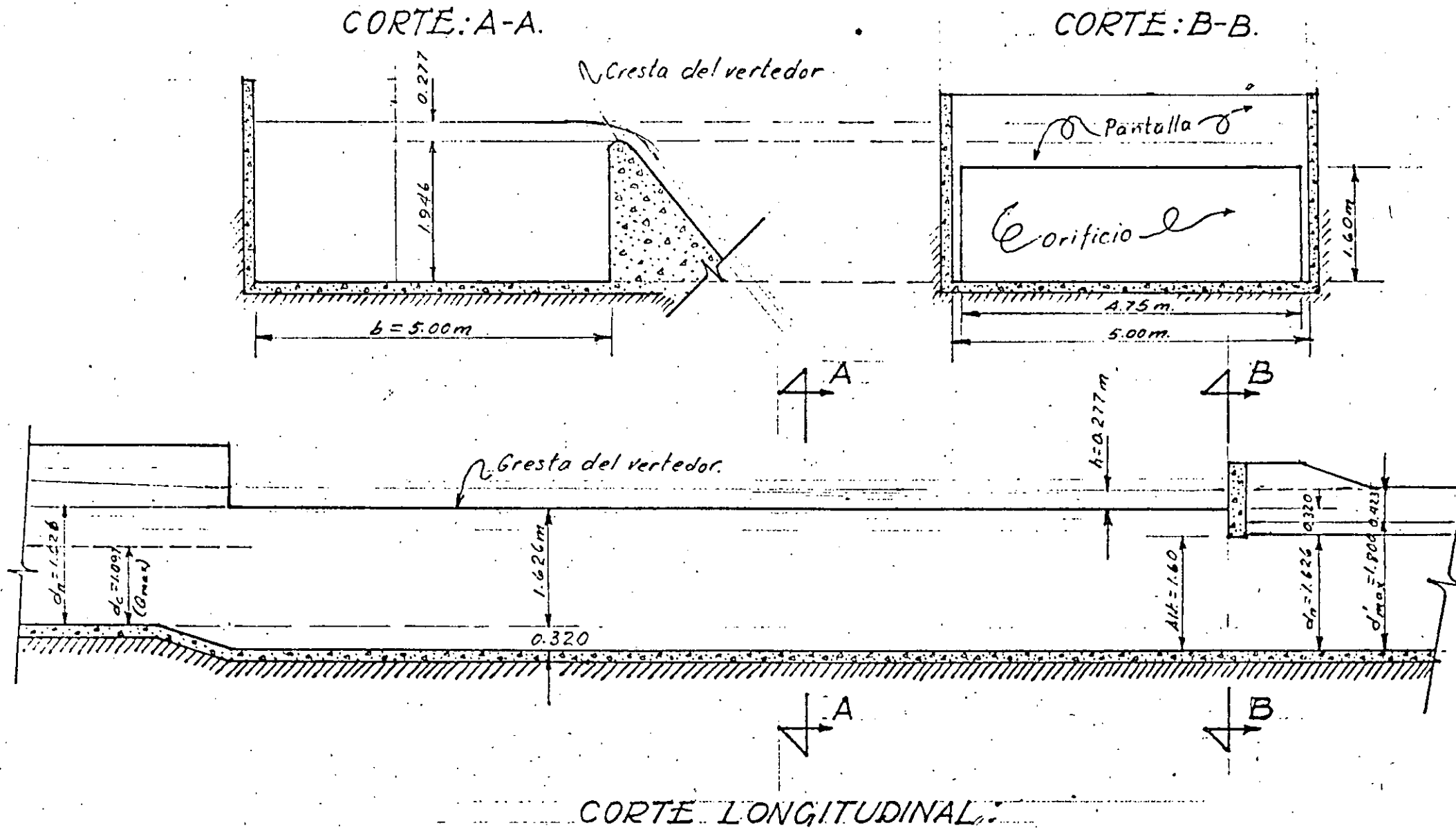

CORTE: A-A.
CORTE: B-B.
Cresta del vertedor
0.277
1.946
b = 5.00m
Pantalla
orificio
1.60m
4.75m.
5.00m.
A
B
h=0.277m
Cresta del vertedor.
1.626m
0.320
d_n=1.226
d_c=1.091
(Q_{max})
Alt=1.60
d_n=1.626
d'_{max}=1.900
0.320
0.423
A
B
CORTE LONGITUDINAL.

Fig 11

Esto dá generalmente longitudes muy grandes a la estructura y para evitar lo se puede interponer al final del vertedor una pantalla que obligue al - - agua a pasar por un orificio.

Con ellos se logra reducir la longitud del vertedor, pero se requiere construir un escalón o desnivel, que va en detrimento de la elevación de la plantilla del canal de conducción.

Figura 10 y hojas anexas.-

Ahora bien :

En todos los proyectos de obras hidráulicas se requiere seguir los siguientes pasos :

1o. - Concebir el proyecto

2o. - Obtener toda la información pertinente y elaborar los cálculos previos que han de servir de base al proyecto.

3o. - Efectuar los cálculos del funcionamiento hidráulico

4o. - Vestirlo, o sea darle las características constructivas que permitan realizar el proyecto concebido.

5o. - Valuarlo

6o. - Compararlo con otros proyectos similares para escoger el mejor. Esta comparación puede efectuarse a nivel de anteproyecto después del punto 3, por analogía con otros proyectos.

El diseño de una estructura cualquiera determinada, que forma parte de un proyecto grande o principal, está relacionado siempre con las demás partes del total por lo que es indispensable estudiar su correlación y la influencia que tengan en el problema general los resultados que se obtengan con cada una de las alternativas.

Así por ejemplo, en una presa de almacenamiento, el tipo de obra de toma y sus dimensiones, determinarán el gasto máximo que puede salir por ella. La posición y tipo del control a la salida de la toma influirá en el funcionamiento de esta. Los disipadores de la energía cinética del agua, también influirán, y así cada una de las partes influirán en las obras, por lo que repito es conveniente hacer un estudio cuidadoso de todos los elementos que forman un proyecto, y de sus contornos, contemplándolos en conjunto y observando cómo puede influir cada elemento en los demás, para toda la gama de funcionamientos que puedan presentarse.

Tomo por caso la misma estructura limitador comentada antes.

Como se indicó, suele producirse un remanso de abatimiento en el canal de llegada al limitador.

Este abatimiento puede influir en el funcionamiento de la estructura anterior.

Vamos a suponer que se trata de la salida de una obra de toma en la cual se utiliza una galería de funcionamiento en régimen supercrítico.

Para entregar el agua a los canales suele utilizarse un dispositivo compuesto por una trayectoria parabólica, seguida de una rampa en contra pendiente. En este dispositivo, se produce un salto hidráulico para pasar al régimen - subcrítico, que es el que debe llevarse en el canal de conducción. Pues bien si en la limitadora de gasto siguiente, para alguno de los gastos se produce un gran abatimiento del tirante y este llega hasta la estructura donde se pretende formar el salto hidráulico, este puede llegar a barrerse, en perjuicio del funcionamiento de la limitadora. Esto puede verse en esta corta película que quiero presentarles en la que pueden observarse varios fenómenos.

DIRECTORIO DE ASISTENTES DEL CURSO "ACTUALIZACION EN LA ENSEÑANZA DE LA HIDRAULICA" DEL 5 AL 9 DE NOVIEMBRE DE 1984.

1.-	AGUILAR MIJANGOS JULIO CESAR CATEDRATICO Y ADMINISTRATIVO ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERIA UNIVERSIDAD AUTONOMA DEL SUDESTE AVE. AGUSTIN MELGAR S/N 24040 TEL. 610-02	CALLE RIVA PALACIO No. 22 COL. SAN FRANCISCO C.P. 24010 TEL. 659-73
2.-	ARRIEN SANDOVAL OSCAR OMAR E.	OASIS #51 COL. CLAVERIA DELEG. AZCAPOTZALCO TEL. 527-74-07
3.-	ARMENDARIZ GUERRERO DELIA MARIA CATEDRATICA FACULTAD DE INGENIERIA MECANICA Y ELECTRICA UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NUEVO LEON SAN NICOLAS DE LOS GARZA, N.L. TEL. 52-30-12	FUNDICIONES 230 NTE. COL. ESMERALDA GUADALUPE, NVO. LEON TEL. 54-41-96
4.-	BERMAN ORDAZ DOMINGO JAVIER DOCENTE ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERIA UNIVERSIDAD AUTONOMA DEL SUDESTE CAMPECHE, CAMP. TEL. 6-10-02	FRACC" FLOR DE LIMON MZNA. G L.14 COL. EL POLVORIN 24040, CAMPECHE, CAMP.
5.-	BLANKENAGEL SEDANO GRISELDA PROFESOR E INVESTIGADOR UNIVERSIDAD AUTONOMA DE QUERETARO CERRO DE LAS CAMPANAS QUERETARO, QRO. TEL. 251-89	PASEO DE JURICA #510 FRACC. JURICA QUERETARO, QUERETARO TEL. 40258
6.-	CAMACHO SANCHEZ CARLOS GERARDO CATEDRATICO UNIVERSIDAD AUTONOMA DE SINALOA ANGEL FLORES Y TEOFILO NORIS TEL. 2-35-50	SUR 105 A # 625 SECTOR POPULAR 06090, IZTALAPALA TEL. 581-48-21

7.-	CANALES ELORDUY ARMANDO GABRIEL PROFESOR DE TIEMPO COMPLETO DEPTO. DE INGENIERIA ESTRUCTURAL E HIDRAULICA INSTITUTO TECNOLOGICO DE SONORA 5 DE FEBRERO #818 SUR A.P. 541 CENTRO C.P. 85000 CD. OBREGON, SONORA TEL. 524-71	AV. NAINARI No. 1607 PTE. CD. OBREGON, SONORA C.P. 85110
8.-	CASTRO ADEATH LUIS EDMUNDO PROFESOR DE ASIGNATURA DEFINITIVO B UNIVERSIDAD AUTONOMA DE MEXICO C.U.	AV. TOLUCA 536 CASA 16 OLIVAR DE LOS PADRES 01780 ALVARO OBREGON TEL. 595-47-52
9.-	ELIAS CASTILLO JUAN INGENIERO AGRONOMO CODAGEM METEPEC, EDO. DE MEXICO	LERMA, MEXICO
10.-	ESQUIVEL CANO SALVADOR	REGINA 126-8 CENTRO 06090, CUAUHTEMOC TEL. 542-34-01
11.-	FLORES ARROYO JOSE DE JESUS JEFE DE LA CARRERA DE OBRAS HIDRAULICAS INSTITUTO TECNOLOGICO DE DURANGO BOULEVARD FELIPE PESCADOR 1830 OTE. DURANGO, DGO. C.P. 34080 TEL. 1-53-86 EXT. 5 y 8	CALLE SANTA MARIA #215 C.P. 34000 DURANGO, DGO. TEL. 1-74-19
12.-	FONSECA CASTILLO JUAN ANTONIO	DIAGONAL PRADO # 6 PRADO IXTACALA TLALNEPANTLA, EDO. DE MEXICO TEL. 3-92-88-71
13.-	GUERRERO DURAN DAVID CATEDRATICO TECNOLOGICO DE NOGALES CALZADA DE LOS NOGALES S/N NOGALES, SON. TEL. 210-88	OBREGON #81 ALTOS NOGALES, SON.

14.-	GUTIERREZ JOSE LUIS MAESTRO DE TIEMPO COMPLETO INSTITUTO TECNOLOGICO DE DURANGO AV. FELIPE PESCADOR No. 1835 C.P. 34080 DURANGO, DGO.	HACIENDA DE CORRALES No. 33 FRACC. CAMINO REAL
15.-	HENNINGS NORIEGA LUIS RALPH PAUL MAESTRO TIEMPO COMPLETO INSTITUTO TECNOLOGICO DE LA PAZ CARRETERA AL SUR KM. 4.5 LA PAZ, B.C. TEL. 2-24-24	MULEGE Y TODOS SANTOS TECNOLOGICO 23000 LA PAZ, B.C.S. TEL. 2-52-60
16.-	LOPEZ CALLEJAS RAYMUNDO PROFESOR UNIVERSIDAD AUTONOMA DE MEXICO AZCAPOTZALCO AV. SAN PABLO 180 REYNOSA DELEG. AZCAPOTZALCO	CORNELIO CEDILLO L-5 M-1 CUAUTEPEC 07100, GUSTAVO A. MADERO
17.-	LOPEZ MAGUEY CARLOS FRANCISCO	CALLE 33 M-117 L. 1238 Z.U.E. IZTAPALAPA 09310 TEL. 686-45-38
18.-	LOPEZ TOLEDO GERARDO COORDINADOR ADMINISTRATIVO INGENIERIA TOPOGRAFICA UNIVERSIDAD AUTONOMA DE PUEBLA CD. UNIVERSITARIA COL. SAN MANUEL	1er. ANDADOR SAN CLAUDIO CASA No. 1 COL. HACIENDA TEL. 45-46-64
19.-	OJEDA TORRES FERNANDO PROFESOR DE CARRERA UNIVERSIDAD MICHOACANA CD. UNIVERSITARIA MORELIA, MICHOACAN TEL. 2-75-03	PASEO DE LAS FACULTADES #28-6 COPILCO-UNIVERSIDAD DELEG. COYOACAN.
20.-	PALACINO AFANADOR JAIME HUMBERTO	AV. UNIVERSIDAD 1897 DEPTO. 203 OXTOPULCO 04310, COYOACAN.

21.-	RAMIREZ LEON HERMILO TECNICO ACADEMICO INSTITUTO DE INGENIERIA CIUDAD UNIVERSITARIA TEL. 550-52-15 EXT. 3603	2 DE ABRIL # 22 STA. CRUZ ACALPIXCA 16500, XOCHIMILCO, D.F. TEL. 676-72-81
22.-	RODRIGUEZ LOZANO JOSE RENE PROYECTISTA SECRETARIA DE AGRICULTURA Y RECURSOS HIDRAULICOS NUEVO LEON 210, PISO 11 COL. CONDESA DELEG. CUAUHTEMOC TEL. 564-73-20	CALZADA TULYEHUALCO Y CALLE 3 #3 COL. TLAHUAC 13010, TLAHUAC TEL. 842-12-27
23.-	VARGAS BALLESTER WALDO P.	RUISEÑOR No. 15 COL. ROSEDAL 04330, COYOACAN TEL. 549-61-86
24.-	VILLARREAL GARZA ROBERTO JEFE DEL DEPARTAMENTO DE HIDRAULICA INDUSTRIAL FACULTAD DE INGENIERIA MECANICA Y ELECTRICA DE LA UNIVERSIDAD AUTONOMA DE NVO. LEON CD. UNIVERSITARIA, SAN NICOLAS DE LOS GARZA, NVO. LEON TEL. 52-46-90	GOYA Y LUCIENTES 2550 CONTRY, LA SILLA MONTERREY, N.L. TEL. 57-16-67

*ggr