



**FACULTAD DE INGENIERÍA UNAM
DIVISIÓN DE EDUCACIÓN CONTINUA**

"Tres décadas de orgullosa excelencia" 1971 - 2001

CURSOS INSTITUCIONALES

D. G . C. O. H.

ACTUALIZACIÓN DE ESTRUCTURAS HIDRÁULICAS

Del 05 al 09 de noviembre de 2001

APUNTES GENERALES

**Ing. Martiniano Aguilar Rodríguez
D.G.C.O.H.
Noviembre /2001**

Contenido

Capítulo 1

Introducción

- 1-1 Antecedentes históricos, 13
- 1-2 Modelo de planeación, 17
- 1-3 Limitaciones de la planeación, 19
- 1-4 Tendencias recientes, 19
- 1-5 Descripción de la planeación de los recursos hidráulicos, 21
- 1-6 Los planificadores, 23

Capítulo 2

Inicio del estudio de planeación

- 2-1 Identificación de metas y objetivos, 31
- 2-2 Organización del estudio de planeación, 31
- 2-3 Administración del estudio de planeación, 34
- 2-4 Presupuesto para planeación, 44

Capítulo 3

Administración de los datos

- 3-1 Introducción, 53

- 3-2 Las cinco etapas, 53

- 3-3 Economía, 63

Capítulo 4

Datos físicos

- 4-1 Geología, 73
- 4-2 Recursos del suelo, 84
- 4-3 Aguas subterráneas (hidrogeología), 88
- 4-4 Geografía física, 94
- 4-5 Meteorología, 98
- 4-6 Hidrología de agua superficial, 103
- 4-7 Calidad del agua, 108
- 4-8 Ambiente (ecología), 115

Capítulo 5

Datos socioeconómicos

- 5-1 Análisis institucional, 121
- 5-2 Datos demográficos, 125
- 5-3 Datos económicos, 134
- 5-4 Datos financieros, 159

- 5-5 Datos legales, 165
- 5-6 Datos sociales, 167

Capítulo 6 Modelos de recursos hidráulicos

- 6-1 Modelos hidrológicos, 175
- 6-2 Modelos hidráulicos, 190
- 6-3 Modelos de agua subterránea, 198
- 6-4 Modelos generales de simulación, 201
- 6-5 Modelos de optimización, 207

Capítulo 7 Formulación de alternativas

- 7-1 Principios generales, 221
- 7-2 Alternativas para los estudios de políticas, de apoyo y de evaluación general, 226
- 7-3 Alternativas en el abastecimiento de agua (irrigación), 229
- 7-4 Alternativas en el abastecimiento de agua (municipal e industrial), 232
- 7-5 Alternativas en el control de avenidas, 235
- 7-6 Alternativas en energía hidroeléctrica, 242
- 7-7 Embalses de uso múltiple, 251
- 7-8 Navegación, 253
- 7-9 Calidad del agua, 256
- 7-10 Los peces y la fauna silvestre, 263
- 7-11 Recreación, 265

Capítulo 8 Evaluación de alternativas

- 8-1 Introducción, 269
- 8-2 Teoría de la evaluación, 271
- 8-3 Práctica de la evaluación, 278
- 8-4 Evaluación de políticas (evaluación de la tecnología), 297

- 8-5 Evaluación de las funciones de los recursos hidráulicos, 298

Capítulo 9 Ejecución del plan

- 9-1 Significado de ejecución, 311
- 9-2 Participación del público, 312
- 9-3 Informes escritos (comunicación), 316
- 9-4 ¿Por qué fracasan los planes?, 319
- 9-5 Ejecución con éxito, 321
- 9-6 Resumen, 324

Capítulo 10 Análisis posterior

- 10-1 Introducción, 327
- 10-2 El proceso, 328
- 10-3 Casos de estudio, 333
- 10-4 Lecciones del análisis posterior, 344

Apéndice A Resumen selectivo de economía

- A-1 Principios de microeconomía, 349
- A-2 Economía del bienestar, 353
- A-3 Ingeniería económica, 355

Apéndice B Documentación de los programas de computadora

- B-1 Regresión lineal (MLINREG), 371
- B-2 Regresión no lineal (POLYREG), 371
- B-3 Análisis del abatimiento por etapas (FASTEP), 376
- B-4 Gasto óptimo (QOPTIM), 381
- B-5 Tasa de retorno (TDR), 390

- Créditos, 397
- Índice, 401

Capítulo 1

Introducción

En este capítulo se estudia, en primer término, el desarrollo histórico de la planeación de los recursos hidráulicos, luego se describe su marco contemporáneo, especialmente en relación con la actividad de la ingeniería. A pesar de ser un elemento crucial de la vida, la planeación, como una disciplina, es un fenómeno relativamente reciente. Junto con la planeación urbana y del transporte, la planeación de los recursos hidráulicos se ha convertido en un campo de estudios muy importante; a medida que las presiones del desarrollo y la población aumentan, hacen sentir su presencia en los limitados recursos hidráulicos.

1-1 ANTECEDENTES HISTÓRICOS¹

La planeación de los recursos hidráulicos es tan antigua como la misma civilización. Tal vez el sistema más antiguo de aviso sobre el peligro de inundaciones, y ciertamente el de mayor duración, fue el utilizado en el antiguo Egipto. Hay registros que se remontan al año 3 500 a.C., ya sea directamente o por inferencia. Desde el inicio de la historia escrita, los ingenieros egipcios observaban la elevación del río por la lectura de los niveles de agua en

un dispositivo llamado nilómetro (figura 1-1). Si las lecturas del nilómetro mostraban niveles peligrosamente altos, se enviaban aguas abajo equipos de rápidos remeros, para advertir a los residentes que desocuparan las áreas que quedaban abajo del nivel del río.

La figura 1-2 muestra la línea cronológica de los eventos importantes en la historia de los recursos hidráulicos, con el tiempo expresado en escala logarítmica. Como ha sucedido con los avances en otras áreas del conocimiento humano, muchos intentos en falso obstaculizaron una amplia variedad de avances reconocidos en el campo. Algunos intuyeron el ciclo hidrológico, hasta el siglo VII d.C., en general, no existió un consenso amplio sobre la relación de los elementos del ciclo hidrológico en la naturaleza. A los investigadores se les abandonó a la especulación.

La medición del flujo de las corrientes de agua constituye ciertamente uno de los cálculos fundamentales en la administración de los recursos hidráulicos. Parece que fue Herón de Alejandría el primero en proponer el concepto de que el gasto es igual a la velocidad multiplicada por el área de la sección transversal. Este importante descubrimiento fue ignorado durante casi dieciséis siglos, hasta que Benedetto Castelli (1577-1644), el fundador de la hidrología italiana, llegó por su parte al mismo concepto.

Probablemente el sistema de abastecimiento de agua más antiguo —partes del cual se hallan todavía

¹ Esta sección se apoya en el libro de A. E. Biswas, *History of Hydrology* (Amsterdám y Nueva York: North Holland y American Elsevier, 1970).

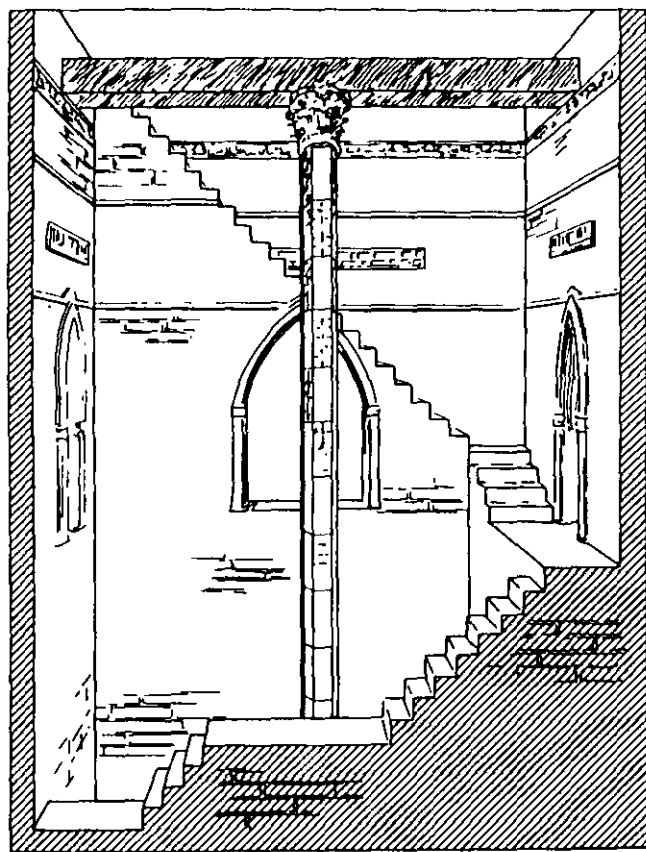


Figura 1-1. El nilómetro de Roda en 1798 d. C. (Tomado de Biswas, 1970).

en operación— fue la red de acueductos romanos. El ingeniero a quien hay que acreditar esta estupenda obra fue Apio Claudio Craso, quien la terminó en el año 312 a.C. Asimismo, Roma tuvo el primer sistema municipal de alcantarillado, aunque sólo para el drenaje pluvial; los desechos de la urbe no se virrieron en el sistema hasta pasados varios siglos.

Durante los siglos XVII y XVIII, se formaron en Europa varios grupos interesados en el avance del conocimiento y de la ciencia. Uno de sus principales objetivos era establecer una sólida base científica para la planeación y administración de los recursos hidráulicos. Entre estos grupos se encontraban la Real Sociedad Inglesa, la Real Academia Francesa de Ciencias y el Cuerpo de Caminos y

Puentes. De esta última institución procedían hidrólogos precursores del estudio de los recursos hidráulicos, como Chézy.

Durante el siglo XVIII hubo muchos avances cuantitativos como, por ejemplo, la fórmula de Pitot para la medición de la fuerza de los fluidos. De todos estos avances, el más importante lo constituye, probablemente, la ecuación de la energía, deducida por Daniel Bernoulli:

$$\frac{v^2}{2g} + \frac{p}{w} + z = \text{constante} \quad (1-1)$$

que es básicamente el principio de la conservación de la energía. Más tarde, Euler (contemporáneo de Bernoulli) añadió el componente de la energía como una variable importante. La ecuación es una forma integral muy útil de la ecuación del movimiento deducida por Euler.

En los Estados Unidos, así como en algunos otros países, se han realizado muchos avances en cuanto a la comprensión matemática de la hidrología y de la administración de los recursos hidráulicos. Abundan los ejemplos de una buena planeación, que comienzan desde mediados del siglo XVIII. George Washington, quien trabajó en su juventud como agrimensor, fue posteriormente nombrado presidente de un grupo encargado de hacer navegable el río Potomac. Se instalaron con este propósito una serie de cinco esclusas para permitir el paso de las barcas más allá del sitio conocido como Great Falls, cerca de donde se halla hoy en día la ciudad de Washington, D.C.²

El informe Gallatin, resultante de las expediciones de Lewis y Clark, representó el primer plan completo de recursos hidráulicos ideado en los Estados Unidos (1807). Otros planes de recursos hidráulicos

se centraron en los canales como vía de transporte, tales como el Canal Santee, de Carolina del Sur (1800); y el Canal Erie, de Nueva York; este último pronto quedó obsoleto debido al transporte por ferrocarril.

De acuerdo con la Ley de los terrenos desiertos de 1877, se otorgaron concesiones de tierras a los individuos que estaban dispuestos a desarrollar el potencial hidráulico de dichos terrenos, generalmente por medio de la irrigación. De dicha ley se originaron las competencias a largo plazo, entre los que exigían agua en aquella parte de los Estados Unidos al oeste del meridiano de longitud 100°.

John Wesley Powell, famoso por haber explorado el Gran Cañón del Colorado y primer jefe del U.S. Geological Survey, abogaba por el uso del suelo conjuntamente con planeación hidráulica. Su influencia llevó a la recolección de datos topográficos e hidrológicos combinados para la elaboración de mapas. Pero las intenciones de Powell relativas al uso sistemático de estos datos fueron ignoradas en aras del desarrollo que se tuvo a fines del siglo XIX y principios del siglo XX.

Debido a la importancia de los ríos como canales de transporte y como fuentes de agua, muchas ciudades de los Estados Unidos se construyeron sobre llanuras de inundación, con consecuencias fáciles de predecir. Sólo recientemente, estos riesgos han llevado a la planeación conjunta del uso del suelo, y del control de avenidas. Posiblemente el ejemplo más visible de la atención a ambos elementos, abarca la parte baja del río Mississippi. Una serie de catastróficas inundaciones en aquella región, demostraron finalmente que sólo por medio de una combinación de embalses de retención, desvíos temporales y diques, se podían controlar las aguas del río.

Otro buen ejemplo del uso combinado del suelo y de la planeación del control de avenidas, lo constituye el estudio que hizo el Dr. Arthur E. Morgan de la cuenca del Great Miami River, en la parte sur del estado de Ohio. El estudio fue hecho con premura por la inundación sin precedentes que arrasó el distrito comercial de Dayton, en 1913. El plan de Morgan contemplaba mejoras en 63 km (48 ml) de diques y canales, que atravesaban nueve ciuda-

² T. M. Shad, "Water Resources Planning—Historical Development", *Water Resources Planning in America, 1776-1976*, Convención y Exposición Anual de la ASCE, Filadelfia, 27 sept.-1 Oct. 1976, reimpresión 275 Y: 10 (mencionado subsecuentemente como (WRPA). Publicado también en el *ASCE Journal of the Water Resources Planning and Management Division* 105 (Marzo, 1979).

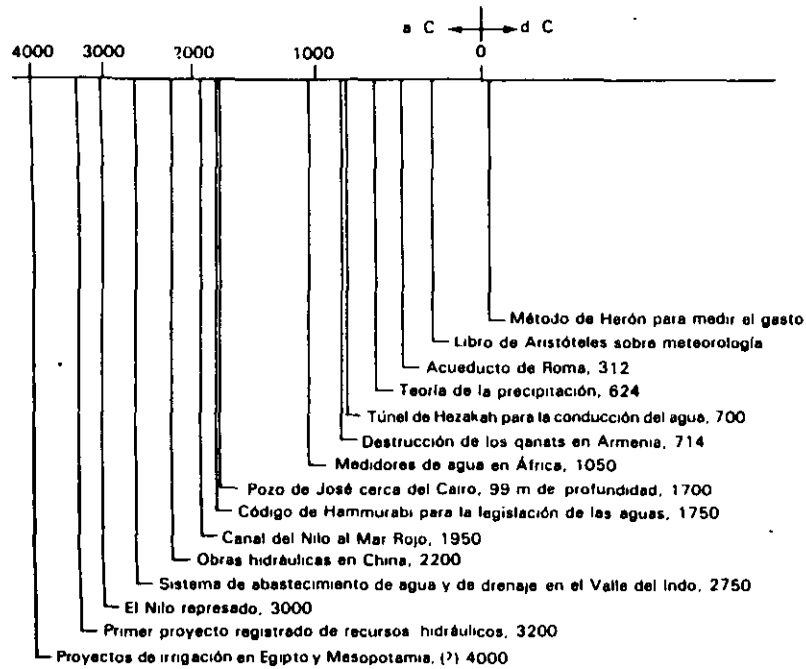


Figura 1-2 Línea cronológica de los eventos culminantes de los recursos hidráulicos. (El tiempo se expresa en escala logarítmica.)

des importantes y cinco embalses secos de detención de uso restringido. El proyecto, terminado en 1922, fue pagado en su totalidad por los propietarios particulares y por dependencias de cada localidad.

Además de su bajo costo y financiamiento racional, el plan de Morgan fue un valioso logro de ingeniería que se caracterizó por la muy cuidadosa planeación que precedía y acompañaba a cada etapa. No solamente se tomaron datos cuidadosos y completos, de los recursos hidráulicos, sino también se estudiaron los recursos afines, como las fuentes de energía. Los diez volúmenes de informes técnicos que contenían el proyecto de Morgan han sido desde entonces el modelo de una buena planeación.

En contraste, numerosos ejemplos de proyectos de irrigación fallidos marcan la historia del Oeste de los Estados Unidos. Si se hubieran realizado estudios cuidadosos de todos los recursos disponibles, sin recurrir a nociones preconcebidas, es probable que muchos de dichos proyectos no se hubieran emprendido. Y esta es la razón de ser de la planeación de los recursos hidráulicos: hacer un uso óptimo de los recursos hidráulicos disponibles, a fin de alcanzar el equilibrio entre la conservación y el agotamiento, entre el buen y el mal uso.

En otra área, la primera planeación a gran escala de comunidades fue desarrollada por fuerzas militares, a menudo en territorios ocupados. Luego vino la planeación urbana, su primer y quizá mejor

ejemplo es la ciudad de Estocolmo. Después de que grandes partes de la ciudad fueron destruidas por el fuego, se reconoció la necesidad de un plan maestro para su reconstrucción. En el plan que se siguió para el uso racional del suelo, se le concedió amplia atención a la zonificación, áreas verdes y servicios públicos. El ímpetu adquirido con ese buen comienzo ha sido mantenido hasta hoy día, y (como resultado, Estocolmo es posiblemente la ciudad mejor planificada del mundo.

Más recientemente, se ha añadido la planeación económica al concepto más amplio de la planeación. Junto con las técnicas de análisis de optimización recientemente desarrolladas, tales como los modelos de simulación, la estadística y la programación lineal, han llegado herramientas que el in-

geniero puede utilizar con provecho cuando deba presentar un plan detallado y amplio.

1-2 MODELO DE PLANEACIÓN

A pesar de que gran parte de la literatura de planeación está escrita en su propio e inimitable lenguaje, se puede extraer de la misma un conjunto inteligible de percepciones y estrategias que serán de utilidad en la planeación de los recursos hidráulicos. Son particularmente provechosas las etapas en el proceso de planeación que abarcan un modelo de la misma. La tabla 1.1 ilustra el tipo de modelo de planeación que se seguirá en este libro. A pesar de que, como bien lo saben los planificadores ex-

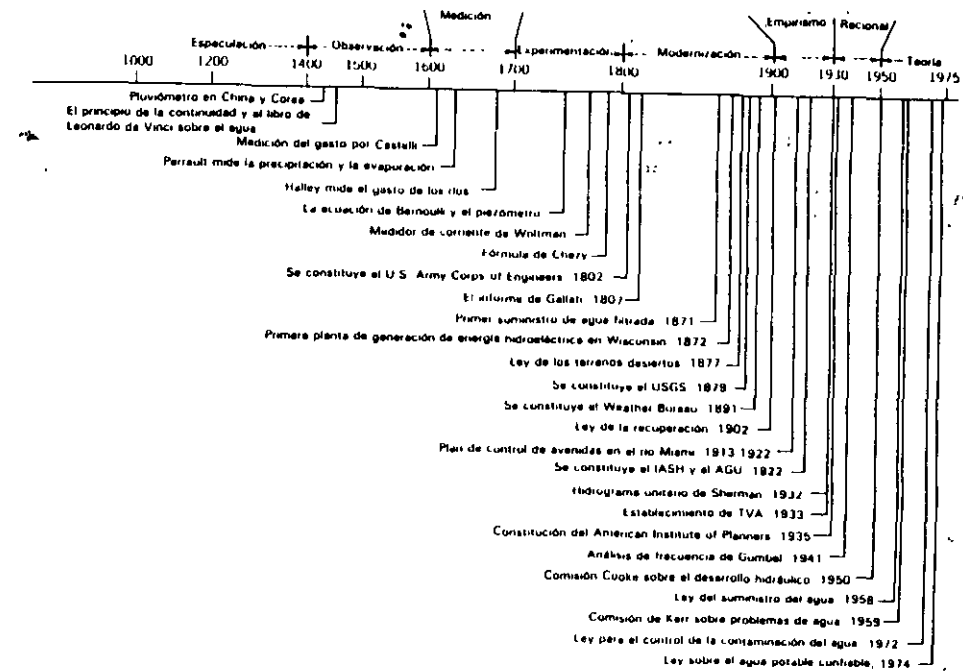


Figura 1-2 (Continuación)

Tabla 1-1 Modelo de planeación (etapas del proceso de planeación)

Formular las metas y los objetivos	Definir claramente qué debe lograr el estudio de planeación (Véase la sección 2-1.)
Completar el programa de trabajo (PDT)	Establecer el programa de planeación y asignar los recursos para desarrollar el plan (planeación del plan). (Véanse las secciones 2-2, 2-3, 2-4, y 2-8.)
Recolectar y analizar los datos.	Se trata en realidad del manejo de los datos, el cual implica la recolección, clasificación, evaluación, procesamiento y análisis de los datos. (Véanse los capítulos, 3, 4, 5 y 6.)
Formular las alternativas	Construir las diferentes alternativas que podrían servir para el plan. (Véase el capítulo 7.)
Evaluar las alternativas	Medir los efectos de cada alternativa y compararlos con los objetivos, teniendo en mente la factibilidad y probabilidad de ejecución. (Véase el capítulo 8.)
Seleccionar el plan	Seleccionar la mejor alternativa del proceso de evaluación, que sea ejecutable (factibilidad).
Ejecutar el plan	Llevar a cabo el plan. (Véase el capítulo 9.)
Efectuar el análisis posterior	Analizar los resultados del plan, después de ejecutarse, para ver cómo se desarrolló. (Véase el capítulo 10.)

perimentados, hay complicaciones que alteran cualquier modelo; la lista dada en la tabla 1-1 es un buen punto de partida.

El programa de trabajo es muy importante. En éste se deben perfilar y definir claramente suposiciones iniciales. ¿Cuál es el enfoque de planeación que se adoptará? ¿Cuáles etapas son necesarias para completar el plan? ¿Cómo se deberán asignar entre las etapas el tiempo y los presupuestos financieros? El programa de trabajo se presta para aplicar la técnica de evaluación y revisión de programas (PERT) y otras metodologías que se estudian en la sección 2-3.

El manejo de los datos, la recolección, clasificación, evaluación, procesamiento y análisis de la información tienen gran importancia por razones económicas y técnicas. A pesar de ser, con mucho,

la menos atractiva de las etapas de la planeación, el manejo de los datos es, por lo general, la clave de un buen estudio de planeación.

Al formular y evaluar las alternativas, se encontrará que los recursos para el análisis de sistemas resultan particularmente útiles. La optimización de las alternativas es posible hacerla mediante varias técnicas matemáticas tomadas a préstamo de la disciplina del análisis de sistemas (AS). Los modelos de simulación dependen de las computadoras y de los métodos numéricos. Otras herramientas tomadas del análisis de sistemas incluyen la teoría de colas, la teoría de decisiones, la teoría de juegos y de control, así como las simulaciones PERT y CPM. Como lo implica su nombre, el análisis de sistemas sirve para definir y estudiar a un sistema como un todo, a fin de diseñarlo y controlarlo.

1-3 LIMITACIONES DE LA PLANEACIÓN

En los Estados Unidos, la planeación de los recursos hidráulicos como toda la planeación central, no ha sido aceptada por todos.³ Siempre hay algún individuo o grupo que se sienten ignorados o subestimados. Este sentimiento puede reflejar una desconfianza general hacia un gobierno central poderoso, o percibirlo como una amenaza a los derechos de la propiedad que plantean los grandes planes maestros. La desilusión relativa a los planes amplios de los recursos hidráulicos, se agrava cuando se deja que se empolven en un estante. Además, algunos planes se formulan sencillamente para utilizar fondos disponibles, o para mejorar la imagen pública de los funcionarios.

Sin embargo, la planeación en general ha captado el interés de los gobiernos de los países en vías de desarrollo, a pesar de la gran cantidad de planes no ejecutados que bien pudieran llenar las bibliotecas de sus administradores. No obstante de que pueda haber un cierto desencanto relativo a la planeación de los recursos hidráulicos, así como con la planeación en general, muchos miembros de la comunidad, del sector político, de las dependencias gubernamentales y del público en general, creen abiertamente en la misma.

1-4 TENDENCIAS RECIENTES

Mucho del desencanto que se experimenta con la planeación se puede borrar si se pone atención a los cambios recientes —siendo muchos de ellos mejoras— en la disciplina.

Una de estas mejoras es el mayor énfasis que se pone sobre la naturaleza dinámica de los planes y la planeación. Hoy en día, los planes finales, en contraste con los planes rígidamente interpretados del pasado, se consideran como pautas dinámicas

³ Véase National Water Commission. *New Directions in U.S. Water Policy: Summary, Conclusions, and Recommendations from the Final Report of the National Water Commission* (Washington, D.C.: U.S. Government Printing Office, 1973).

y flexibles. La sociedad cambia, y también lo hacen sus lineamientos generales. Un plan que no refleje esos cambios, resulta ser un impedimento en lugar de una ayuda.

Otra mejora, en lo que concierne a los ingenieros planificadores, es la mayor importancia que se le concede al cliente, quien tiene ahora, a menudo, la responsabilidad de seleccionar el plan y tomar todas las decisiones importantes. El planificador debe llegar preparado con una variedad de opiniones y alternativas practicables, pero el cliente es el responsable de tomar la decisión final.

Un cambio más es la percepción realizada de que las soluciones no estructurales pueden, con frecuencia, prestar buenos servicios a los fines de la planeación. Los ingenieros están educados para construir, por lo que es comprensible que sus soluciones normalmente contengan algún tipo de estructura o cambio en el ambiente físico. Sin embargo hoy en día es común escuchar el término *no estructural* en los círculos de la planeación. Los clientes piden ahora soluciones que incluyan la zonificación de los seguros y la protección contra inundaciones en los edificios, así como los diques y los embalses de detención. Los planificadores toman ahora en cuenta los procesos naturales de purificación biológica, como los pantanos salinos para el agua salobre. Un proyecto ejemplar de recursos hidráulicos en Santee, Cal., incorpora la recuperación de las aguas de desecho y su reutilización con fines de ahorro de agua dulce contra la intrusión del agua salada.

Una mejora reciente, que conlleva un amplio rango de implicaciones, ha sido la consideración de futuros alternos para el proyecto que se planea. Actualmente, los planificadores tienen presente la posibilidad real de que, por una diversidad de razones los pronósticos de disponibilidad de agua están equivocados; lo mismo que los pronósticos de requerimientos de agua para una actividad dada. En lugar de tomar un enfoque determinista, los planificadores saben ahora que es importante analizar una gama de futuros alternos.

La representación de los futuros alternos implica, por lo común, la formulación de una variedad

dad de escenarios que van desde el "peor caso" hasta el "mejor caso". El planificador debe decidir, junto con el cliente, cuál escenario resulta adecuado para sus objetivos, y aplicar el plan al mismo.

La evaluación de la tecnología es una estrategia afín. Aquí el planificador se pregunta cómo afecta la aplicación de una nueva tecnología, como parte de un plan, al sistema social y económico.

La participación del público ha llegado a tener una parte significativa en el proceso de planeación. Es crucial esta participación para eliminar las lagunas de credibilidad entre los planificadores y aquellos que resultan afectados, especialmente cuando se trata de planes de gran escala como el caso de los proyectos de recursos hidráulicos. La política de no esconder nada y que todo esté a la vista de los interesados que aplica el *U.S. Army Corps of Engineers*, hace que los proyectos sean del conocimiento de tantas personas como sea posible y estén informadas de las deliberaciones de la planeación, junto con otros enfoques semejantes, han hecho que la participación pública constituya una característica normal del proceso de planeación. A pesar de que raras veces se tiene una verdadera representación del público en las juntas abiertas relacionadas con la planeación de los recursos hidráulicos, las personas que estén suficientemente interesadas deben ser capaces de interrelacionarse con los planificadores. De esta interacción puede muy bien obtenerse información adicional muy valiosa. Es necesario progresar a grandes pasos en lo que se refiere a refinar la comunicación, entre los que toman las decisiones y los "públicos" (término que se utiliza aquí, para resaltar la variedad de grupos que, juntos, constituyen el público en general).

Otro refinamiento, considerado generalmente como una mejora, ha sido la importancia que se le concede a las cuestiones relacionadas con el ambiente. La percepción de que los recursos naturales son finitos, y de que pueden ser deteriorados o desperdiciados por las actividades humanas, ha hecho que los planificadores reconozcan que la protección del ambiente debe ir de la mano con los objetivos económicos. El análisis tradicional de costos y be-

neficios suponía un mercado perfecto que en realidad no existe, ni para el agua ni para ningún otro recurso natural, y la eficiencia económica no genera necesariamente un medio ambiente apropiado. Actualmente, son muchos los planificadores que enfocan los proyectos con vistas a que tengan un mejor plan global, aun cuando esto signifique una disminución en los beneficios netos, en términos de valores monetarios.

El análisis de objetivos múltiples representa un nuevo y mejorado enfoque de la planeación. Expresado en términos sencillos, el análisis de objetivos múltiples permite comparar los valores no monetarios con las metas monetarias. Finalmente, la técnica de simulación por computadora es, hoy en día, de uso corriente en la planeación de los recursos hidráulicos.

En resumen, en un futuro cercano se tomarán muy en cuenta los aspectos ambientales y de conservación al hacer la planeación de los recursos hidráulicos, especialmente en los países desarrollados. Se tendrá una mejor administración y se hará hincapié sobre la misma en los sistemas hidráulicos existentes. Sin embargo, el futuro de los grandes embalses seguirá en duda. La energía hidroeléctrica representa una inversión atractiva, como lo son los embalses de superficie para el control de ríos; pero los efectos ambientales y los costos crecientes pueden pesar más que los beneficios. Se pondrá un mayor énfasis en los acuíferos para utilizarlos como depósitos de almacenamiento; asimismo se pondrá especial atención al control de la calidad del agua subterránea. Parece seguro un mayor uso de bancos de datos de los recursos hidráulicos. Con la innegable tendencia hacia más planeación y con las mejores herramientas de que se dispondrá, el futuro de la planeación de los recursos hidráulicos será todavía más atractivo y pondrá retos cada vez más grandes a futuro.

Después de presentar esta perspectiva de los cambios en la filosofía y práctica de la planeación, se puede plantear una pregunta básica. ¿Es aconsejable la planeación? Abraham Lincoln contestó de una manera sucinta: *Si pudiéramos saber de antemano dónde nos hallamos y hacia adónde vamos, podríamos entonces decidir mejor qué hacer y cómo*

Tabla 1-2 Categorías del enfoque de planeación

Control de la planeación: ¿Quién controla el estudio de planeación?	Cobertura de la planeación: ¿Qué tan amplio debe ser el estudio?	Rigidez de la planeación: ¿Qué tan flexible debe ser el plan?
1 Controlado por el cliente	1. Racional-amplio (RA)	1 Planeación del proceso
2. Controlado en su mayor parte por el cliente	2. En su mayor parte RA	2 En su mayor parte proceso
3. Control compartido	3 RA y de incrementos aislados (IA)	3 Planeación detallada y proceso
4. Controlado en su mayor parte por el planificador	4. En su mayor parte IA	4 En su mayor parte planeación detallada
5 Controlado por el planificador	5. IA	5 Planeación detallada

mo hacerlo.⁴ La planeación racional presenta la mejor manera de obtener los fines deseados, contribuye al aprendizaje y ayuda a controlar el proceso de crecimiento. Ciertamente, esto es preferible a ir a la deriva. Aun cuando la planeación no suministre una decisión, debido a las variables que se desplazan, el proceso aumenta el conocimiento que se posee como planificadores.

En un cierto sentido, el objetivo de la planeación es el de anticiparse a los problemas. De una manera similar, los planificadores pueden descubrir y capitalizar las oportunidades, si hay suficiente libertad en el proceso. La planeación sirve a un objetivo vital, y merece aceptación, si:

1. Obtiene amplios objetivos relacionados con las metas y necesidades reales de la gente, en lugar de alcanzar sólo el desarrollo de los recursos.
2. Se basa en el cumplimiento de las metas y necesidades de la comunidad en vez de atender a un grupo interesado o élite exclusivamente.
3. Aclara las alternativas mediante las cuales quienes toman las decisiones pueden alcanzar estas metas, en lugar de ceñirse a las estructuras rígidas que imponen al público los planificadores.
4. Persigue sólo decisiones necesarias e inmediatas, en lugar de excluir opciones futuras innecesariamente.

5. Se conduce dentro de un marco institucional que permite su ejecución, en lugar de ser presentada como un informe que termine archivado.
6. Se hace solamente cuando sea necesaria, y no porque haya fondos disponibles, o para realizar una imagen.
7. Hace participar al público en forma adecuada en todas las decisiones.

Son muchas las formas de economizar que se pueden lograr mediante la planeación efectiva del uso de los recursos hidráulicos. Entre los elementos de la planeación que pueden ayudar a alcanzar la meta de la eficiencia económica, se incluyen la eliminación de los conflictos entre los usos públicos; el descartar los proyectos endeble o antieconómicos; la oportuna programación de los proyectos de construcción, una adecuada calendarización para obtener un financiamiento provechoso, el uso total de los datos objetivos y racionales y de los pronósticos; así como el estímulo de la acción coordinada y la cooperación de todas las dependencias que participan.

1-5 DESCRIPCIÓN DE LA PLANEACIÓN DE LOS RECURSOS HIDRÁULICOS

Los planificadores necesitan adaptar un enfoque de planeación particular a cada entorno específico de la misma. El enfoque de la planeación se puede separar en tres categorías (véase la tabla 1-2).

⁴ Tomado de H.H. Humphrey, *A Proposal for Achieving Balanced National Growth and Development* (Washington, D.C., U.S. Government Printing Office, stock no. 5270 01715, 26 feb. 1973).

Tabla 1-3 Categorías del entorno de la planeación

Jurisdicción de la planeación: ¿Qué nivel del gobierno participa?	Alcance de la planeación: ¿Cuántas funciones están incluidas?	Etapas de planeación: ¿Qué nivel de planeación?
1. Internacional	1. De sectores múltiples	1. Políticas
2. Federal 2.5 Interestatal (regional)	2. Diversos sectores	2. Apoyo
3. Estatal 3.5 Intraestatal (regional)	3. Por sector	3. Evaluación general
4. Local	4. Diversas funciones	4. Ejecución
5. Privado	5. Funcional	5. Diseño del proyecto

FUENTE: National Water Commission, 1973

Tabla 1-4 Estructura del entorno de la planeación por el alcance de los programas de planeación

Planeación de sectores múltiples	Planeación por sector	Planeación funcional	
		Funciones	Elementos
Todos los sectores	Transporte	Carreteras	Caminos, intercambios, desviaciones, etc.
		Transporte aéreo	Aeropuertos, rutas aéreas, etc.
		Tránsito masivo	Elementos comparables a los anteriores
		Puertos y vías fluviales	Elementos comparables a los anteriores
	Recursos hidráulicos	Eliminación de las aguas residuales	Sistemas de alcantarillado, plantas de tratamiento, descargas, eliminación de lodos, etc.
		Abastecimiento municipal de agua	Embalses, plantas de tratamiento, sistemas de distribución, etc.
		Suministro del agua de irrigación	Elementos comparables a los anteriores
		Otras funciones comparables	Otros elementos comparables
		Otros sectores comparables	Otras funciones comparables

¿Quién debe controlar el estudio, el planificador o el cliente? ¿Deberá el estudio tratar de ser amplio y detallado, o debe limitarse a pocos elementos, aparentemente no relacionados? y, finalmente, ¿Debe el plan ser deliberadamente vago, o tiene que establecer una tarea específica que deba lograrse

En la literatura de planeación se presenta un importante debate acerca de si la cobertura de la misma debe ser racional-amplia (RA), o de incrementos aislados (IA). Como se indicó anteriormente, la respuesta depende del entorno de la planeación; por consiguiente, el planificador debe primero definir el entorno en el cual se llevará a cabo el estudio de planeación y luego escoger el enfoque que se ajuste a dicho entorno.

Las tres categorías que definen el entorno de planeación son: jurisdicción, alcance y etapa (véase la tabla 1-3), las cuales se relacionan, respectivamente, con las categorías de control, cobertura, y rigidez del enfoque de planeación. Frecuentemente, las jurisdicciones mayores demandan un enfoque que esté más controlado por el cliente. Así, un estudio de planeación de sectores múltiples sugiere un enfoque de cobertura racional-amplia. Al mismo tiempo que el estudio de planeación tiende al área de políticas, la categoría de rigidez se encamina hacia la planeación de procesos.

La categoría de jurisdicción resulta obvia, pero las otras dos categorías necesitan cierta explicación.

En la columna "alcance de la planeación" de la tabla 1-3, el término económico sector indica cada parte de una sociedad que tiene un concepto unificador (política, educación, transporte, recursos hidráulicos, etc.). Un plan por sector de recursos hidráulicos abarcaría, probablemente, el abastecimiento de agua, control de avenidas, energía hidroeléctrica, etc., y trataría de integrar todos los recursos hidráulicos para alcanzar máxima eficiencia (véase la tabla 1-4). Un plan de sectores múltiples incluiría todos los sectores aplicables, mientras que un plan funcional sólo abarcaría el abastecimiento de agua, el control de avenidas, la disposición de las aguas residuales y algunas otras funciones dentro del sector de los recursos hidráulicos. La tabla 1-4 ilustra de qué modo dos sectores (trans-

porte y recursos hidráulicos) se pueden separar en funciones y elementos.

Una vez definido el alcance del entorno de planeación, el planificador debe averiguar el nivel de detalles necesario. El proceso de planeación normalmente prosigue por etapas o niveles que van de lo general a lo específico. La tabla 1-5 resume las etapas de planeación de los recursos hidráulicos. Las tres etapas intermedias son las que mejor conocen los planificadores de recursos hidráulicos; las etapas de planeación de políticas y del diseño del proyecto, que son menos conocidas, deben entenderse cabalmente. Debido a que estas etapas se conocen con otros nombres, el lector debe consultar la tabla 1-6 para ayudarse en la definición de otros términos que se encuentran en la literatura sobre el tema. En este libro se adaptará la terminología que utiliza la dependencia National Water Commission, pero se añadirá el término "diseño del proyecto" como una etapa necesaria, después de "ejecución". Como principio, el planificador debe definir el entorno de planeación en la tabla 1-3 y anotar los números correspondientes a cada categoría. Se puede pasar a la tabla 1-2 con dichos números y leer las descripciones correspondientes a fin de definir el enfoque de planeación.

1-6 LOS PLANIFICADORES

Los planificadores de recursos hidráulicos tienen, por lo general, formación de ingenieros; en la mayoría de los casos, son ingenieros civiles.⁵ Tienen la tendencia de satisfacer las necesidades de la planeación mediante la construcción de algún tipo de estructura. Prefieren la solución tecnológica a expensas de las metas sociales. Además, la perspectiva básica de la mayoría de los ingenieros civiles es conservadora, en el sentido de que tienden a sobre-diseñar las estructuras para las condiciones extremas, que podrían hacerlas fallar. En ocasiones

⁵ Para una descripción más detallada de las personas y los participantes en la planeación, véase W.K. Johnson, *Introduction to Civil Engineering Planning*, University of California, en Davis, 1976

Tabla 1-5 Estructura del entorno de planeación en el sector de recursos hidráulicos por etapas de planeación

Planeación de políticas: Ejemplos de actividades	Planeación de apoyo: Ejemplos de actividades	Planeación de evaluación general: Ejemplos de actividades	Planeación ejecutiva: Ejemplos de actividades
Evaluar las amplias necesidades nacionales	Desde el punto de vista de los grandes totales sobre toda la región y sobre una base "sin proyecto"	Con base de proyectos locales o medidas, y para áreas regionales o de cuencas:	Para proyectos o medidas específicos:
Potenzar las metas y objetivos nacionales	Inventariar y evaluar los datos disponibles	Estimar el uso presente y futuro del agua, y las necesidades ambientales	Evaluar el uso especí- fico del agua y las nece- sidades ambientales
Identificar los proble- mas y oportunidades de alcanzar las metas	Evaluar el uso presente y futuro del agua y las necesidades ambien- tales	Estimar el agua disponi- ble y los recursos de suelo relacionados	Evaluar el agua disponi- ble y los recursos de suelo relacionados
Identificar los costos y beneficios de alcanzar las metas	Evaluar el agua disponi- ble y los recursos de suelo relacionados	Hacer evaluaciones pre- liminares de los enfo- ques alternos de la administración de la calidad del agua	Evaluar el potencial de regulación para dife- rentes grados de almacenamiento
Sugerir metas y objetivos	Evaluar el potencial general de regulación e identificar los enfoques para manejar la calidad del agua	Hacer estimaciones preliminares de los costos, beneficios y consecuencias de los proyectos y medidas específicos alternos	Evaluar el grado de control de la calidad del agua, con los diferentes tipos de instalaciones
Sugerir políticas	Hacer un inventario de los medios generales disponibles para satisfacer las necesidades	Comparar los proyectos y medidas alternos	Preparar diseños conceptuales
Coordinar prioridades nacionales	Hacer un inventario del estado presente del proyecto	Idear programas alternos de pronta acción y futuros	Hacer análisis económicos de los beneficios y las consecuencias
Revisar los programas para la obtención de las metas	Evaluar las alternativas generales para satisfacer las diferentes metas	Recomendar programas específicos de pronta acción y futuros alternos; seleccionar el proyecto; tomar medidas para el estudio de ejecución	Hacer un análisis financiero para probar las erogaciones
	Identificar las áreas pro- blemáticas que necesitan atención prioritaria Acciones recomendadas que se pueden tomar al presente y aquéllas que requieren más estudios		Comparar las alternati- vas sobre la base de los costos, beneficios y las erogaciones Recomendar una alternativa de selección Recomendar fuentes de financiamiento

Tabla 1-6 Etapas de la planeación (comparación de las taxonomías)

National Water Commission (NWC)	Water Resources Council (WRC)	Naciones Unidas (NU)	Otras
Políticas			
Apoyo	Nivel A (de apoyo)	Reconocimiento del terreno	Preliminar Evaluaciones Inventario Tipo I A nivel estatal
Evaluación general	Nivel B (cuenca del río)	Investigación de la cuenca (maestra)	General Tipo II Investigación Regional
Ejecución	Nivel C (ejecución)	Factibilidad Investigación del plan	Diseño del proyecto

muestran una insuficiente percepción de los aspectos biológicos de los proyectos de recursos hidráulicos. Así, es deseable que haya mayor entendimiento de las ramificaciones biológicas, que puede darse a través de la comunicación de ingenieros y biólogos.

Es típico que los planificadores urbanos y regionales tengan una formación en administración pública — lo cual indica a menudo que ambos carecen de sensibilidad tecnológica y biológica. En consecuencia, resulta vital que tanto los ingenieros como los biólogos asesoren a los planificadores urbanos y regionales.

Los planificadores ambientales provienen de una diversidad de campos, por lo general de las Ciencias de la vida. Entre los campos de preparación académica afín, se encuentra la botánica, la ecología, la zoología, la geología, la ciencia de los suelos, la horticultura, la silvicultura, la meteorología y la oceanografía. Además, los arquitectos del paisaje, los administradores de los recursos naturales, los abogados y otras personas que tengan interés en la conservación del ambiente y sus recursos, podrían unirse a las filas de los planificadores ambientales.

En años recientes, el único y más importante ímpetu conferido al movimiento ambiental, proviene de la Ley Nacional de Políticas Ambientales de 1970. No sólo requería esta ley que se le concediera atención específica al impacto del progreso sobre el ambiente, sino que llevó a innumerables

personas a unirse a los movimientos de planeación ambiental. Con el apoyo de organizaciones interesadas, entre las que se cuentan el *Sierra Club*, la *Audubon Society*, la *Wilderness Society*, la *National Wildlife Federation* y la *Isaak Walton League*, los planificadores ambientales ejercen hoy en día una influencia considerable sobre cualquier plan de recursos hidráulicos que se desea formular.

Otros grupos interesados en los procesos de planeación de los recursos hidráulicos, incluyen una amplia gama de dependencias federales.

1. *Soil Conservation Service*. Esta oficina de conservación de los suelos relaciona los recursos hidráulicos a través de sus trabajos sobre proyectos de cuencas pequeñas.
2. *U.S. Army Corps of Engineers*. Este cuerpo de ingenieros del ejército de Estados Unidos tiene a su cargo el desarrollo de los recursos hidráulicos federales mediante la construcción de presas, diques, embalses, esclusas y otras estructuras.
3. *Bureau of Reclamation*. Esta es la oficina de rehabilitación que se encarga de los recursos hidráulicos en tierras áridas y semiáridas, por lo general en el Oeste. Junto con el cuerpo de ingenieros ya mencionado, cumple su misión como constructor de presas y otras estructuras asociadas, a fin de conservar los recursos hidráulicos.
4. *Geological Survey*. Esta oficina de estudios geológicos, además de ocuparse de la elaboración

de mapas, recolecta datos de agua superficial y agua subterránea y tiene parte activa en la investigación y desarrollo de los recursos hidráulicos.

5. *Bureau of Outdoor Recreation*. La oficina de esparcimiento a cielo abierto ayuda a los estados en la adquisición de terrenos destinados a la recreación al aire libre. En ocasiones convierte los terrenos federales en parques estatales.
6. *U.S. Fish and Wildlife Service*. Como dependencia de los Estados Unidos, vigila la actividad biótica de peces y fauna silvestre, el impacto ambiental del proyecto y la conservación de esos recursos.
7. *Bureau of Land Management*. Esta oficina de administración del suelo se encarga, por lo general, de las tierras federales, incluyendo los bosques y las tierras de pastoreo.
8. *Environmental Protection Agency*. Esta es la dependencia de protección ambiental; vigila y controla las actividades que afectan el medio ambiente y toma las acciones que sean necesarias para mantener la calidad ambiental.

Muchas otras dependencias federales tienen impacto sobre el control de los recursos hidráulicos, a saber: de la calidad del ambiente, el *Council on Environmental Quality*; con relación a la administración de los recursos del mar y la atmósfera, la *National Oceanic and Atmospheric Administration*; y en el control de la salud pública, el *Public Health Service*. Un cierto número de dependencias estatales, interestatales y locales, también tienen algo que ver con la planeación de los recursos hidráulicos. Por supuesto que varían en el enfoque y grado de participación, de acuerdo con la particular orientación de los funcionarios de las dependencias gubernamentales, o de los nombramientos políticos en las mismas.

En los Estados Unidos, gran parte de la planeación de los recursos hidráulicos, tanto para el interés público como para el privado, la hacen las miles de firmas de ingeniería existentes. Las firmas más pequeñas tienen, por lo general, una especialidad representada en su personal (normalmente la ingeniería civil). Es más fácil que las firmas más grandes tengan una variedad de especialidades, que abarcan desde ingenieros electricistas hasta economistas.

LECTURAS RECOMENDADAS

- Alonso, W. "Cities and City Planners". *Daedalus*, otoño, 1963. *Annals of Congress*, 1807, pág. 95.
- ASCE. *Water Resources Planning in America—1776-1976* Convención y Exposición Anual de la ASCE, Filadelfia, 27 sept.-1 oct. 1976. Preimpresión 2754
- ASCE. *Journal of the Water Resources Planning and Management Division* 105 (marzo, 1979). (Documentos sobre la planeación de recursos hidráulicos en Norteamérica, de 1776 a 1976.)
- Baldwin, M. E. (ed.) *Portraits of Complexity*. Columbus, Ohio: Battelle Memorial Institute, 1975.
- Bicanic, R. *Problems of Planning-East and West*, La Haya: Mouton, 1967.
- Biswas, A. K. *History of Hydrology*, Amsterdam y Nueva York. North-Holland Elsevier y American Elsevier, 1970
- Branch, M. C. *Plannings. Aspects and Applications*, Nueva York: John Wiley, 1966.
- Buehler, R. "U.S. Floods and Their Management". *EOS Transactions, American Geophysical Union* 58 (1 enero, 1977)
- Calboun, D. H. *The American Civil Engineer: Origins and Conflict*. Cambridge, Mass: Harvard University Press, 1960.
- Chow, Ven Te. *Handbook of Applied Hydrology*. Nueva York: McGraw-Hill, 1964.
- Economic Commission for Asia and the Far East. *Manual of Standards and Criteria for Planning Water Resources Projects*, Water Resources Series, no. 26. Nueva York: Naciones Unidas, 1964.
- Faludi, A. (ed.) *A Reader in Planning Theory*. Oxford: Pergamon Press, 1973.
- Faludi, A. *Planning Theory*. Oxford: Pergamon Press, 1973
- Frederick, D., et al. *Destroy to Create. Interaction with the Natural Environment in the Building of America*. Nueva York: Dryden Press, 1972.
- Galloway, T. D., R. G. Mahayni. "Planning Theory in Retrospect: The Process of Paradigm Change." *Journal of the American Institute of Planners* 43 (enero, 1977)
- Harris, B. "Plan or Projection." *Journal of the American Institute of Planners* 27 (nov., 1960)
- Hetman, F., *Society and the Assessment of Technology*. París: Organization for Economic Cooperation and Development (OECD), 1973.
- Hufschmidt, M. M. *Regional Planning: Challenge and Prospects*. Nueva York: Praeger, 1969.
- Johnson, W. K. *Introduction to Civil Engineering Planning*. University of California en Davis, 1976.
- Meta Systems, Inc. *Systems Analysis in Water Resources Planning*. National Technical Information Service, Springfield, PB 204374, julio, 1971
- Ministry of Irrigation and Power. *Report of the Irrigation Commission, 1972*, Ajit Prasad Jain, M. P., Chairman. Faridabad, India. Thomson Press, 1972 (3 vols.).
- National Water Commission. *New Directions in U.S. Water Policy. Summary, Conclusions, and Recommendations from the Final Report of the National Water Commission*. Washington, D.C.: U.S. Government Printing Office, 1973.
- Parker, D. J., y E. C. Penning-Roswell. *Water Planning in Britain*, Londres: George Allen & Unwin, 1980.
- Rouse, H. *Hydraulics in the United States, 1776-1976*. Iowa City. Institute of Hydraulic Research, University of Iowa, 1976.
- Rouse, H. y S. Ince. *History of Hydraulics*, Iowa City. Iowa Institute of Hydraulic Research, University of Iowa 1957.
- Smith, Norman. *A History of Dams*. Londres: Peter Dans, 1971.
- Trefethen, F. N. *Operations Research for Management*. Baltimore: John Hopkins Press, 1954.
- U. S. Congress. "Policies, Standards, and Procedures in the Formulation, Evaluation, and Review of Plans for Use and Development of Water and Related Land Resources". Senate document 97. Washington, D.C.: U.S. Government Printing Office, 1962.
- U.S. Water Resources Council. *Water and Related Land Resources Planning. A Policy Statement*. Water Resources Council. Washington, D.C.: U.S. Government Printing Office, 22 de julio de 1970.
- Vlachos, E., y D. W. Hendricks. *Technology Assessment for Water Supplies*. Fort Collins, Col.: Water Resources Publications, 1977
- Warren, C.E. *Biology and Water Pollution Control*. Filadelfia. W. B. Sanders Co., 1971
- Wengert, N. "The Concept 'Institution' in Water Management Usage". Meeting reprint 1872, ASCE National Water Resources Engineering Meeting, enero-febrero, 1972, Washington, D.C.
- Wisely, W.H. *The American Civil Engineer, 1852-1874*. Nueva York: American Society of Civil Engineers, 1974.
- Wuff, H. E., "The Qanats of Iran". *Scientific American* 218 (1968). 94-106.

Ejercicios

1. (Para estudiantes que vivan fuera de los Estados Unidos) Investigar la historia de la planeación de los recursos hidráulicos en su país de origen. Construir una tabla que muestre sus principales hitos y sus fechas.
2. Entrevistar a una persona que trabaje en la dependencia de planeación más cercana que tenga que ver con el agua. Averiguar cuándo se estableció la oficina y cómo opera. Determinar de qué manera sus métodos de planeación se ajustan a los últimos avances tecnológicos, como se describe en el capítulo 1. Algunas de estas personas o dependencias en los Estados Unidos serían el ingeniero estatal o del departamento de agua del estado, una dependencia de agua del condado, una oficina federal cercana; personal de planeación del *Corps of Engineers*, el *U.S. Geological Survey*, el *U.S. Bureau of Reclamation*, o una firma consultora privada
3. Seleccionar una función del sector de recursos hidráulicos, tal como el control de avenidas o el suministro del agua de irrigación. Estudiar su historia en el país de origen con mayor detalle.
4. Escribir un breve ensayo crítico acerca de la afirmación de Augusto Comte. "Nadie puede dominar en realidad cualquier ciencia, a menos que estudie su historia particular".
5. Dar un ejemplo de una dependencia de planeación en cada jurisdicción de su país de origen.
6. Suponer que se han presentado tres opciones al cliente, que es una comisión urbana, concerniente a la ejecución de un estudio para abastecimiento de agua. Un grupo ecologista lleva a cabo una vigorosa campaña contra la opción que contempla el uso del agua superficial, lo cual implicaría la construcción de un pequeño embalse, pero que representa la opción de menor costo. El ingeniero de la ciudad favorece esta alternativa, y evidentemente es lo que hacen muchos, si no la mayoría de los ciudadanos. La comisión de la ciudad le ha pedido al consultor que recomiende un enfoque para tratar con el público. ¿Qué podrá sugerir el consultor?

7. Describir en uno o dos párrafos cómo se podría promover la cooperación entre dos miembros del equipo de planeación de que se dispone, si uno fuera ingeniero civil y favoreciera decididamente las soluciones estructurales para el control de avenidas, y el otro fuera un fiel ambientalista ecologista partidario de "dejar que la naturaleza siga su curso".
8. Clasificar cada uno de los siguientes entornos de planeación, en términos de la jurisdicción, el alcance y las etapas.
 - a) La ciudad de Teherán desea que se investigue su sistema de abastecimiento de agua, y que se recomiende una acción para asegurar un suministro adecuado durante los próximos 50 años. . .
 - b) El estado de Punjab, India, desea que se investiguen los problemas de la calidad del agua del estado y que se haga una recomendación a la legislatura, a fin de que se promulguen leyes para el control de la calidad del agua.
 - c) Varias ciudades vecinas han formado una organización cooperativa intergubernamental. Le piden al consultor encabezar un equipo de expertos a fin de hacer recomendaciones sobre cómo mejorar la calidad global de la vida en el área geográfica que abarca a las ciudades. El consultor puede tomar parte en la selección del equipo, pero las ciudades desean un enfoque amplio e integrado.
 - d) La ciudad de South Bend, Indiana, quiere resolver el problema de las inundaciones que sufre cada dos o tres años. Hace algunos años, el estado contrató un consultor para que estudiara los recursos hidráulicos de la cuenca fluvial.
 - e) El Ministerio de Agricultura e Irrigación solicita al consultor que estudie la cuenca del río Luni y que recomiende la mejor manera de desarrollar los recursos hidráulicos en la cuenca.
 - f) La ONU desea recibir recomendaciones sobre la manera de aprovechar el río Mekong, a fin de evitar las inundaciones y promover la generación de energía y la irrigación.
9. Hacer una lista de las etapas de planeación y describir la tarea de cada una.
10. Hacer comentarios críticos sobre las ventajas de incluir una etapa de diseño del proyecto según las recomendaciones de la ONU. Examinar el manual de planeación de la ONU a fin de ver cómo se definen las tres últimas etapas.
11. Explicar las diferencias que existen entre los enfoques racional-amplio (RA) y de incrementos aislados (IA) de la planeación.
12. ¿Cómo influirá sobre la planeación el sistema ético del planificador? Dar algunos ejemplos.
13. Presentar las razones principales por las que la planeación es rechazada, o podría serlo, en la comunidad de que se trata.
14. A continuación se presenta una lista que contiene diferentes entornos de planeación. Clasificarlos numéricamente según la tabla 1-3 y asignarle una posición (o número) a cada categoría, jurisdicción, alcance y etapa. Pasar a la tabla 1-2 con los números de la tabla 1-3 y describir el enfoque de planeación correspondiente a cada categoría (control, cobertura y rigidez).
 - a) Un plan urbano de sectores múltiples, de gran extensión, en la etapa de apoyo; la oficina de planeación goza de un amplio apoyo político.
 - b) Un proyecto de abastecimiento de agua para una ciudad, en la etapa de ejecución, que ha generado muchas controversias.
 - c) Un estudio de política del estado para el agua residual desarrollado por una agencia estatal de planeación que tiene un considerable apoyo político.
 - d) Un plan por sector internacional de evaluación general para utilizar los recursos hidráulicos de una gran cuenca fluvial que abarca tres países. No hay antecedentes de una cooperación previa.
 - e) Un estudio de evaluación general del suministro de agua de irrigación para una gran compañía constructora de zanjas que trabaja en varios países. La compañía es una institución establecida desde hace muchos años, con un largo historial de apoyo popular.

- f) Un estudio de control de la calidad de agua subterránea, en la etapa de ejecución. Ha existido un conflicto continuo entre los ecologistas y los partidarios de la irrigación. El cliente es el ingeniero estatal, a quien se le ha conferido un mandato legislativo para controlar la calidad del agua.
15. ¿Cuál de las etapas de un modelo de planeación se puede considerar como la más difícil y por qué?

Capítulo 2

Inicio del estudio de planeación

A fin de iniciar un estudio de planeación, el planificador debe primero decidir cuáles son las metas y objetivos del estudio. En segundo lugar, debe asegurarse de que la mano de obra, materiales, dinero, espacio y tiempo disponible, se utilicen eficientemente, a fin de que el estudio se pueda completar con éxito.

2-1 IDENTIFICACIÓN DE METAS Y OBJETIVOS

Las metas son decisiones generales, por lo común acerca de políticas. Cambian con el tiempo y deben ser revisadas localmente antes de ser puestas en vigor a nivel regional o nacional. En los Estados Unidos se ha mantenido siempre una meta tácita: transportar el agua a las áreas donde se necesita. Algunos estados y gobiernos locales han cambiado dicha meta para animar (u obligar) a la gente a que se mude a donde se halle el agua. Por supuesto que dicho cambio de política da lugar a objetivos. Los objetivos son decisiones específicas, por lo común, cuantificables. En efecto, las metas son lineamientos políticos dentro de los cuales se especifican los objetivos.

Los objetivos deben ser específicos, de manera que puedan ser alcanzados con claridad. Una de las ventajas del programa de trabajo (PDT), estriba en que identifica las tareas (objetivos) que puedan

constituir entradas a una gráfica PERT, o algún otro control organizativo. El planificador no debe eliminar los objetivos no cuantificables, sino alcanzarlos en cuanto sea posible, o encontrar indicadores cuantificables que puedan utilizarse como sustitutos.

Al formular los objetivos, los planificadores siguen cuatro lineamientos:

1. Conocer los valores del cliente y de los públicos (si es apropiado).
2. Iterar. Es necesario que los circulen entre el cliente y el equipo de planeación. Deben revisarse en el curso del estudio y enmendarse cuando sea necesario.
3. Considerar los costos de cumplir los objetivos—no sólo el costo pecuniario, sino también los costos sociales.
4. Conservar una idea de factibilidad (legal, financiera, etc). Eliminar o modificar, tan pronto como sea posible, los objetivos no viables.

2-2 ORGANIZACIÓN DEL ESTUDIO DE PLANEACIÓN

El programa de trabajo incluye la planeación del proyecto. El programa de trabajo incluye normalmente la selección y la organización del equipo de planeación.

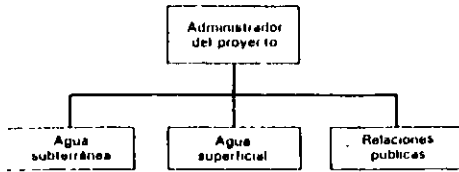


Figura 2-1. La forma funcional de la organización.

Existen cuatro tipos de estructuras formales de organización: funcional, departamental, multidisciplinaria y matricial. El tipo básico y más conocido es el tipo funcional (diagrama de bloques), en el cual las unidades de la organización se seleccionan por especialidad técnica —agua subterránea, control de avenidas, agua superficial, energía hidroeléctrica, y así sucesivamente— como se ilustra en la figura 2-1. Dos ventajas de esta estructura organizacional son la sencillez y la eficiencia. La organización fundamental utiliza la división del trabajo, lo que permite que cada unidad aproveche la curva de aprendizaje, así como también las economías de escala. Sin embargo, cuando la organización se hace demasiado grande, se pierde la eficiencia al hacerse necesarios niveles adicionales de burócratas, así la comunicación se hace más difícil. A menudo este proceso da por resultado una mayor cantidad de reglamentos que entorpecen las innovaciones, exigen más tiempo y aumentan el papeleo. Una organización funcional fomenta una estrecha especialización a causa de la cual los empleados pierden de vista las metas globales de la organización. La pérdida de la conexión entre las tareas de los empleados y los fines de la organización pueden llevar al descontento del empleado.

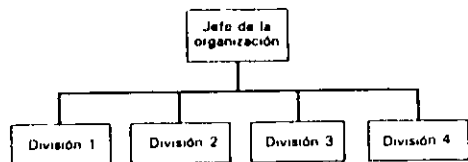


Figura 2-2. La forma departamental de la organización.

La organización de tipo departamental es similar en diseño a la funcional (esto es, los dos diagramas de bloques son similares). Sin embargo, el criterio para hacer la división no es en este caso la función, sino alguna otra razón fundamental, tal como la situación geográfica, los diferentes objetivos, o las tareas de planeación. La figura 2-2 ilustra la organización departamental. Mientras que la organización funcional es centralizada inherentemente, la organización departamental es descentralizada. Cada bloque puede estar relacionado, y la organización puede coordinar directamente entre los bloques, sin que tenga que pasar, necesariamente, por la jefatura de la organización. Hasta puede existir una organización funcional dentro de cada bloque. El tipo de organización departamental puede crear una falta de cooperación, debido a que los bloques o unidades no están estrechamente controlados por la persona o grupo que gobierna; no obstante es más flexible y sensible a los cambios que la organización funcional. Un ejemplo de una organización departamental es una firma de consultores, en la cual los bloques son los proyectos u oficinas semiautónomas en diferentes regiones.

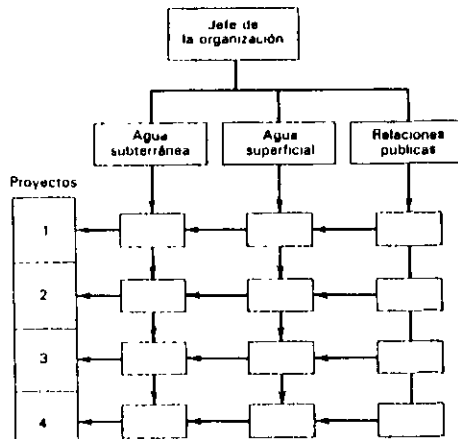


Figura 2-3. La forma multidisciplinaria de la organización.

La organización de tipo multidisciplinaria, ilustrada en la figura 2-3, combina las ventajas de los tipos funcional y departamental en una sola estructura. La organización está estructurada verticalmente, como la funcional, pero cada especialidad funcional puede encargarse de un proyecto o tarea específicos. Por ejemplo una firma consultora puede tener varias especialidades (agua subterránea, energía hidroeléctrica, etc.); pero cada vez que se inicia un nuevo proyecto, el equipo de proyecto (un estudio de planeación temporal) se integra con personas procedentes de las funciones (o disciplinas) requeridas. Este tipo de organización se conoce asimismo como el tipo de administración de programa o matricial. La organización multidisciplinaria es flexible, puesto que los equipos de proyecto pueden cambiar según se requiera; con todo, existe una división del trabajo incorporada en las diversas funciones que sirven como las "bases" para el personal. Su principal desventaja es la dificultad de "servir a dos señores": el jefe de proyecto y el jefe de función. Se necesita mucha comunicación para evitar conflictos, así como un grado considerable de coordinación entre las funciones y los proyectos.

La organización de tipo matricial se desenvuelve en un entorno más complejo; difiere de la forma multidisciplinaria sólo en que los jefes de proyecto son iguales a los jefes de función (véase la figura 2-4).¹ Se necesita establecer una unidad separada a fin de coordinar la organización matricial. Ésta es la organización más flexible, pero también la más difícil de coordinar. La gente debe ser capaz de adaptarse a los cambios continuos. Como es de esperarse, la industria de la computación y otras industrias de rápido cambio son las más adecuadas para utilizar este tipo de organización.

Son tres los factores que determinan normalmente el tipo de estructura organizacional seleccionado para un estudio o firma de planeación. El primero de ellos es el entorno de la organización:

¹ Esta sección se basa en el libro de S. M. Davis y P. R. Lawrence, *Matrix* (Reading, Mass. 1977) Addison-Wellesley. También se citan notas inéditas, tomadas de las conferencias sustentadas por C. F. Gibson en Harvard.

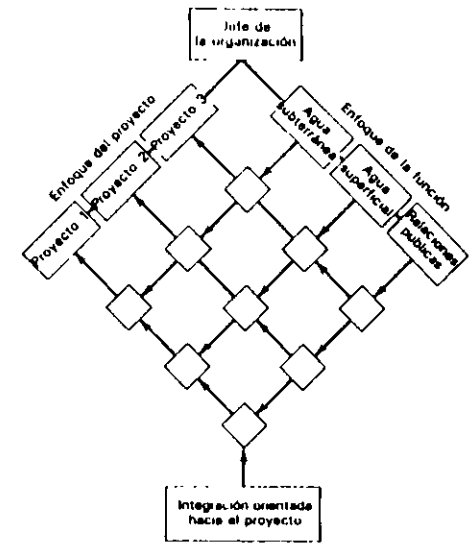


Figura 2-4. La forma matricial de la organización.

¿Es cambiante o estático? ¿Es grande o pequeño? ¿Cuáles son las relaciones entre la organización y el mundo exterior? Lawrence y Lorsch han investigado este aspecto del tema.² A continuación, se debe precisar su fin: ¿Será un proyecto de avance progresivo o uno que se realiza de una sola vez? Chandler ha investigado la manera en que los diferentes objetivos afectan la estructura organizacional.³ Finalmente, ¿las fuerzas sociales internas están concentradas o difusas? Algunas veces se da el caso de que un departamento de la organización es tan fuerte que la organización se construye alrededor del mismo. Las personalidades específicas de administración se ajustan mejor a ciertos tipos de administración que a otros. Un administra-

² P. R. Lawrence y J. W. Lorsch, *Organización and Environment* (Boston: Division of Research, Harvard, Harvard Business School, 1967).

³ A. Chandler, *Strategy and Structure* (Garden City: Anchor Books, 1911).

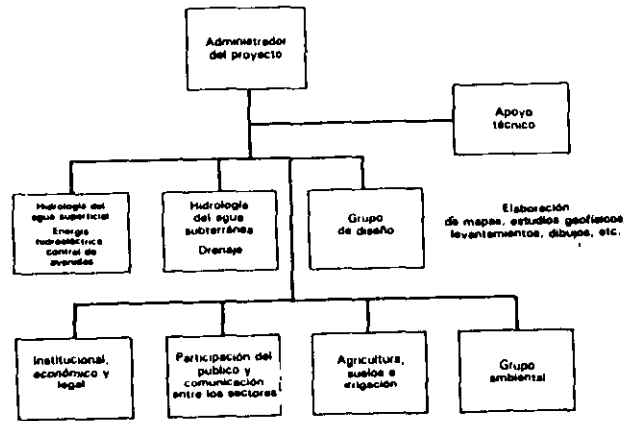


Figura 2-5. Diagrama de organización para un equipo de planeación de evaluación general.

...dor autoritario con seguridad prefiere el tipo funcional, mientras que un administrador que guste delegar funciones podría preferir el tipo departamental. Además, las organizaciones se pueden diseñar alrededor de personas clave.

La forma más común de un estudio de planeación es la organización funcional tradicional, la cual es una herramienta que sirve para las especificaciones, designaciones y control de las tareas. La figura 2-5 muestra la organización típica correspondiente a un estudio general de evaluación. Este diagrama ayuda a alcanzar los objetivos de una organización, que para efectos de claridad, se mencionan a continuación.

- Las líneas de autoridad;
- Las líneas de responsabilidad,
- Las relaciones entre las unidades; y
- Las actividades de cada unidad.

Son cuatro los criterios a seguir cuando se diseña la organización de la planeación. El primero es la "unidad de mando", que significa que cada persona sabe a quién obedecer y quién debe obedecerle; en lo posible, nadie debe tener dos jefes. El segundo criterio, o sea, "el espacio de control",

debe ser manejable (por lo general, cinco o menos). El tercer criterio es la "asignación lógica", la cual significa que la tarea de cada unidad necesita ser clara, con un mínimo de duplicación, que el trabajo sea distribuido en forma equitativa y que se agrupen las tareas similares. Por último, está el criterio de "delegación de autoridad"; esto significa que un supervisor debe delegar autoridad junto con responsabilidad; y que necesita delegar tanta autoridad como sea posible.

2-3 ADMINISTRACIÓN DEL ESTUDIO DE PLANEACIÓN

Una vez que se haya establecido el programa de trabajo (o sea, que se ha construido la organización), es necesario hacerlo funcionar y mantenerlo en movimiento; esto constituye la administración. Son tres los elementos que necesitan ser administrados; el programa de trabajo real, el personal que desempeña el programa de trabajo, y el presupuesto.

Administración del plan

Tres de las herramientas administrativas que han ganado una amplia aceptación son: la técnica para

la evaluación y revisión de programas (PERT), el diagrama de barras (o de GANTT) y el método de avance relativo (llamado también "cálculo total de porcentaje global"). La técnica PERT (similar al método de la ruta crítica, o CPM) es una de las técnicas que ha tenido más éxito y aceptación que se aplica en proyectos, grandes y complejos, que se realizan de una sola vez⁴.

Técnica para la evaluación y revisión de programas (PERT): La técnica PERT utiliza la teoría de las redes, tomada del análisis de sistemas, a fin de manejar los programas o, como en este caso, los planes. En este método, las tareas se disponen en una red secuencial, con estimaciones de tiempo. El método PERT resulta más provechoso si el estudio o programa tiene un objetivo definido, cuya realización termina el programa. No resulta tan provechoso cuando existe poca interacción entre las tareas. El método PERT ayuda a controlar el tiempo de terminación del proyecto, sus requerimientos de mano de obra y los costos.

Para elaborar una gráfica PERT es preciso cubrir las siguientes etapas:

1. Poner en una lista todas las tareas y eventos individuales. Una tarea abarca el tiempo y recursos necesarios para proseguir de uno a otro evento. Un evento es una unidad de trabajo (una realización específica) que puede completarse en un punto en el tiempo.
2. Disponer los eventos en una secuencia tal que ninguna tarea pueda ser iniciada hasta que no se hayan completado los eventos precedentes de los cuales depende la tarea. Posteriormente, los eventos se conectan mediante arcos o flechas. Esto se conoce como una red acíclica (véase la figura 2-6).
3. Estimar el tiempo requerido para completar cada evento a partir de la distribución beta, la cual requiere tres estimaciones de tiempo: el más optimista, el más pesimista y el más probable

⁴ Véase R. W. Miller, "How to Plan and Control with PERT," en *Management, a Book of Readings*, ed. por A. Kuoniz y C. O'Donnell (Nueva York: McGraw-Hill, 1964). Esta sección sigue el desarrollo que hizo Miller del tema.

(el modo). El tiempo esperado (t_e) y la varianza (σ^2) se calculan mediante las ecuaciones:

$$t_e = \frac{a + 4m + b}{6} \quad (2-1)$$

$$\sigma^2 = \frac{(b - a)^2}{6} \quad (2-2)$$

en donde a es el tiempo más optimista, m es el tiempo más probable (el modo), y b el tiempo más pesimista.

4. Finalmente, calcular la ruta crítica (esto es, la trayectoria que lleva la mayor cantidad de tiempo), y el tiempo de holgura (esto es, la diferencia entre la ruta crítica y la siguiente ruta más larga). A partir de la desviación estándar σ , el planificador podrá estimar la probabilidad de terminar el proyecto en un cierto tiempo.

Si la ruta crítica es demasiado larga, el administrador puede desviar recursos de las tareas en una trayectoria no crítica (de holgura), a aquellas en la ruta crítica. Esto se conoce como nivelación de los recursos. En una operación compleja, las estimaciones de tiempo, las probabilidades y la nivelación de los recursos se actualizan periódicamente por medio de un programa de computadora.

EJEMPLO 2-1: Manejo de un estudio de planeación por medio del método PERT

Se recibe el encargo de diseñar el plan de ejecución correspondiente a un proyecto de irrigación de tamaño medio. La lista de tareas es como sigue (las tres estimaciones de tiempo están expresadas en semanas-hombre y en orden de optimista, más probable y pesimista):

1. Iniciar el proyecto
2. Analizar el suministro de agua superficial (1/2, 1, 2)
3. Calcular el agua necesaria para las 1200 ha (1/4, 1/2, 1)
4. Analizar el suministro de agua subterránea (1/2, 1, 2)

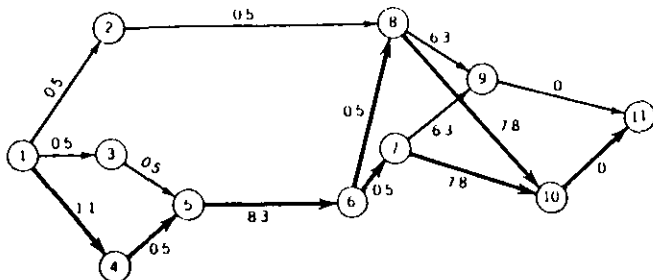


Figura 2-6. Gráfica PERT de un plan para llevar a cabo un proyecto de irrigación.

5. Diseñar las especificaciones de los pozos (¼, ½, 1).
6. Perforar de 15 a 20 pozos profundos (alrededor de 100 m, dependiendo de los rendimientos) (4, 8, 14).
7. Diseñar la tubería de suministro (¼, ½, 1).
8. Diseñar el plan de bombeo del río (¼, ½, 1).
9. Construir un plan de bombeo del río, con una tubería de alrededor de 3 km de largo, para suplementar el agua subterránea, la cual se estima insuficiente (4, 6, 10)
10. Construir los canales principales y secundarios de suministro (5, 8, 10).
11. Terminar el proyecto.

principales obstáculos que se oponen a la terminación más pronta del proyecto, lo que se deduce del estudio de la gráfica PERT. Si el proyecto se ha de terminar antes que transcurran las 18.2 semanas estimadas, las licitaciones para la perforación de los pozos, por ejemplo, deberán especificar perforaciones simultáneas, utilizando varios barrenos, suficientes trabajadores y equipo, o ambos para acelerar la construcción del sistema de suministro de agua.

Si se quisiera incluir el riesgo en el análisis, será preciso calcular las desviaciones estándar a lo largo de la ruta crítica.

SOLUCIÓN

Calcular primero los valores medios o esperados, t_e , de la terminación del trabajo. Por ejemplo, según la ecuación 1-1, la tarea 3 será

$$t_e = \frac{¼ + 4(½) + (1)}{6} = 0.54 \text{ semanas-hombre}$$

La figura 2-6 muestra la gráfica PERT resultante. Se observará que el recorrido crítico es de 18.2 semanas, pasando por los 1-4-5-6-(7 u 8)-10-11. El tiempo de holgura es de sólo 0.5 semanas y el siguiente recorrido más largo es de 17.7 semanas, pasando por los nudos 1-3-5-6-(7 u 8)-10-11. Es evidente que la perforación y la construcción del sistema de suministro de agua construyen los dos

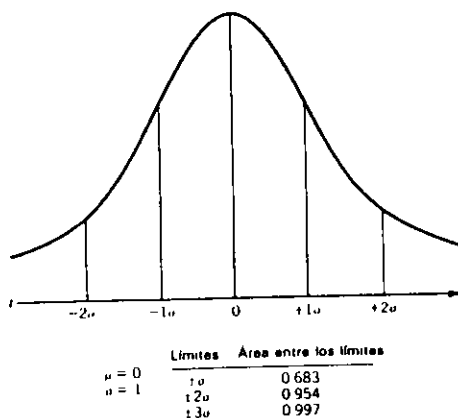


Figura 2-7. Distribución normal estándar.

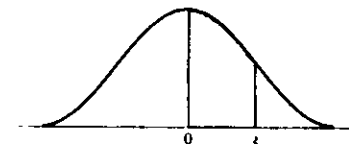


Tabla 2-1. Áreas bajo la curva normal

z	.00	.01	.02	.03	.04	.05	.06	.07	.08	.09
0.0	.0000	.0040	.0080	.0120	.0160	.0199	.0239	.0279	.0319	.0359
0.1	.0398	.0438	.0478	.0517	.0557	.0596	.0636	.0675	.0714	.0753
0.2	.0793	.0832	.0871	.0910	.0948	.0987	.1026	.1064	.1103	.1141
0.3	.1179	.1217	.1255	.1293	.1331	.1368	.1406	.1443	.1480	.1517
0.4	.1554	.1591	.1628	.1664	.1700	.1736	.1772	.1808	.1844	.1879
0.5	.1915	.1950	.1985	.2019	.2054	.2088	.2123	.2157	.2190	.2224
0.6	.2257	.2291	.2324	.2357	.2389	.2422	.2454	.2486	.2517	.2549
0.7	.2580	.2611	.2642	.2673	.2704	.2734	.2764	.2794	.2823	.2852
0.8	.2881	.2910	.2939	.2967	.2995	.3023	.3051	.3078	.3106	.3133
0.9	.3159	.3186	.3212	.3238	.3264	.3289	.3315	.3340	.3365	.3389
1.0	.3413	.3438	.3461	.3485	.3508	.3531	.3554	.3577	.3599	.3621
1.1	.3643	.3665	.3686	.3708	.3729	.3749	.3770	.3790	.3810	.3830
1.2	.3849	.3869	.3888	.3907	.3925	.3944	.3962	.3980	.3997	.4015
1.3	.4032	.4049	.4066	.4082	.4099	.4115	.4131	.4147	.4162	.4177
1.4	.4192	.4207	.4222	.4236	.4251	.4265	.4279	.4292	.4306	.4319
1.5	.4332	.4345	.4357	.4370	.4382	.4394	.4406	.4418	.4429	.4441
1.6	.4452	.4463	.4474	.4484	.4495	.4505	.4515	.4525	.4535	.4545
1.7	.4554	.4564	.4573	.4582	.4591	.4599	.4608	.4616	.4625	.4633
1.8	.4641	.4649	.4656	.4664	.4671	.4678	.4686	.4693	.4699	.4706
1.9	.4713	.4719	.4726	.4732	.4738	.4744	.4750	.4756	.4761	.4767
2.0	.4772	.4778	.4783	.4788	.4793	.4798	.4803	.4808	.4812	.4817
2.1	.4821	.4826	.4830	.4834	.4838	.4842	.4846	.4850	.4854	.4857
2.2	.4861	.4864	.4868	.4871	.4875	.4878	.4881	.4884	.4887	.4890
2.3	.4893	.4896	.4898	.4901	.4904	.4906	.4909	.4911	.4913	.4916
2.4	.4918	.4920	.4922	.4925	.4927	.4929	.4931	.4932	.4934	.4936
2.5	.4938	.4940	.4941	.4943	.4945	.4946	.4948	.4949	.4951	.4952
2.6	.4953	.4955	.4956	.4957	.4959	.4960	.4961	.4962	.4963	.4964
2.7	.4965	.4966	.4967	.4968	.4969	.4970	.4971	.4972	.4973	.4974
2.8	.4974	.4975	.4976	.4977	.4977	.4978	.4979	.4979	.4980	.4981
2.9	.4981	.4982	.4982	.4983	.4984	.4984	.4985	.4985	.4986	.4986
3.0	.4987	.4987	.4987	.4988	.4988	.4989	.4989	.4989	.4990	.4990

NOTA: Por ejemplo, el área entre ϕ y z , cuando z es igual a 1.64 es 0.4495. Este tabla ha sido extractada de la tabla 1 de A. Hald, *Statistical Tables and Formulas* (Nueva York: John Wiley, 1952). Reproducida con el permiso de A. Hald y de los editores.

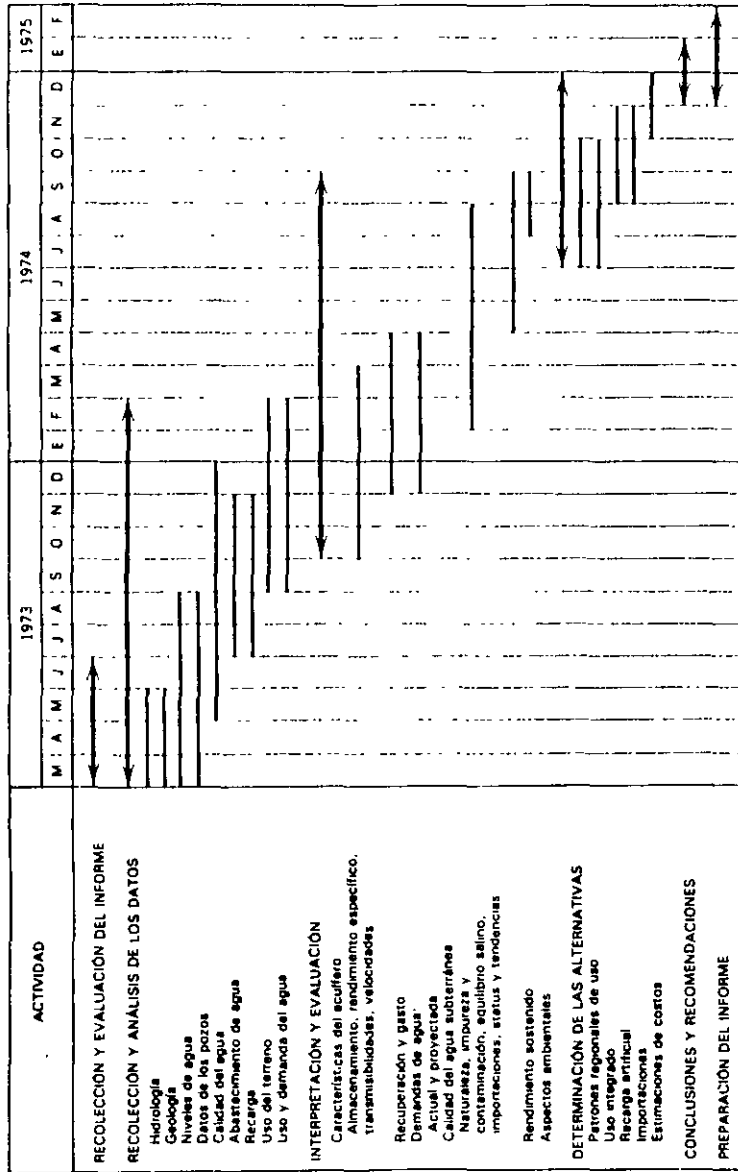


Figura 2-8. Diagrama de barras para la investigación del agua subterránea en Yolo County. (Fuente: Clendenen y Asociados.)

**EJEMPLO 2-2:
Hallar la probabilidad de una estimación**

Suponer que se desea tener un 95 por ciento de certeza de que la actividad 3 del ejemplo 2-1, se completaría en el tiempo estimado t . ¿Qué tiempo se podría seleccionar?

SOLUCIÓN

Si se utiliza una distribución normal para aproximar la distribución beta de la variable aleatoria t , el área bajo la curva a la izquierda de t representa la probabilidad de terminar la actividad 3 en este tiempo (véase figura 2-7). Hallar la relación entre t y el área (la probabilidad), con la distribución normal estándar y la fórmula

$$z = \frac{|t - t_c|}{\sigma} \quad (2-3)$$

en donde z es la desviación normal estándar (σ normalizada), t es el tiempo de terminación de la actividad, y t_c y σ provienen de las ecuaciones 2-1 y 2-2. La tabla 2-1 muestra la relación entre z y el área (la probabilidad). Se entra a la tabla 2-1 con el área de la curva normal de 0.45 (debido a que el área a la izquierda de z equivale a $2(0.45) + 0.05$). Interpolando entre 0.4495 y 0.4505 para obtener $z = 1.645$.

$$\sigma^2 = \frac{[1 - (1/4)]^2}{6} = 0.09375$$

$$z = \sigma = 0.306$$

Despejando t ,

$$t = (1.645)(0.306) + 0.54 = 1.04 = \text{semanas-hombre}$$

Por consiguiente, se tiene un 95 por ciento de certeza de que la actividad 3 se completará en 1.04 semanas-hombre

Si se desea extender este análisis de riesgos a todo el proyecto, se podría utilizar la teoría de la probabilidad para combinar los tiempos esperados y las desviaciones estándar con las actividades a lo largo de la ruta crítica (y cualquier otra trayectoria

de interés, o ambas). Se podría simular el proyecto generando un gran número de posibles tiempos de terminación, utilizando los parámetros de tiempo para cada actividad. Se podría entonces establecer el límite de confianza por medio de la estadística de la distribución final. Esta es la técnica "Monte Carlo" para la evaluación de los riesgos.

Diagramas de barras: Quizá el diagrama de barras sea la técnica que más aceptación tiene entre los ingenieros civiles para administrar un plan o proyecto (véase figura 2-8). Se prefiere utilizar esta técnica cuando las tareas no son en extremo interdependientes. Para usar el diagrama de barras se ordenan las actividades en columna, de acuerdo con los grupos naturales y el orden aproximado de realización. Luego se muestra la escala de tiempo del plan en la parte superior o inferior. Se traza una línea después de cada actividad, desde la fecha aproximada de inicio a la fecha estimada de terminación. Se pueden utilizar líneas de puntos para indicar la revisión del trabajo terminado, y así sucesivamente.

**EJEMPLO 2-3:
Construcción de un diagrama de barras⁵**

Se desea llevar a cabo un estudio de las políticas de agua subterránea en Yolo County. El condado desea que el estudio quede terminado en dos años a fin de determinar los recursos disponibles de agua subterránea y las posibles prácticas futuras de administración. Después de estudiar el contrato, se enlistan las actividades (mojoneras) como se muestra en la tabla 2-2. También se construye el diagrama de barras correspondiente para el proyecto.

SOLUCIÓN

En la figura 2-8, se muestra el diagrama de barras real establecido para el proyecto. Nótese el agrupamiento de las actividades.

Gráfica de avance relativo: Existe una tercera técnica de administración, llamada de avance re-

⁵ Adaptado de un estudio real llevado a cabo por Clendenen and Associate Consultants, Inc.

Tabla 2-2. Actividades para un estudio de políticas tomadas del contrato

- 1 Reunir y evaluar los estudios, informes e investigaciones anteriores
- 2 Reunir y evaluar los datos ya existentes y que contribuirán a la determinación de las características del agua subterránea.
 - a. Reunir los datos hidrológicos y meteorológicos.
 - b. Reunir los datos geológicos.
 - c. Reunir datos sobre los niveles de agua de las instituciones estatales y locales.
 - d. Si fuera posible, obtener datos sobre todos los pozos existentes
 - e. Obtener datos sobre la calidad del agua
 - f. Reunir todos los registros de agua bombeada de los acuíferos.
 - g. Reunir datos de recarga del agua subterránea.
 - h. Obtener planes y proyecciones sobre el uso del suelo.
 - i. Reunir datos sobre uso y demandas del agua
- 3 Interpretar y evaluar los datos obtenidos.
 - a. Determinar las características del acuífero, tales como el volumen de agua disponible, transmisibilidad el coeficiente de almacenaje, velocidades de flujo, etc
 - b. Calcular la recuperación y el gasto de los acuíferos.
 - c. Calcular las demandas de agua históricas y de proyecto.
 - d. Analizar la calidad del agua subterránea. Naturaleza de los contaminantes, fuente de la contaminación, balance salino, status de tendencias de importación, etc
 - e. Calcular el rendimiento de trabajo (sostenido) de los acuíferos
 - f. Investigar e informar sobre otros aspectos ambientales
- 4 Formular políticas alternas para el control del agua subterránea.
 - a. Analizar los patrones regionales del uso e impactos del uso fuera de Yolo County.
 - b. Considerar la posibilidad del uso conjunto (agua superficial y agua subterránea).
 - c. Considerar las posibilidades de la carga artificial.
 - d. Investigar las posibilidades de importar más agua
 - e. Calcular los costos estimados para cada alternativa.
- 5 Presentar conclusiones y recomendaciones.

lativo. Esta técnica goza de aceptación en las compañías constructoras, y es, asimismo, de utilidad cuando las diversas tareas no sean necesariamente dependientes unas de otras. Su mayor ventaja es que compara, en una sola gráfica, el progreso real con el progreso programado. Para esta técnica se construye una gráfica que muestre el porcentaje de terminación del plan contra el tiempo junto con una tabla que muestre el porcentaje de cada actividad terminada y el porcentaje del plan global, representado por cada actividad (véase la figura 2-9 y la tabla 2-3).

EJEMPLO 2-4:

Preparación de una gráfica de avance relativo

Se le ha otorgado un contrato a una compañía para un estudio de ejecución de control de avenidas que abarca una área residencial aislada. El estudio deberá quedar terminado en seis meses. Se estima que las principales actividades de planeación deben ser.

1. Completar los estudios hidrológicos (análisis de frecuencia de las avenidas).

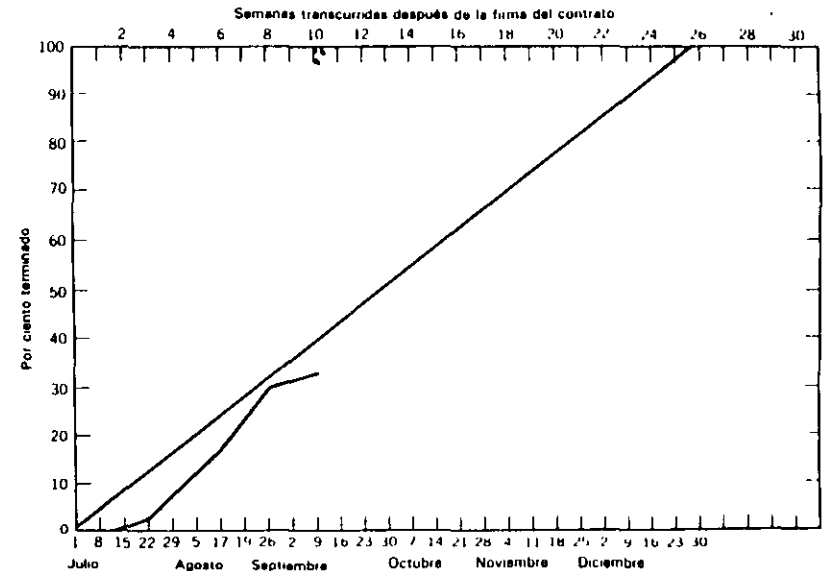


Figura 2-9 Gráfica de avance relativo

Tabla 2-3. Hoja de cálculos para la gráfica de avance relativo: proyecto de estudio del agua subterránea en Yolo County

Actividad	Por ciento del proyecto	Por ciento completado	Por ciento ponderado completado
Estudios hidrológicos	10	100	10
Perfil de la superficie del agua	25	20	5
Curva de tirante-daño	30	50	15
Participación del público	10	0	0
Alternativa seleccionada	5	0	0
Prueba institucional/legal	15	30	4.5
Informe completo	5	0	0
TOTAL	100		34.5
Metas por ciento		40	
Diferencia		-5.5	

Nota: estimar la diferencia en semanas-hombre.

2. Calcular los perfiles de la superficie del agua para diferentes frecuencias de avenida.
3. Construir las curvas de tirante-daño (o sea, el daño causado por diversos eventos de inundación).
4. Programar la participación del público.
5. Formular diversas alternativas viables.
6. Llevar a cabo un análisis institucional/legal.
7. Hacer que quien tome las decisiones elija el plan.

SOLUCIÓN

Para construir una gráfica de avance relativo se estima primero el porcentaje del plan total que consumirá cada actividad, luego se actualiza la gráfica periódicamente (cada mes o cada dos semanas).

La tabla 2-3 da los resultados de las estimaciones al final de la décima semana. Se notará que el "por ciento ponderado terminado" es el producto del "por ciento del proyecto" por el "por ciento terminado". La suma de estos productos deberá dibujarse en la gráfica contra la línea objetivo a fin de mostrar cuánto se ha desviado el plan del objetivo. Podría ser provechoso calcular ese porcentaje en semanas-hombre, valores que también pueden registrarse en la tabla.

Administración del personal

Una buena administración del personal significa utilizar en forma eficiente los recursos humanos. Los administradores deben estar conscientes de sus propios estilos de mando y darse cuenta de cuáles estilos resultan efectivos con sus subordinados. Para esta última tarea, es provechoso recordar la jerarquía de las necesidades humanas de Maslov⁶. Maslov ha definido cinco necesidades humanas básicas, ordenadas según la jerarquía de la más "más alta" a la "más básica".

1. Autorrealización (sentirse satisfecho de sí mismo, utilización apropiada de las aptitudes).
2. Estima (sentirse apreciado por los demás).

⁶ Abraham, H. Maslov, *Motivation and Personality* (Nueva York: Harper & Row, 1970).

3. Sentirse parte integrante de un cuerpo (ser aceptado por la familia, la iglesia, los compañeros de trabajo)
4. Seguridad (seguridad en el trabajo, protección de la policía, etc.).
5. Necesidades fisiológicas (alimentos, vestido, casa, etc.).

Maslov teorizó que las personas tratan de satisfacer progresivamente estas necesidades; no se concentran, por lo general, en una necesidad mayor hasta que no se haya satisfecho una menor. Las cuatro últimas necesidades se clasifican como "deficientes", ya que su ausencia crea el sentimiento de que hay algo que falta. Los administradores deben percibir las correlaciones entre la satisfacción de las necesidades y la eficiencia en el trabajo y tratar de reforzar la correlación.

En un estudio de 200 ingenieros, Frederic Herzberg encontró que los "sentimientos negativos" eran generados por los siguientes factores o áreas.

Política y administración de la compañía,
Supervisión,
Salario,
Relaciones interpersonales,
Condiciones de trabajo.

Los "sentimientos positivos" eran generados por:

Los logros,
El reconocimiento,
El propio trabajo,
La responsabilidad,
El ascenso de niveles.

Herzberg sentía que la remoción de una causa de insatisfacción no era suficiente; el supervisor necesitaba crear una condición positiva para generar satisfacción. Muchos estudios han demostrado que los factores psicológicos son más importantes que los factores físicos en lo que respecta a la satisfacción personal, especialmente en el caso de los profesionales⁷.

⁷ Behavioral Sciences Newsletter, "History of Behavioral Sciences in Business and Industry", 60 Glen Ave., Glen Rock, N.J., 07452.

Douglas McGregor sostenía que muchos supervisores tienen los siguientes conceptos erróneos acerca de las personas.

1. La persona promedio posee una aversión inherente al trabajo y lo evitará siempre que sea posible.
2. Por consiguiente, se debe amenazar a los trabajadores manteniendo un garrote sobre sus cabezas.
3. La mayoría de las personas prefieren que les indiquen lo que tienen que hacer, antes de tener que pensar por ellas mismas.

En realidad, arguía McGregor,

1. El trabajo es para la gente tan natural como la diversión o el descanso.
2. Se puede obtener que se hagan las cosas aplicando métodos autoritarios, pero estos no son la única manera de llevar a cabo las actividades, su uso no es inevitable; y sus efectos colaterales indeseables no tienen que ser tolerados.
3. Las personas eligen sus propias metas si ven la posibilidad de una recompensa.
4. Bajo circunstancias apropiadas, las personas buscan tener responsabilidad; no la evitan.
5. La mayoría de las personas poseen facultades imaginativas y creativas cuando contribuyen a la solución de problemas organizativos.
6. En las condiciones industriales modernas, las aptitudes de la mayoría de las personas son utilizadas por debajo de su valor.

Una manera de analizar el estilo propio de mando la constituye el diagrama triangular —el cual es parte del "Engineering Manager Game Seminar."⁸ Para el administrador de ingeniería, estos juegos facilitan estimar en qué punto se halla en el diagrama triangular (o dentro del mismo), en cada una de las siete categorías que aparecen en la si-

⁸ Herbert F. Spierer, *Engineering Manager Game Seminar*, un curso publicado por Management Games Institute, 2 East Ave., Larchmont, N.Y., 10538. Se trata de un curso por correspondencia sobre administración.

guiente lista (los tres extremos de cada categoría se indican en paréntesis)

1. El estilo administrativo (directo, participativo, *laissez-faire*).
2. La filosofía de la administración (los fines, la combinación de las personas y los fines, las personas).
3. La filosofía del cambio de conducta (directiva, participativa, *laissez-faire*).
4. Las relaciones interpersonales con los empleados (tratado como patrón, como colega, como empleado).
5. Las relaciones interpersonales con los colegas (tratado como patrón, como colega, como empleado).
6. Las relaciones interpersonales con los patrones (tratado como patrón, como colega, como empleado).
7. Manejo de las situaciones conflictivas (buscar metas organizativas, buscar metas personales, conservar las relaciones).

Existen tres etapas en la administración del personal: 1) la comunicación, 2) la coordinación y 3) el control. Por consiguiente, los supervisores deberán 1) comunicar a los subordinados el alcance de sus responsabilidades, 2) establecer la cooperación entre los miembros del proyecto y ajustar las actividades en conjunto y 3) seguir de cerca las actividades para asegurarse de que se lleven a cabo.

En muchos de los proyectos de planeación, y en todas las asignaciones de trabajo a largo plazo, una descripción del puesto por escrito forma la base de la etapa de comunicación. En la tabla 2-4 se presenta un esbozo de este tipo de documento.

Por supuesto que estas tres etapas están relacionadas y la coordinación constituye el enlace entre las etapas 1) y 3). La coordinación consiste, por lo común, en reuniones y memorándum.

La etapa de control implica la comprobación y la retroalimentación. La elaboración de un duplicado de una orden por escrito sirve de recordatorio al administrador de lo que necesita comprobación. Las llamadas telefónicas o las peticiones de que se compruebe la realización de una acción, son quizá

Tabla 2-4. Elementos incluidos en la descripción del puesto

- I. Definición del puesto
 - A. Descripción del puesto
 1. Título
 2. Objetivo del puesto
 3. Deberes y alcance de las responsabilidades
 4. Asignaciones especiales
 5. Requerimientos de educación y entrenamiento
 6. Experiencia necesaria
 - B. Relaciones organizativas
 1. Diagrama de bloques
 2. Supervisor
 3. Responsabilidad subordinada (alcance de la autoridad)
 - C. Asignación de tiempo
 1. Asignación sugerida
 2. Prioridades
- II. Recursos de apoyo del puesto
 - A. Apoyo de personal
 1. Técnico
 2. Profesional
 - B. Apoyo de equipo
 1. Apoyo de computadoras
 2. De otros equipos
 - C. Biblioteca
- III. Políticas administrativas
 - A. Sueldo y prestaciones
 1. Opciones disponibles para seguro, etc.
 2. Vacaciones
 3. Criterios y oportunidades de promoción
 4. Evaluación de la ejecución
 5. Tabulador
 - B. Procedimientos para las quejas
 - C. Otras políticas
 1. Enfermedad
 2. Uso del equipo
 3. Tarjeta de asistencia

los principales deberes de la administración del personal. Además, los estudios han demostrado que es difícil mantener una moral elevada entre los subordinados, a menos que sepan cuál es su situación o que reciban retroalimentación sobre su rendimiento en el trabajo. La tabla 2-5 es una sugerencia para hacer la evaluación de los empleados, la que pue-

de servir como parte integral del proceso de retroalimentación.

2-4 PRESUPUESTO PARA PLANEACIÓN

Quien controla el presupuesto controla el estudio de planeación. La palabra "presupuesto" se limita por lo común a consideraciones monetarias, pero el administrador de proyecto debe asimismo controlar la fuerza de trabajo y los recursos materiales. Un presupuesto de planeación indica cómo se han de gastar los recursos asignados al estudio de planeación. Al administrar el presupuesto, el planificador deberá controlar los gastos para asegurar que, por ejemplo, los recursos monetarios se gastan de acuerdo con el presupuesto, o bien que éste último se modifica a fin de que refleje las necesidades cambiantes.

Elaboración del presupuesto de planeación

Para elaborar un presupuesto, el planificador debe conocer:

- Necesidades y costos del personal (semanas-hombre para cada actividad y nivel de personal—ingeniero en jefe, técnico, etc.)
- Costo del trabajo que se habrá de subcontratar (pozos de prueba, preparación de mapas, trabajo de laboratorio, exploración superficial y trabajos geofísicos, etc.)
- Gastos de computación
- Necesidad de viajar
- Costo del diseño conceptual
- Preparación de los informes y costos de impresión
- Presupuesto del análisis posterior, si es permisible
- Costos diversos de apoyo (investigación, consultas legales, etc.).
- Gastos generales de la firma.

Existe, por lo general, la tendencia a subestimar los costos y la cantidad de tiempo requerido para el trabajo, por consiguiente, muchas organizacio-

Tabla 2-5. Forma para la evaluación de empleados

Nombre del empleado Fecha

Título

Departamento

Período de evaluación

Tiempo que lleva en la posición actual

	Excelente	Por encima del promedio	Satisfactorio	Deficiente	Poco satisfactorio
CONOCIMIENTOS TÉCNICOS					
1. Área primaria de competencia (¿Hasta qué grado posee el empleado la capacidad de llevar a cabo actividades que corresponden a la descripción del puesto?)					
2. Áreas secundarias de competencia (¿Hasta qué grado posee el empleado la capacidad en áreas relacionadas con su área primaria?)					
ACTITUD					
3. Dirección organizativa de las metas (¿Cómo se clasifica el empleado en el apoyo a las metas organizativas, en oposición con las metas personales?)					
4. Formalidad					
5. Perseverancia					
DISCERNIMIENTO					
6. Calidad de las decisiones					
7. Capacidad para tomar decisiones					
8. Uso del razonamiento en la toma de decisiones					
9. Intuición					
APTITUDES PARA TRABAJAR JUNTO CON OTRAS PERSONAS					
10. Cualidades de mando					
11. ¿Cómo se lleva con sus colegas, con sus subordinados?					
12. Efectividad en el trato con sus superiores					
13. Habilidad en las relaciones interpersonales					

COMENTARIOS

nes añaden al presupuesto una partida presupuestal de emergencias —con un valor aproximado del 5 al 10 por ciento del presupuesto, dependiendo de la magnitud del estudio— a fin de cubrir los costos subestimados.

A veces, el planificador inicia el presupuesto al responder a una "solicitud de propuesta" Otras veces, el cliente tiene ya un presupuesto de planeación definido dentro del cual deberá trabajar el planificador. Puede ser que existan varias iteracio-

Tabla 2-6. Hoja de cálculo para la preparación del presupuesto.
Proyecto: Plan para una cuenca fluvial.

Fecha: 1 / 2 / 1985

Restricción total del presupuesto (si se especifica)

Concepto	Tipo de persona o nombre o ambos	Tasa o cotización global (incluir horas)	Días-hombre o número	Total
Metas y objetivos	D	1000	1	1000
Administración de los datos	IJ	625	2	1250
1. Hidrología de agua superficial				
Meteorológicos y fluviales	IA	375	7	2625
	IJ	250	10	2500
Modelado fluvial	T	625	7	4375
	IA	375	20	7500
2. Hidrología de agua subterránea				
Estudios geofísicos	IJ	625	2	1250
	IA	375	30	11,250
	T	250	60	15,000
Datos de agua subterránea	IA	375	10	3750
	T	250	20	5000
Mapas de agua subterránea	IA	375	10	3750
	T	250	20	5000
Perforación de pozos de prueba		20,000	10	200,000
Perforación de piezómetros		5000	20	100,000
Supervisión de las perforaciones y de los informes sobre las mismas	IJ	625	5	3125
	IA	375	40	15,000
3. Cálculos técnicos				
Cálculos de energía hidroeléctrica	IJ	625	3	1875
	IA	375	15	5625
Estudios de operación de los embalses	IJ	625	5	3125
	IA	375	25	9375
Control de avenidas (PPIA o perfiles de la superficie del agua)	IJ	625	5	3125
	IA	375	20	7500
Modelos de agua subterránea	IJ	625	10	6250
	IA	375	50	18,750
4. Geología				
Exploración del suelo	IA	375	8	3000
	T	250	20	5000
Investigaciones en el sitio de la presa	IJ	625	4	2500
	IA	375	10	3750
Trincheras		2000	3	6000
Pozos		200	20	4000
5. Instituciones, económicas, legales				
Análisis del mercado (energía, agua, etc.)	IJ	625	10	6250
	IA	375	20	7500
Análisis de las instituciones	IJ	625	3	1875
	IA	375	10	3750

Tabla 2-6. (Continuación)

Fecha: 1 / 2 / 1985

Restricción total del presupuesto (si se especifica)

Concepto	Tipo de persona o nombre o ambos	Tasa o cotización global (incluir horas)	Días-hombre o número	Total
Estudio económico (estimaciones de los beneficios y costos)	IJ	625	5	3125
	IA	375	10	3750
Análisis financiero	IA	625	10	6250
Revisión legal	IA	625	10	6250
6. Participación pública	IA	625	10	6250
Publicidad		10,000	—	10,000
Reuniones		5000	4	20,000
7. Agricultura y suelos				
Estudio de los suelos	IJ	625	2	1250
	IA	375	10	3750
	T	250	20	5000
Estudios de las cosechas y la irrigación	IJ	625	10	6250
	IA	375	15	5625
8. Estudios ambientales	IA	625	10	6250
	IA	375	20	7500
9. Asistencia técnica				
Preparación de mapas	IA	375	5	1875
Levantamientos topográficos	IA	375	10	3750
	T	250	20	5000
C. Alternativas, formulaciones (diseño preliminar, comprobación de la factibilidad, etc.)	D	1000	10	10,000
	IJ	625	60	37,500
	IA	375	30	11,250
D. Evaluación				
1. Económica	D	1000	5	5000
	IJ	625	20	12,500
2. Ambiental	D	1000	5	5000
	IJ	625	20	12,500
E. Ejecución, preparación del informe				
1. Diseño conceptual (esquemas)	IJ	625	10	6250
	IA	375	20	7500
2. Perfeccionar los costos estimados	IJ	625	3	1875
	IA	375	10	3750
3. Preparación	IJ	625	10	6250
F. Análisis posterior	D	1000	3	3000
	IJ	625	5	3125
	IA	250	10	2500
Contingencia (10 por ciento)				71,150
Total				782,650

nes entre el cliente y el planificador antes de que se llegue a un acuerdo sobre el presupuesto final. Hay tres etapas que intervienen en la preparación de un presupuesto para propósitos de planeación.

1. El administrador del proyecto somete un anteproyecto de alcance general a cada jefe de función
2. Cada jefe de función determina las actividades necesarias para realizar el alcance general de la función, junto con el presupuesto requerido para llevar a cabo estas actividades.
3. El administrador del proyecto y los jefes de función se reúnen para llegar a una decisión sobre el presupuesto.

Los datos de entrada al departamento de diseño son importantes. Quizá se gasta un 20 por ciento del presupuesto total de planeación en la terminación del "diseño conceptual", o distribución, de los diferentes elementos estructurales del plan (o alternativas). El nivel de detalle incorporado en el diseño conceptual depende de la etapa del plan

a la cual se haya llegado. Debido a que el diseño conceptual incluye dibujos e ilustraciones, suministra los medios para poder presentar un plan

EJEMPLO 2-5:
Elaboración del presupuesto para un estudio de planeación

Elaborar un presupuesto para un plan general de evaluación con el fin de estudiar una cuenca fluvial con un área de 200,000 km². Existen numerosas planicies aisladas con superficies de 50,000 a 500,000 ha, muchas de las cuales contienen buenos acuíferos. La cuenca se halla en una región montañosa de un país semiárido desarrollado, en el cual la precipitación ocurre sólo durante la estación invernal. Existen cuatro posibles sitios para la construcción de la presa, identificados por un estudio de apoyo. A pesar de que se trata de un estudio por sector, el contrato especifica que el plan se coordine con otros sectores. El cliente ha pedido un programa que asegure una decidida parti-

Tabla 2-7. Forma de control del presupuesto

Título del proyecto	Fecha
Actividad
Fecha en que se inició	Objetivo para la terminación
Por ciento terminado de la actividad
Por ciento del presupuesto, gastado o comprometido

Concepto	Presupuesto	Gastado o comprometido	Restante
----------	-------------	------------------------	----------

Cambios requeridos en el presupuesto.

Preparado por

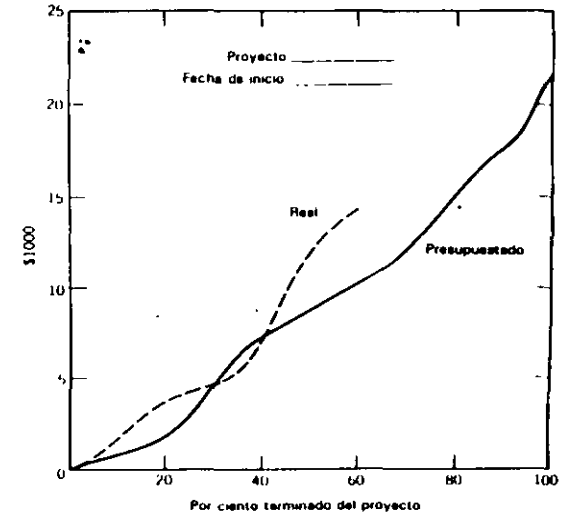


Figura 2-10. Gráfica de control del presupuesto.

cipación del público y que incluya un análisis ambiental.

Suponer que los gastos generales de la compañía equivalen al 250 por ciento de la mano de obra. El tabulador de la compañía es:

D Director	\$400/día
IJ Ingeniero en Jefe	\$250/día
IA Ingeniero Auxiliar	\$150/día
T Técnico	\$100/día

SOLUCIÓN

Calcular primero los sueldos con los gastos generales.

Director	\$1000/día
Ingeniero en jefe	\$625/día
Ingeniero Auxiliar	\$375/día
Técnico	\$250/día

A continuación, estimar las necesidades de recursos y los costos, llenando la tabla 2-6.

Administración del presupuesto de planeación

Los objetivos principales del control del presupuesto son los de asegurar que cada actividad se mantenga dentro de su presupuesto asignado y de anticipar los cambios en el mismo. La tabla 2-7 es una muestra de la forma de control del presupuesto.

La gráfica de control del presupuesto (véase figura 2-10), la cual es similar a la gráfica de avance relativo, es una útil herramienta. Cuando no se tenga la certeza de futuros desembolsos, se retrasará la terminación de aquellas actividades cuya omisión limitaría al mínimo el estudio de planeación. Con frecuencia, tareas como la perforación de pozos de prueba, los cuales representaban con mucho, en el ejemplo 2-5, el mayor desembolso, pueden ser disminuidas en su alcance.

Pierce sugiere siete principios para la administración del presupuesto.

1. Tratar de alcanzar el presupuesto por medio de la motivación del personal, en lugar de instigarlos a que lo cumplan.

1. Asegurarse de que el presupuesto sea una parte integral de todo el proceso de planeación, comenzando con el programa de trabajo.
2. Establecer un sólido sistema de control. Esto puede significar la descentralización, bajo la cual cada unidad administra su propio presupuesto.
3. Asegúrese de que el esquema organizativo sea claro
4. Asegúrese que la contabilidad sea sencilla, completa y sin demora.
5. Asegurar la participación activa de los directores (o la administración) en el control del presupuesto.
6. Recordar que quien controla el presupuesto de planeación controla, asimismo, el estudio de planeación.

Koontz, H., y C. O'Donnell (eds.) *Management, A Book of Readings*, Nueva York: McGraw-Hill, 1964

Lawrence, P. R., y J. W. Lorsch *Organization and Environment*. Boston: Division of Research, Harvard Business School, 1967.

Maslov A.H. *Motivation and Personality*. Nueva York: Harper & Row, 1970.

U.S. Air Force. "How to Analyze the Distribution of Work", en *Management Course for Air Force Supervisors*, parte 2. Washington, D.C.: U.S. Government Printing Office, 1955

Water Resources Council. "Water and Related Land Resources, Establishment of Principles and Standards for Planning" *Federal Register* 38 (10 Sept. 1973). Parte III

Ejercicios

1. Construir una gráfica de organización para un estudio de políticas federales de la calidad del agua —se trata de un proyecto de un año de duración, el cual constituirá la base de la legislación de control de la calidad del agua subterránea. Se tienen instrucciones de obtener la mayor información de las dependencias estatales y locales. El presupuesto es de \$ 3 millones.
2. Se contrata a un ingeniero para que participe en un plan de ejecución de control local de las

LECTURAS RECOMENDADAS

Behavioral Sciences Newsletter "History of Behavioral Sciences in Business and Industry," 60 Glen Avenue, Glen Rock, Nueva Jersey, 0.7452.

Chandler, A. *Strategy and Structure*. Garden City. Anchor Books, 1911.

Davis, S.M., y P.R. Lawrence. *Matrix*. Reading, Mass.: Addison-Wesley, 1977

Tabla 2-8. Actividades y tiempos de terminación

Actividad	Estimaciones del tiempo de terminación (en semanas)		
	Tiempo optimista (a)	Más probable (m)	Tiempo pesimista (b)
Llevar a cabo estudios de los suelos para los diques.	1	2	4
Diseñar los diques (incluyendo las dimensiones).	2	4	5
Construcción de los diques	8	12	18
Generar perfiles de la superficie del agua para el canal natural mejorado y con diques.	3	4	6
Estudio de transporte de sedimentos y de morfología de ríos para mejorar los canales.	3	5	6
Especificar el diseño para la mejora del canal.	1	2	3
Mejorar el canal.	6	9	11
Especificar el grado, tipo y cantidad de protección contra las avenidas.	4	6	10
Completar la protección contra las avenidas	8	12	14

inundaciones. El plan demanda una combinación de mejoras en el canal, construcción de diques y seguridad contra las inundaciones. Y han sido identificadas las actividades y los tiempos de terminación mostrados en la tabla 2-8.

- a) Construir una gráfica PERT para el programa de trabajo.
- b) Calcular la ruta crítica utilizando tiempos esperados, etc. ¿Cuál es la holgura?
- c) Calcular el tiempo más corto de terminación, si todas las actividades a lo largo de la ruta crítica toman $(t_e + \sigma)$ semanas para ser terminadas
- d) Utilizando el método ilustrado en el ejemplo 2-3, hallar el tiempo de terminación de la

construcción del dique, a un nivel de confianza del 97.5 por ciento

3. Preparar un presupuesto para el estudio de ejecución esbozado en el ejercicio 2. Suponer que las mejoras en el canal costarán \$4.5 millones; la construcción del dique \$3.8 millones y la protección contra las inundaciones \$2 millones. Estimar las necesidades del personal, junto con los tiempos calculados en el ejercicio 2. Recuerdese que ese ejercicio no especificaba cuántas personas trabajan en cada actividad. Presentar una estimación. Suponer el mismo tabulador y gastos generales que en el ejemplo 2-5. Estimar otras partidas aplicables del presupuesto.

Administración de los datos

Los capítulos del 3 al 7 tratan de la administración de los datos, lo cual es de capital importancia para la planeación. Si los datos son inexactos e inadecuados, fallarán los mejores métodos de planeación. La administración de los datos implica localizar los datos no procesados, para luego convertirlos en una información útil. Son cinco las etapas que constituyen este proceso: recolección, clasificación, evaluación, procesamiento y análisis.

3-1 INTRODUCCIÓN

La planeación se puede definir como “el proceso que convierte los datos y la información en una decisión”. Por consiguiente, la administración de la información o de los datos, es fundamental para el proceso de planeación.

El entorno y enfoque particulares del estudio de planeación que se elijan, determinan qué antes hay que recolectar, y dónde hallarlos. La tabla 3-1 sirve a los planificadores a decidir qué recolectar, pero éstos deben decidir acerca de la cantidad, calidad, sincronización y el área geográfica de cada elemento. Los datos se recolectan de registros activos, pero si no existieran, se deben entonces reunir mediante esfuerzos *ad hoc*.

3-2 LAS CINCO ETAPAS

En esta sección se presentan para su estudio las cinco etapas de la administración de los datos, las cua-

les tratan, en primer lugar (pero no exclusivamente) de la manera como se adquieren los datos y se les convierte en información provechosa. Se verá en la sección 3 cómo utilizar el análisis económico, a fin de decidir cuáles son los datos que habrá que buscar.

La administración de los datos constituye la base sobre la cual se construyen todos los estudios de planeación. Aunque no sea posible seguir ni las cinco etapas descritas en este capítulo, ni los aspectos cuantitativos, los planificadores deberán siempre formular presupuestos adecuados para los recursos, en el caso de la administración de datos.

Recolección

Los cuatro parámetros de la recolección de datos son: cantidad, calidad, sincronización y ubicación. ¿Cuánta información se necesita? (cantidad). ¿Cuán exactos y cuán representativos deberán ser los datos? (calidad). ¿En qué punto se inicia el proceso de recolección y cuál será la longitud del intervalo disponible o necesario? (sincronización.) ¿Qué área geográfica se deberá cubrir? (ubicación.)

Con toda probabilidad, estas preguntas no se podrán contestar en su totalidad antes de que se inicie el estudio, puesto que los objetivos y las alternativas podrán cambiar según avance el mismo. Sin embargo, una vez conocida la etapa, el alcance y

Tabla 3-1. Datos para la planeación

I. Físicos	B. Demográficos
A. Geología	1. Población (presente y futura)
1. Formaciones	2. Características de la población (raza, edad, etc.)
2. Características de cimentación	3. Ubicación de la población
3. Minerales	C. Geográficos, sociales
B. Recursos del suelo	1. Uso del suelo (presente y futuro)
1. Investigación del suelo (clasificación de las tierras)	2. Valores y elevaciones
2. Desarrollo	3. Zonificación
3. Drenaje	D. Económicos
C. Hidrogeología (agua subterránea)	1. Mercados (presentes y potenciales)
1. Características del acuífero	2. Demandas relacionadas con el agua (Navegación, energía hidroeléctrica, municipal e industrial, esparcimiento, agricultura, etc.)
2. Rendimiento	3. Método de evaluación
3. Pozos y su recarga	4. Restricciones (tasa de descuento)
4. Elevación del agua subterránea (registros)	5. Ingreso (distribución y empleo)
D. Geografía física	6. Beneficios y estimaciones en costos
1. Mapas	E. Financieros
2. Fotografías aéreas	1. Fuentes del capital
3. Infraestructura (ciudades, carreteras, etc.)	2. Tipos de reembolso (capital, operación, mantenimiento y reemplazo)
E. Meteorología	3. Distribución y asignación de los costos
1. Pluviómetros	4. Impuestos
2. Registros de precipitación	F. Legales
3. Evaporación	1. Leyes sobre el agua (derechos)
4. Evapotranspiración	2. Acuerdos y tratados internacionales
5. Información por satélite	3. Leyes ambientales
6. Vientos (magnitud y dirección)	4. Derecho de paso
7. Luz solar	G. Sociales - Públicos
8. Registros de temperatura	1. Grupos con intereses especiales (opiniones)
F. Hidrología	2. Públicos (opiniones)
1. Estaciones de aforo, ubicación	3. Cultura, historia
2. Registros de gastos	4. Impacto de la construcción
3. Características de la cuenca	5. "La Mayoría Silenciosa"
4. Ecuaciones de gasto regional en los ríos	6. Difusión de la información
G. Calidad del agua	H. Otros sectores/funciones
1. Calidad del agua subterránea	1. Dependencias de coordinación
2. Calidad del agua superficial	2. Planes (cooperación)
3. Áreas sensibles	I. Contaminación
4. Cargas de sedimentos	1. Descarga de los desperdicios puntual y no puntual
H. Ambiente (ecología)	2. Contaminantes naturales
1. Flora	J. Necesidades de esparcimiento
2. Animales y peces (fauna)	
3. Áreas sensibles	
4. Contaminación del aire, la tierra y el agua	
II. Socioeconómicos	
A. Instituciones	
1. Relacionadas con el agua	
2. Políticas	
3. Reguladoras	

Tabla 3-2. Matriz de datos: descripción de los datos necesarios

Tipo de datos (de la tabla 3-1)	Etapa del estudio de planeación		
	Políticas	Apoyo	Evaluación general
I. Físicos			
A. Geología			
1. Etc.			
B. Hidrología			
1. Características del acuífero, etc.	Necesidad de protección del acuífero, legislación sobre el agua subterránea.	Comprobación de las redes, de las cuencas más prometedoras	Mapas de las características seleccionadas de la cuenca del río, pruebas de bombeo, tendencias, etc.
II. Socioeconómicos			
B. Demográficos, etc.	Políticas de migración, inmigración; urbana y rural.	Tendencias de migración	Estudios de población (para la demanda)

la jurisdicción del estudio, los planificadores pueden empezar a recolectar hasta que sea posible realizar un análisis más completo.

La tabla 3-1 presenta los elementos necesarios en cada categoría de datos para estudios de planeación de los recursos hidráulicos. Esta tabla incluye la primera columna de una matriz de datos, en la cual cada una de las columnas restantes representa los datos requeridos para cada etapa de planeación: esto es, las intersecciones en las filas y las columnas son compartimientos que contienen descripciones de los datos convenientes para dicho estudio y dicha etapa (véase la tabla 3-2).

Cantidad: La tabla 3-1 presenta las clases de datos que pueden ser usados para elaborar el programa de trabajo. En la primera categoría se hallan los datos físicos de aquellas que dependen sólo del ambiente como los accidentes del terreno y la precipitación. En la segunda categoría se hallan los datos socioeconómicos —aquellos que dependen de los elementos humanos presentes en el entorno como la población, la economía y los asuntos legales.

El alcance del estudio determina cuáles de los elementos de la tabla 3-1 son aplicables y la etapa del estudio determina la cantidad y la calidad de los datos necesarios. La tabla 3-2 muestra cómo se podría construir el eje horizontal de la

matriz de los datos para elementos escogidos de la tabla 3-1.

Calidad. La calidad de los datos necesarios depende principalmente de la etapa de planeación a la que se haya llegado. Mientras que en el caso de un estudio de apoyo basta una estimación visual de una corriente de agua, en el caso de un estudio de ejecución se requiere conocer el aforo del río. Los proyectos de mayor envergadura cuentan por lo común con los fondos necesarios para adquirir más información. Los datos deben ser homogéneos y al mismo tiempo representativos.¹ *Homogéneo* significa que el registro de datos debe medir una cosa de una manera consistente. Por ejemplo, no se deberá mover el pluviómetro mientras dure el registro que se utiliza, o si no, será preciso aplicar correcciones para tener en cuenta los movimientos. Los procedimientos para efectuar las correcciones se detallan en casi todos los textos de hidrología.² Uno de estos métodos es el análisis de doble masa que se ilustra en el ejemplo 2-1. Re-

¹ R. K. Linsley, J. B. Franzini, *Water Resources Engineering*, 2a ed. (Nueva York, McGraw-Hill, 1972), pág. 36.

² Véase por ejemplo, R. K. Linsley, M. A. Kohler y J. H. Paulhus, *Hydrology for Engineers*, (Nueva York, McGraw-Hill, 1958), y V. T. Chow (ed.), *Handbook of Applied Hydrology*, (Nueva York, McGraw-Hill, 1964).

Tabla 3-3. Análisis químicos de una muestra de agua tomada de un pozo petrolero de prueba, abandonado, Barney Lorio 1 FEE, NW 1/4, SE 1/4 SEC. 25, T.14 S, R 5 W, Nuevo México

Constituyente	Campo	Laboratorio			
		1	2	3	4
SiO ₂	25.0	23.900	18.40	21.00	20.00
Feltotal	—	0.180	0.05	0.02	0.01
Mn	—	0.250	0.00	0.02	—
As	—	0.015	—	—	0.01
Ca ²⁺	—	375.000	315.00	310.00	190(?)
Mg ²⁺	—	0.460	1.60	0.60	0.40
Sr ²⁺	—	—	—	3.40	3.40
Na ⁺	—	1343.000	1150.00	1200.00	1120.00
K ⁺	—	7.800	5.10	5.00	4.50
Li ⁺	—	0.910	—	0.50	0.83
HCO ₃	—	14.000	32.00	22.00	22.00
CO ₃	—	0	0	0	0
SO ₄	—	2721.00	2821.00	2930.00	2720.00
Cl	—	262.000	253.00	260.00	270.00
F	—	3.800	7.80	6.00	6.00
NO ₃	—	0.077	0.00	0.20	0.20
B	—	0.490	—	4.50	4.60
Sólidos disueltos	—	4931.000	4588.00	4660.00	—
Conductancia específica	3100.0	5600.000	5365.00	5710.00	5720.00
pH	8.4	7.380	7.10	7.40	7.30
Temp. (°F)	91.4	—	—	—	—

representativo significa que la muestra debe constituir una porción insesgada de la población de que se trate. Por ejemplo, un registro fluvial muy corto podrá sólo incluir gastos durante varios años húmedos y, por consiguiente, no tener la suficiente longitud para representar equitativamente los gastos a largo plazo de la corriente. Los métodos de correlación de los registros de corta duración, con registros cercanos de mayor longitud, se estudian en la sección 6-1. Para obtener datos representativos de la calidad del agua, los planificadores deberán evaluar críticamente los métodos de muestreo, la frecuencia, la ubicación, los análisis y hasta la confiabilidad de los depositarios de los datos.

La exactitud es un aspecto fundamental de la calidad de los datos. Todas las mediciones continuas y la mayor parte de las medidas discretas son aproximaciones. Los planificadores necesitan conocer el grado de exactitud de los datos y darlo a conocer

en los informes. Al calcular los resultados, no deben ignorar las reglas que controlan las cifras significativas, tanto en la multiplicación como en la suma. Existe una gran diferencia entre la concentración de iones sodio en una muestra de 1342.000 mg/l y una de 1300 mg/l, como lo ilustran las tablas 3-3 y 3-4.

Sincronización: La sincronización de la recolección de datos incluye tanto la fecha como la duración del registro de datos. Las fechas en las cuales se recolectan los datos pueden tener importancia en los estudios de correlación, como, por ejemplo, la correlación del uso del agua con los períodos de sequía, en cuyo caso serían necesarios los registros de consumo de agua durante esos períodos. Cuando se trate de estudios históricos, se necesitan las fechas, a fin de determinar la causa de efectos tales como los cambios en la legislación y las políticas.

Tabla 3-4. Valores de Mg²⁺, K⁺, Na⁺, SiO₂ (ppm), pH, y conductancia específica, observados durante el experimento de envejecimiento de la muestra

Constituyente	Día del análisis					Media aritmética
	2	4	8	16	32	
Na ⁺	18.50	18.80	18.50	17.80	16.300	18.00
Na ⁺ (acidificado)	17.60	18.40	18.70	17.10	15.100	17.40
K ⁺	2.40	2.52	5.80	3.20	2.500	3.28
K ⁺ (acidificado)	2.29	1.83	1.30	2.10	1.390	1.78
Mg ²⁺	0.12	0.14	0.07	0.18	0.044	0.11
Mg ²⁺ (acidificado)	0.12	0.14	0.31	0.17	0.110	0.17
SiO ₂	12.50	7.87	7.46	6.85	7.980	8.50
pH ^a	8.28	7.57	7.46	7.39	7.480	—
Conductancia específica (microohms a 25°C)	122.00	113.00	104.00	141.00	112.00	—

^aEl pH de las mezclas de la solución a 30 minutos era de 9.09 ± 0.05

El otro aspecto de la sincronización es la longitud del registro de datos. Las estadísticas del caudal, precipitación, y otros fenómenos pueden cambiar drásticamente según se extienda la longitud del registro, especialmente en las regiones áridas. Por ejemplo, la figura 3-1 muestra cómo cambió la asimetría de una distribución Los Pearson III (la que se estudia con mayor detalle más adelante), según se aumentó la longitud del registro de gastos del río Appomattox. Se nota que el cálculo de la asimetría, con un registro de gastos de 40 años de longitud daría un valor mayor que +1; y que el cálculo de la asimetría con un registro de gastos de 44 años de longitud daría un valor menor que -0.5. **Ubicación:** El área geográfica de interés depende de los efectos jurisdiccionales y externos del estudio. Por lo común, no se recogerían datos, fuera del área de interés para el estudio de planeación (por lo general, la jurisdicción del cliente), a menos que los datos externos afecten al estudio. Por ejemplo, un planificador que necesite proyecciones de la población para un estudio jurisdiccional local, requiere estimarlos tomando las proyecciones de una unidad política cercana más grande y reduciéndolas a la escala apropiada mediante un análisis de correlación. **Recolección de datos hidrológicos en los países en vías de desarrollo.** Como regla general, son mucho menos los datos disponibles en los países en vías de desarrollo. Por lo común, esta recolección está

limitada a los esfuerzos de los gobiernos nacionales, coordinados a través de las dependencias en las provincias. Aun cuando el sistema nacional de recolección de datos sea completo y bien establecido, el personal no adiestrado podría tomar incorrectamen-

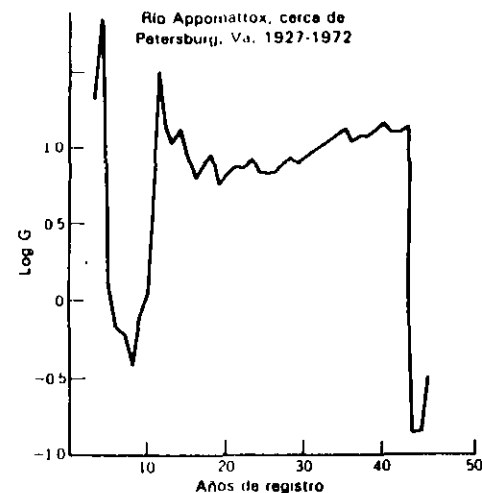


Figura 3-1. Sensibilidad de la asimetría a los años de registro. (Fuente: Hydrologic Engineering Center.)

te las mediciones actuales, haciendo así más crucial la evaluación de los datos. Quizá las deficiencias más corrientes sean los registros de gastos cortos y datos faltantes de calidad del agua subterránea.

A menudo se dispone de datos procedentes de estudios de apoyo ya olvidados, efectuados por firmas consultoras extranjeras. Se podrá disponer de otras fuentes de datos de agua subterránea si se consultan los registros de las compañías petroleras que hayan efectuado perforaciones en el área. El planificador debe prever un gasto de recursos para la recolección de datos, la cual constituye casi siempre uno de los objetivos del estudio.

Recolección de otros datos. A pesar de que los datos hidrológicos han sido utilizados en la mayoría de los ejemplos, existen, por supuesto, otros tipos de datos que han de ser recolectados. Los datos obtenidos de los censos son provechosos en las proyecciones de población. La recolección de datos económicos sirven para la evaluación. La recolección de datos legales puede requerir de un abogado.

Clasificación

Quizá tan importante como la existencia de un banco de datos (por lo general mantenido por una dependencia gubernamental) sea la forma en la cual se archivan los datos. Son de muy poca ayuda las páginas llenas de números; una figura, una gráfica o una tabla suministran más información. Es necesario clasificar cuidadosamente los datos recolectados durante el estudio; a fin de que sean de fácil acceso y queden en un lugar seguro. En el caso de proyectos detallados, como por ejemplo, el estudio de la Cuenca de Santa Ana, en California, los miles de fichas necesarias para la elaboración del modelo de agua subterránea se clasificaron por computadora de modo que fueran de más fácil acceso.

Evaluación

La evaluación de los datos implica la comprobación de la exactitud y suficiencia de los mismos. En 1972, Summers llevó a cabo un estudio en el cual, las mismas muestras de agua fueron enviadas a varios

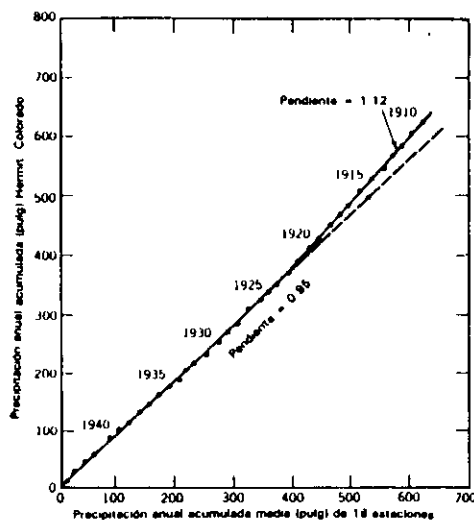


Figura 3-2. Datos ajustados de precipitación de Hermit, Col., por la curva de doble masa. (Fuente: Linsley, Kohler y Paulhus.)

laboratorios y luego se compararon los resultados obtenidos.³ No sólo se detectaron errores humanos, sino que el retraso en el análisis de la muestra condujo a resultados diferentes. La tabla 3-3 compara los resultados de los cuatro laboratorios. La tabla 3-4 muestra los resultados del envejecimiento. Nótese que los laboratorios parecen haber ignorado la exactitud implícita de las cifras significativas.⁴

Se comprueba, por lo general, la homogeneidad de los registros de precipitación y gastos mediante el análisis de doble masa. En esta técnica, la precipitación o el gasto acumulados para el instrumento en cuestión, se grafican contra la media de las otras estaciones. Un cambio en la pendiente indica, por lo común, que la estación fue físicamente alterada, como cuando se cambia la posición de una estación

³ W. K. Summers, "Factors Affecting the Validity of Chemical Analysis of Natural Water," *Ground Water* 10 (marzo-abril, 1972), 12-18.

⁴ *Ibid.*

de aforo en un río, o se reubica un pluviómetro (véase la figura 3-2). La ubicación de un pluviómetro o de una estación de aforo, debe anotarse en el registro de los datos; por consiguiente, en este caso, el análisis de doble masa también hace homogéneos los datos antes y después del cambio. Este procedimiento debe ser usado con cautela cuando el cambio de pendiente no sea obvio, o cuando la dispersión de los puntos haga dudosos los valores calculados de las pendientes. Weiss y Wilson han sugerido el uso de pruebas estadísticas con el fin de evaluar dichas incertidumbres.⁵ Si se grafican los datos como se muestra en la figura 3-2, se pueden ajustar lo mismo antes del cambio mediante una multiplicación de la relación de las pendientes (o sea, 0.93/1.12). Si se procede de esta manera, el registro completo puede ser clasificado como homogéneo.

EJEMPLO 3-1: Análisis de doble masa

Se desea comprobar la consistencia de los datos de los pluviómetros en Hermit, Col. Se han reunido los datos en la tabla 3-5a y se han graficado en la figura 3-2.

SOLUCIÓN:

Del examen de la gráfica, resulta evidente que tuvo lugar un cambio en la pendiente, en 1923. Primero, se hallan las dos pendientes mediante la correlación de regresión. Si se designa como Y la precipitación acumulada en Hermit y la media acumulada como X, la ecuación a resolver será:

$$Y = A + BX \quad (3-1)$$

La correlación de regresión, ya sea por una solución manual, o por el programa de computadora

⁵ L. L. Weiss y W. T. Wilson, "Evaluation of Significance of Slope Changes in Double-Mass Curves," *Transactions of the American Geophysical Union* 34 (Dic., 1953) 893-896. Citada por Linsley, Kohler y Paulhus.

POLYREG del apéndice B, da $A = -56.12$ y $B = 1.09$ en los años entre 1910 y 1922. Para los años entre 1923 y 1945, $A = 3.729$ y $B = 0.929$. La tabla 3-5b muestra el ajuste de los datos para hacer homogéneo el registro.

En muchos casos, se pueden efectuar pruebas estadísticas para evaluar los puntos correspondientes a los datos. Por ejemplo, la publicación del Water Resources Council, conocida como Guidelines Publication, contiene una prueba para evaluar valores extremos altos y bajos y un análisis de frecuencia de las avenidas (véase la figura 3-3). A menudo, la propia experiencia es suficiente para evaluar los datos. Por ejemplo, en la comparación de los análisis químicos mencionados anteriormente (tabla 3-3 y tabla 3-4), resulta obvio si se hace una comparación de los resultados de los diferentes laboratorios que la mayoría de los constituyentes sólo son exactos hasta una o dos cifras significativas.

Procesamiento

En esta etapa, se convierten los datos en una forma más provechosa, ya sea graficándolos, o formando una tabla, etc. Los datos no procesados pueden resultar peligrosos. Por ejemplo, una de las presas de tierra que almacenaban agua en el sur de California, había sido inspeccionada a intervalos regulares y se había medido y registrado sistemáticamente una grieta en el terraplén. Sin embargo, no fue sino hasta que la presa falló, cuando se descubrió que la grieta había comenzado a ensancharse a una tasa marcadamente más rápida. Si las mediciones se hubieran graficado contra el tiempo, habría sido notado el cambio, y con toda seguridad, se hubiera evitado el desastre.

EJEMPLO 3-2: Procesamiento de los datos de la calidad del agua

Los datos de calidad del agua que se dan en la tabla 3-6 han sido recolectados y evaluados durante un estudio de planeación de evaluación general. ¿Cómo se podrían procesar estos datos?

Tabla 3-5a. Datos de precipitación para el análisis de doble masa del pluviómetro en Hermit, Colorado

Año (1)	Precipitación (pulg) en Hermit (2)	Precipitación acumulada en Hermit (3)	Precipitación (pulg) en 18 pluviómetros circundantes (4)	Precipitación promedio (pulg) en 18 pluviómetros (5)	Precipitación promedio acumulada (pulg) en 18 pluviómetros (6)
1945	11	11	198	11	11
1944	18	29	180	10	21
1943	22	51	378	21	42
1942	9	60	324	18	60
1941	32	92	306	17	87
1940	9	101	324	18	105
1939	9	110	306	17	122
1938	22	132	342	19	141
1937	18	150	324	18	159
1936	10	160	252	14	173
1935	19	179	342	19	192
1934	10	189	298	16	208
1933	19	208	198	11	219
1932	6	214	234	13	232
1931	17	231	324	18	250
1930	19	250	396	22	272
1929	28	278	324	18	290
1928	15	293	252	14	304
1927	16	309	342	19	323
1926	14	323	378	21	344
1925	12	335	216	12	356
1924	14	349	252	14	370
1923	28	377	504	28	398
1922	19	396	252	14	412
1921	13	409	306	17	429
1920	13	422	234	13	442
1919	30	452	450	25	467
1918	22	474	234	13	480
1917	12	486	306	17	497
1916	22	508	342	19	516
1915	20	528	396	22	538
1914	22	550	378	21	559
1913	18	568	234	13	572
1912	14	582	288	16	588
1911	21	603	270	15	603
1910	18	621	288	16	619

SOLUCIÓN

Resulta obvio que la calidad del agua empeora cada vez; queda por determinar ¿a qué velocidad? Para

procesar esto, simplemente se grafican los datos, como se muestra en la figura 3-4 (conocida a veces como un quimiógrafa). La gráfica muestra que se experimentó una ligera degradación lineal hasta

Tabla 3.5b Precipitación ajustada de Hermit, Colorado, 1910-1922

Año	Datos no ajustados	Datos ajustados
1922	19	16
1921	13	11
1920	13	11
1919	30	26
1918	22	19
1917	12	10
1916	22	19
1915	20	17
1914	22	19
1913	18	15
1912	14	12
1911	21	18
1910	18	15

Tabla 3-6. Calidad del agua en el pozo 10S/3W-18L1

Fecha de la muestra	STD (mg/l)
1/64	400
6/65	380
1/67	430
6/68	440
1/70	510
6/71	610
1/72	720
1/73	800
1/74	980

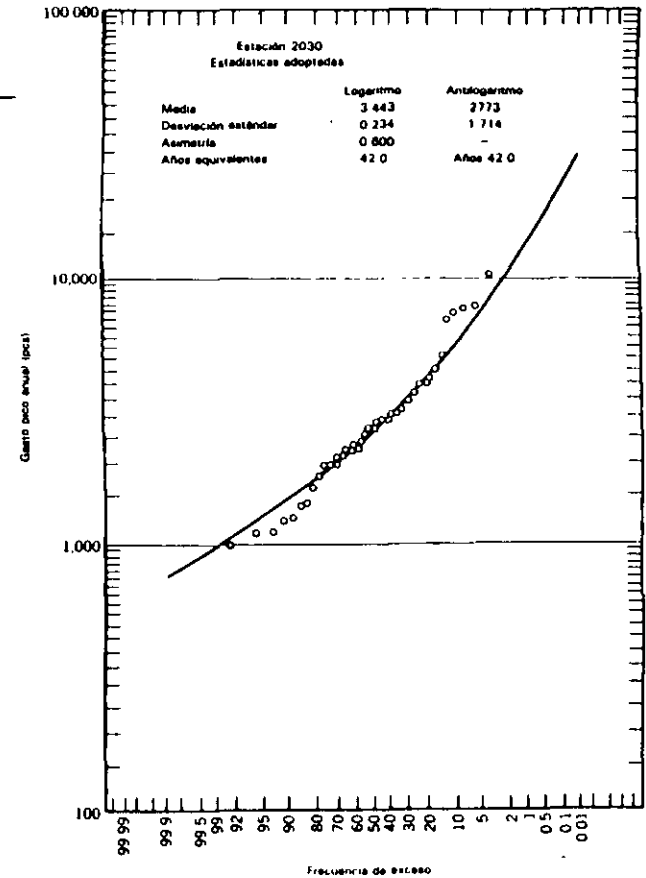


Figura 3-3. Una gráfica de la frecuencia de avenidas para el Río Shepong, Roxbury, Conn. con un valor extremo alto. (Fuente: *Hydrologic Engineering Center*.)

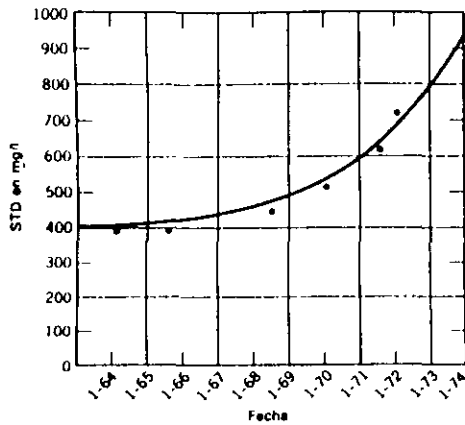


Figura 3-4. Tendencia de la calidad del agua subterránea, quimiograma.

alrededor de los años 1969-70, cuando la tasa de degradación de la calidad del agua subterránea aumentó en forma impresionante.

Análisis

Este último paso resulta ser una etapa de interpretación. ¿Qué implican todas las tendencias, correlaciones y resultados de simulaciones? La extrapolación del pasado hacia el futuro es un tipo común de análisis. La extrapolación de algunas tendencias, tales como la población y los cambios de los precios, no se deben efectuar para períodos mayores de cinco años, a menos que se conozca el perfil de la curva.

El cálculo del análisis de frecuencias de las avenidas, a partir de los datos de gastos, constituye otra forma corriente de análisis. En este caso, los datos se ajustan a una distribución, por lo común Log Pearson tipo III, para hallar los parámetros (media, variancia y asimetría). A partir de esta curva, se extrapolan las avenidas para determinar la frecuencia de exceso deseada (véase la figura 3-3).

Otro ejemplo de análisis consiste en hallar las

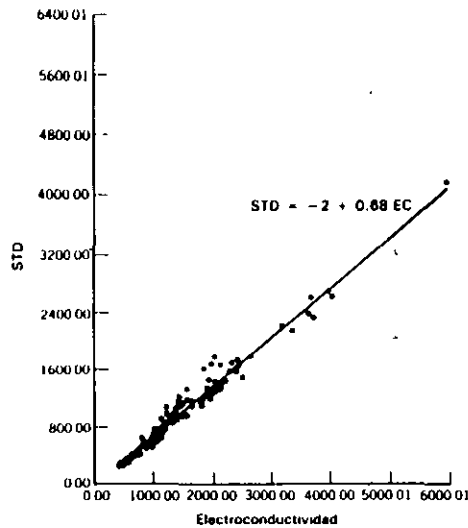


Figura 3-5. Correlación entre los sólidos totales disueltos (STD en mg/l) y la electroconductividad (EC en μ mhos/cm) para la cuenca del río San Luis Rey, California

ductividad (EC) y los sólidos totales disueltos (STD). La figura 3-5 presenta un ejemplo de este tipo de análisis. En un análisis regional, por ejemplo, se calculan las estadísticas de la precipitación y se utilizan los resultados para suponer la precipitación en un área de captación no aforada. Se puede efectuar el mismo tipo de cálculos para tener la asimetría regional en un análisis de frecuencias de las avenidas.

En un análisis más refinado de los datos, éstos se alimentan a modelos de simulación, tales como los modelos de agua subterránea de diferencias finitas o de elemento finito, modelos de estuarios, modelos del perfil de la superficie del agua, y modelos de precipitación de escurrimiento. Dichos modelos se pueden actualizar para ser utilizados en planes futuros según cambie el sistema. Se utilizan aquí los datos para calibrar los parámetros de los diferentes modelos y luego proceder a su verifi-

Con frecuencia, un planificador necesitará una expresión analítica de los datos, tales como la descripción de las funciones de producción de las cosechas, o de las curvas de beneficio-costos. La mayoría de los sistemas de computadoras tienen paquetes de software de regresión polinomial. Para aquellos, los sistemas que no los tengan, se puede escribir el software, ya que la regresión polinomial está explicada en la mayoría de los textos de estadística.⁶ (Véase el programa de computadora POLY-REG en el apéndice B)

EJEMPLO 3-3: Análisis de los datos de calidad del agua subterránea

¿Cómo se podrían analizar los datos, según han sido procesados en el ejemplo 3-2?

SOLUCIÓN

La primera etapa es hallar una causa del cambio en la tasa de degradación del agua subterránea, para lo cual será necesario obtener más datos. Un posible cambio sería el de analizar los aniones y cationes en las muestras de agua, si se tienen. Suponer que sólo se tenían dos muestras, como se indica a continuación.

Fecha	Ion B	Ca	Mg	Na	CO ₂	HCO ₃	Cl	SO ₄	NO ₃
1/70	0.2	48.4	11.2	111.4	9.2	134.2	48.2	64.8	48.0
1/73	0.3	46.6	14.3	121.3	9.8	140.2	46.3	66.6	360.3

El gran aumento en NO₃ puede indicar que el cambio drástico en la calidad del agua fue causado por un cambio en la aplicación de fertilizante suponiendo que el área irrigada no haya

cambiado también en forma fácil. Esto deberá verificarse.

3-3 ECONOMÍA

Una vez que se ha estudiado cómo administrar los datos, es preciso preguntar, ¿qué cantidad y calidad de datos podrían ser manejados? Esta constituye una pregunta tanto técnica como económica. Técnicamente, el planificador debe conocer qué efectos tendrá la exactitud de los datos sobre los resultados; en términos de la economía, debe conocer los beneficios y los costos de mejorar la exactitud de los datos; no sólo trata de gastar en forma óptima el presupuesto de los datos, sino también asignar la cantidad óptima del presupuesto total de planeación a la administración de los datos.

Presupuestos no restringidos

Cuando un planificador lleva a cabo un análisis económico de la administración de los datos, prevalecerá una de dos condiciones económicas en la primera de ellas, o bien el presupuesto de los datos no constituye un factor de restricción; en la segunda sí lo es. Con un presupuesto no restringido, el planificador deberá maximizar los beneficios netos de los datos. Un buen ejemplo de esta situación sería el diseño de una red pluviométrica, la cual ha sido seleccionada para ilustrar el enfoque de la administración de otros tipos de datos. La figura 3-6 muestra los diferentes masas de isoyetas que se generan a partir de las diferentes densidades pluviométricas. La figura 3-7 muestra los efectos introducidos por la escasa densidad pluviométrica de la cuenca del río Muskingu, en los Estados Unidos de Norteamérica.⁷ Este asunto ya ha sido tratado por Linsley y Crawford, quienes estudiaron la densidad de pluviómetros necesaria para medir diversos va-

⁶ F. A. Graybill, *An Introduction to Linear Statistical Models*, vol. 1 (Nueva York: McGraw-Hill, 1961).

⁷ V. T. Chow (ed.), *Handbook of Applied Hydrology*, (Nueva York: McGraw-Hill, 1964), págs. 9-31. Tomado de las publicaciones del Weather Bureau

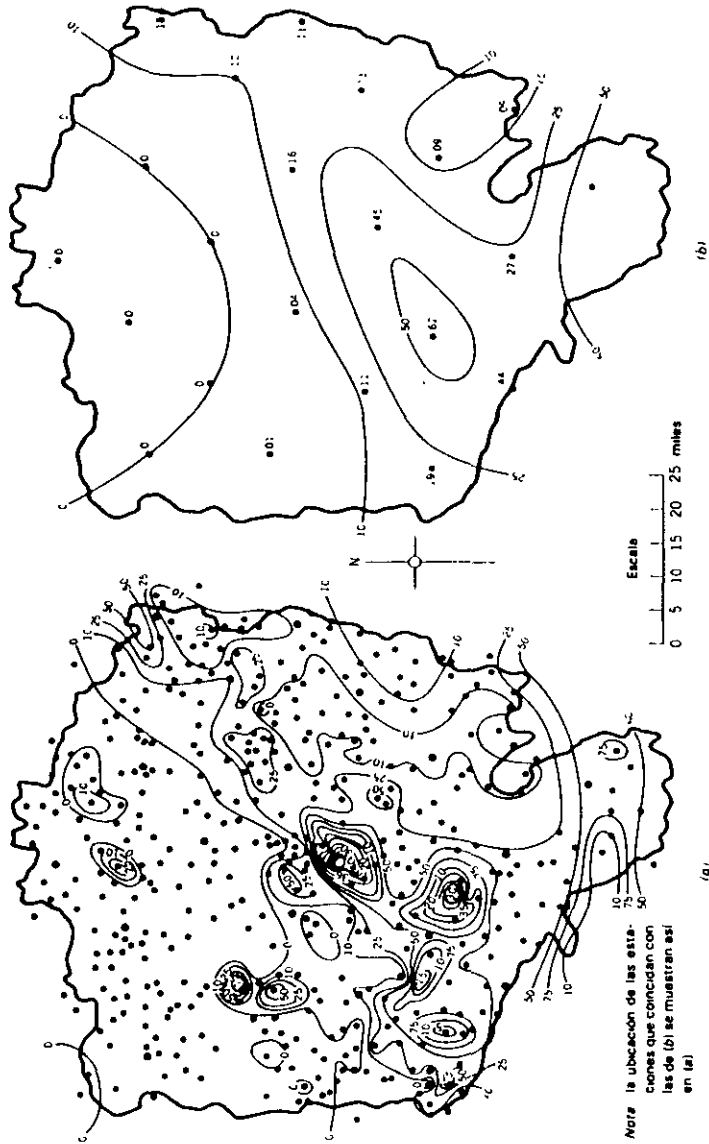


Figura 3-6. Efecto de la densidad pluviométrica sobre los mapas de isoyetas. Cuenca del Muskingum, Ohio. a) Un pluviómetro por 18 mi². b) Un pluviómetro por 375 mi². (Fuente: U.S. Weather Bureau.)

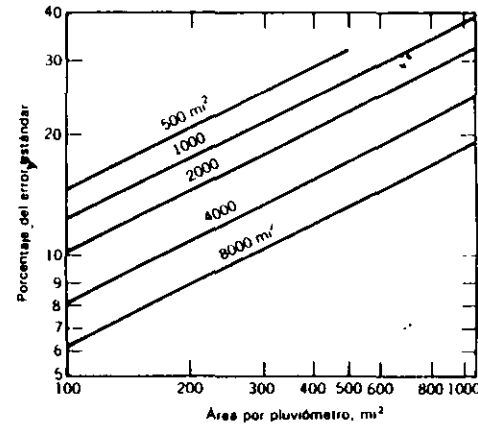


Figura 3-7. Error estándar de la precipitación promedio como una función de la densidad pluviométrica y del área de drenaje. Cuenca del Muskingum. (Fuente: U.S. Weather Bureau.)

lores de la exactitud del gasto en un río⁸ Más recientemente, Watt y Wilson investigaron la economía de los datos hidrológicos apropiados.⁹

A fin de maximizar los beneficios netos, el planificador debe hallar los beneficios y el costo como funciones de la densidad pluviométrica. Por ejemplo, si el gasto (Q) es el principal parámetro de planeación se hallará primero el costo de una red pluviométrica, como una función de la densidad de pluviómetros; luego se hallarán los beneficios de la exactitud de la precipitación, a partir de la relación entre la exactitud de la precipitación y la exactitud del gasto. La densidad pluviométrica óptima tiene lugar cuando los beneficios margina-

⁸R. K. Linsley y N. H. Crawford, "Coordination of Precipitation and Streamflow Networks," Symposium on Design of Hydrologic Networks, International Association of Scientific Hydrology, publicación num. 68 617-629, 1965

⁹W. E. Watt y K. C. Wilson, en "An Economic Approach for Evaluating the Adequacy of Hydrologic Data," en *Decisions with Inadequate Hydrologic Data* (Fort Collins, Col.: Water Resources Publications, 1973), págs. 7-16

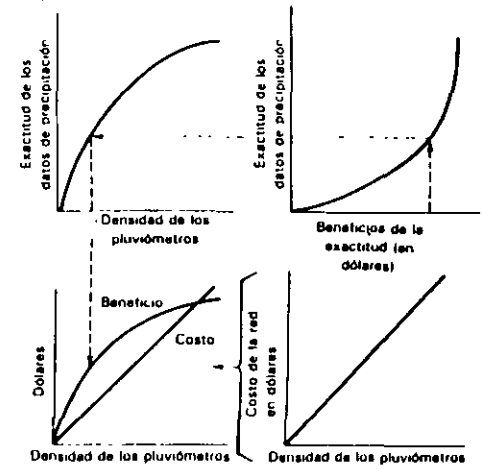


Figura 3-8. Modo de hallar la densidad pluviométrica óptima.

les son iguales a los costos marginales. La figura 3-8 ilustra este procedimiento

EJEMPLO 3-4:
Selección de la densidad óptima de una red pluviométrica

Como resultado de un estudio de apoyo, se desea que el planificador recomiende la densidad óptima de una red pluviométrica para la cuenca del Muskingum (figura 3-6), con un área de drenaje de 4,000 mi². Los beneficios y costos de los pluviómetros vienen dados en la tabla 3-7 (No se tienen en cuenta los costos de operación y mantenimiento)

SOLUCIÓN

En la figura 3-9 se grafican los beneficios esperados contra la exactitud de los datos de precipitación. (Nótese que el cálculo de los beneficios por la exactitud depende del objetivo de los datos)

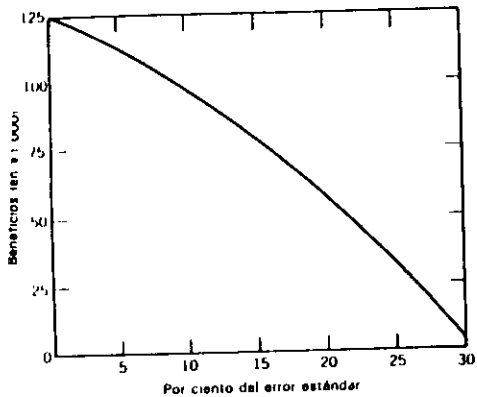


Figura 3-9. Gráfica de beneficios contra exactitud de la medición de la precipitación.

Finalmente, se calculan los beneficios incrementales para ver en qué lugar son iguales a los costos incrementales, o sea,

$$\Delta C = \Delta B \quad (3-2)$$

Tabla 3-7. Cálculos para hallar la red pluviométrica óptima

Núm de pluviómetros	Área, pluviómetro	Costo x \$1,000	% de error estándar	Beneficios x \$1,000	Beneficios marginales, ΔB x \$1,000
4	1000	33.3	26.0	27.0	
5	800	36.3	23.0	42.0	15.0
6	667	39.3	21.0	52.0	10.0
7	571	42.3	19.0	60.0	8.0
8	500	45.3	18.0	66.0	6.0
9	444	48.3	17.0	71.5	5.5
10	400	51.3	16.5	75.0	3.5
11	364	54.3	15.5	78.0	3.0
12	333	57.3	14.5	81.0	2.0
13	308	60.3	14.0	83.0	2.0
14	286	63.3	13.5	85.0	2.0
15	267	66.3	13.0	87.0	2.0
20	200	81.3	12.0	93.0	1.2
25	160	96.3	10.5	97.0	0.8
30	133	111.3	9.4	100.0	0.6

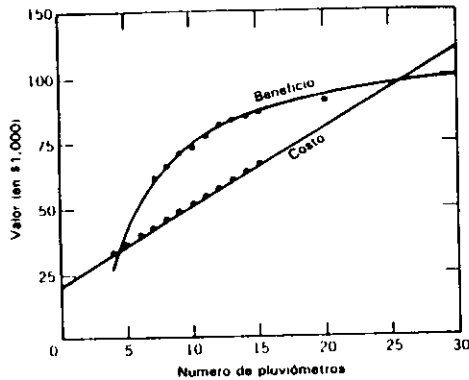


Figura 3-10. Determinación del número óptimo de pluviómetros

Los costos incrementales (ΔC) son constantes y equivalen a la pendiente de la línea de costos en la figura 3-10 o sea \$3,000 por pluviómetro. Se ve, tanto de la tabla 3-7, como de la figura 3-10, que el número óptimo de pluviómetros es 11.

$$F_o = \lambda(f_1, f_2, \dots, f_n) \quad (3-3)$$

en donde f_i son factores o parámetros, cuya variación afecta a F_o , entonces, la definición general de la sensibilidad absoluta, S_o , se convierte en

$$S_o = \frac{\partial F_o}{\partial f_1} \quad (3-4)$$

La primera parte,

$$S_o = \frac{\partial F_o}{\partial f_1} \quad (3-5)$$

muestra únicamente las tasas de cambio de F_o con respecto a f_1 . Luego, es posible hallar analíticamente la sensibilidad de algunas expresiones, sin embargo, la segunda parte de la ecuación 3-4 sugiere un método llamado alteración del factor, en el cual f_1 es alterada por los valores observados de Δf_1 y ΔF_o .

$$S_o = \frac{\Delta F_o}{\Delta f_1} \quad (3-6)$$

Este método puede requerir cálculos excesivos.

La ecuación 3-4 muestra la sensibilidad absoluta la cual, como la elasticidad, puede tener poca significación, a menos que se normalice para mostrar la sensibilidad relativa S_r , la cual está dada por:

$$S_r = \frac{\partial f_1 / f_1}{\partial F_o / F_o} = \frac{\Delta f_1 / f_1}{\Delta F_o / F_o} = \frac{\Delta f_1}{\Delta F_o} \cdot \frac{F_o}{f_1} \quad (3-7)$$

Finalmente, al asignar costos y beneficios a estos parámetros, el planificador puede elegir cuál de ellos podrá ser mejorado. En la figura 3-11 se ilustra el análisis de sensibilidad.

Análisis incremental. La partida que tiene la mayor sensibilidad relativa, puede que no produzca el mayor rendimiento (beneficio) por dólar gastado (costo). Para llevar a cabo un análisis económico con

Para llevar a cabo un análisis económico de la administración de los datos, será preciso asignar beneficios en dólares a los datos o a la información y costos en dólares a la recolección de los datos. Por lo común, la asignación de los costos es fácil, pero la cuantificación de los beneficios resulta difícil o imposible en muchos casos. Aun más, los planificadores no deben diseñar a ciegas la administración de los datos, basándose únicamente en el análisis económico; en su lugar, deberán gastar una cantidad adicional de dinero, a cambio del beneficio intangible de una futura certeza. Por ejemplo, un análisis económico podría mostrar que el costo de un pluviómetro adicional es mayor que el beneficio de un aumento en la exactitud. No obstante, sería aceptable añadir el pluviómetro, en el caso de que un futuro estudio pudiera requerir los datos (cuyos beneficios no pueden cuantificarse). El análisis económico constituye el punto de partida que muestra el costo de adquirir una futura exactitud (o flexibilidad).

Presupuestos restringidos

Cuando el costo de maximizar los beneficios netos de los datos excede al presupuesto de los mismos, se tiene un caso restringido —llamado también un "problema de elaboración del presupuesto de capital" (véase apéndice A). En este caso, el planificador debe gastar el presupuesto de los datos en forma incremental, preguntándose a cada paso, ¿cuáles datos maximizarán la tasa incremental de beneficios económicos a la razón incremental de beneficio-costos. En otras palabras, ¿cuáles desembolsos en los datos suministrarán el mayor beneficio correspondiente por cada dólar gastado?

Análisis de sensibilidad. El análisis de sensibilidad calcula la relación entre la exactitud de los datos de entrada (la variable independiente) y el resultado (la variable dependiente) (McCuen¹⁰ proporciona una introducción teórica a la sensibilidad.) Si tenemos una función explícita,

¹⁰ Richard W. McCuen, "The Role of Sensitivity Analysis in Hydrologic Modeling," *Journal of Hydrology* 18 (1973): 48-52.

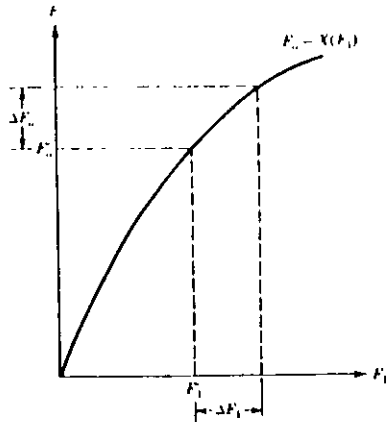


Figura 3-11. Ilustración del análisis de sensibilidad: este es, el cambio en F_0 , como resultado de un cambio en F_1 .

un presupuesto restringido, se requiere cubrir las siguientes etapas:

1. Construir las curvas de costo-exactitud de los parámetros de entrada (o sea, los costos de mejorar la exactitud de los datos de entrada).
2. Construir las curvas de rendimiento-exactitud de salida (o sea, los beneficios de mejorar la exactitud de la salida o de los resultados).
3. Llevar a cabo un análisis de sensibilidad de los datos de entrada para determinar sus efectos sobre los resultados de la salida.
4. Calcular las relaciones de costo-beneficio para demostrar cuáles parámetros producen los mayores beneficios, debido al aumento en la exactitud o certeza de la entrada.
5. Ordenar cada decisión de los datos de entrada en orden de la razón de costo-beneficio, o tasa de rendimiento, comenzando con la mayor. Gastar el presupuesto de datos, procediendo lista abajo, asignando fondos a cada decisión de datos, hasta agotar el presupuesto de datos.

Se han supuesto curvas determinadas de costo-exactitud. Si estas curvas, junto con el gra-

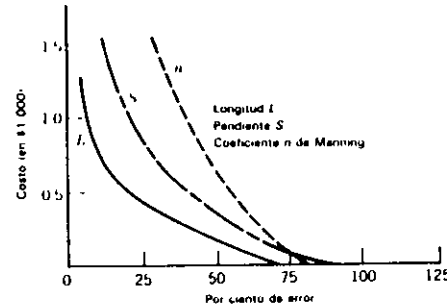


Figura 3-12. Costo de los datos necesarios para aumentar la exactitud del parámetro.

do y el impacto resultaran inciertas, se podría usar un enfoque probabilista.¹¹ En el ejemplo siguiente, se utiliza una situación artificial para ilustrar los principios económicos de la recolección de datos deterministas.

**EJEMPLO 3-5:
Análisis económico de los datos de control de avenidas**

Se lleva a cabo un estudio de ejecución de control de avenidas, parte del cual consiste en determinar el gasto Q (pcs) de un canal de desvío de excedencias (o sea, un canal que desvía el agua de la avenida para proteger las áreas urbanas situadas aguas abajo). El beneficio de la exactitud en el gasto puede estimarse por medio de la función lineal.

$$B = - \frac{22}{9} A + 5800 \quad (3-8)$$

en donde B representa los beneficios, y A representa la exactitud del gasto Q , expresada como por ciento.

Los costos de aumentar las exactitudes de L , S y n , de la ecuación de Manning, están dados en la figura 3-12

¹¹ C. James II, B. T. Bower y N. C. Matalas, "Relative importance of Variables in Water Resources Planning," Water Resources Research 5 (Dic. 1969): 1165-1173.

El perfil del canal se puede aproximar con un rectángulo de 5 pies de alto y 50 pies de ancho. A continuación se muestran las estimaciones iniciales de los parámetros, tomadas de estudios anteriores, con el correspondiente porcentaje de error.

- $n = 0.02 \pm 80\%$ (coeficiente de rugosidad de Manning)
- $S = 0.001 \pm 70\%$ (pendiente del fondo del canal)
- $L = 50 \pm 2\%$ (ancho del canal)
- $A = 230$ (área de la sección transversal, $0.1L^2$)
- $P = 60$ (perímetro mojado, $0.2L + L$)
- $R = 4.167$ (radio hidráulico, A/P , o $0.1L^2 / [(0.2L + L)]$).

Suponiendo que se tiene una restricción de \$400 en el presupuesto, ¿cuánto dinero se debe gastar y cuáles parámetros se deberán mejorar?

SOLUCIÓN

Ya han sido completadas las primeras dos etapas, la construcción de las curvas de costo-exactitud y las estimaciones de beneficio-exactitud. Se aproxima $\partial Q/\partial n$ y $\partial Q/\partial S$ hallando ΔQ para cada Δn y ΔS y armando una tabla de cambios y cálculos económicos. Esto, en efecto, realiza simultáneamente las etapas 3 y 4.

En primer lugar, al calcular los efectos de la sensibilidad de n se halla el valor de Q , para los valores estimados originales, a partir de la ecuación de Manning

$$Q = \frac{1.486}{n} AR^{2/3} S^{1/2} \quad (3-9)$$

en donde Q es el gasto en pcs (en el sistema métrico, 1 486 se convierte en 1); n es la n de Manning, o el coeficiente de rugosidad; A es el área de la sección del canal, R es el radio hidráulico y S es la pendiente. Por tanto,

$$Q = \frac{1.486}{0.02} (250)(2.60)(0.0316) = 1530 \text{ pcs}$$

Para hallar el cambio de Q con un 80 por ciento de cambio de n (o sea, $n = 0.02 \pm 0.016$), se resuelve para los valores máximos y mínimos de Q :

$$Q_{\max} = \frac{1.486}{0.004} (250)(2.60)(0.0316) = 7630 \text{ pcs}$$

$$Q_{\min} = \frac{1.486}{0.036} (250)(2.60)(0.0316) = 848 \text{ pcs}$$

Esto es, cuando n es sólo exacta dentro de un 80 por ciento, Q equivale a 7630 u 848 pcs. Por tanto, el error máximo de Q es igual a un 399 por ciento, lo que suministra un beneficio de \$3360, basándose en la ecuación 3-8. Continuando este procedimiento para aumentar la exactitud de n (o sea, 80 por ciento, 70 por ciento, 60 por ciento, etc.), y también para S , se construye la tabla 3-8.

Completando la etapa 5 y ordenando las decisiones de exactitud de los datos en el orden decreciente de la razón incremental costo-beneficio, se podría.

1. Aumentar la exactitud de n a un 70 por ciento

$$(\Delta B/\Delta C = 9.3).$$

2. Aumentar la exactitud de S a un 60 por ciento

$$(\Delta B/\Delta C = 2.5).$$

3. Aumentar la exactitud de n a un 60 por ciento

$$(\Delta B/\Delta C = 2.4).$$

En este punto, ya se ha gastado el presupuesto de \$400 (o sea, \$360 + \$40 = \$400). Se observará que si el presupuesto no tuviera restricción, se maximizarían los beneficios netos, lo cual sugeriría aumentar la exactitud de n a un 50 por ciento y la de S a un 50 por ciento. Se notará asimismo que, en el punto donde los beneficios netos se maximizan, la razón incremental costo-beneficio ($\Delta B/\Delta C$) se convierte en 1.0.

Tabla 3-8. Cálculo de la razón incremental de costo-beneficio $\Delta B/\Delta C$

Error de n (1)	Beneficios de la exactitud en el gasto (2)	ΔB (3)	Costo de la exactitud en la entrada (4)	ΔC (5)	$\Delta B/\Delta C = (3)/(5)$ (6)
80	3360		40		
70	4380	1020	150	110	9.3
60	4880	500	360	210	2.4
50	5200	320	620	260	1.2
40	5400	200	1000	380	0.5
30	5440	40	1500	500	0.1
Error de S					
70	5520		20		
60	5570	50	40	20	2.5
50	5620	50	80	40	1.2
40	5660	40	140	60	0.7

Se pueden hacer varias observaciones acerca del ejemplo 3-5. Primera, la aparente importancia de cada parámetro cambia con el análisis. Segunda, la correcta sensibilidad de cada parámetro sólo será obvia cuando se haya completado el análisis económico. Utilizando las ecuaciones 3-6, 3-7, y 3-8, se pueden hallar los valores de S_n y S_s , correctamente para n y S .

$$S_n = \frac{\partial Q}{\partial n} = \frac{1.486}{n^2} AR^{2/3}(S^{1/2}) = -76,300 \quad (3-10a)$$

$$S_n = -76,300 \frac{0.02}{15.30} = -0.997 \quad (3-10b)$$

$$S_s = \frac{\partial Q}{\partial S} = \frac{0.743}{n} AR^{2/3}(S^{-1/2}) = 762,100 \quad (3-11a)$$

$$S_s = 762,100 \frac{0.001}{15.30} = 0.498 \quad (3-11b)$$

Considerando sólo la sensibilidad absoluta S_n , se decidirá mejorar primero la pendiente S . Considerando la sensibilidad relativa S_s , se mejoraría primero la n de Manning. El análisis económico podría seleccionar cualesquiera de los dos, dependiendo del costo de la exactitud incrementada.

A pesar de que la mayoría de las decisiones para distribuir el presupuesto de la recolección de datos, no serán tan directas, el ejemplo anterior ilustra un enfoque que puede resultar provechoso para la administración de los datos.

LECTURAS RECOMENDADAS

Amorochio, J., A. Brandstetter y D. Morgan "The Effect of Density of Recording Rain Gauge Networks on the Description of Precipitation Patterns" *Geochemistry, Precipitation, Evaporation, Soil Moisture, Hydrology, General Assembly of Bern*. Sept-Oct 1967 189-202

- Chow, V. T., ed. *Handbook of Applied Hydrology*, Nueva York: McGraw-Hill, 1964
- Graybill, F. A. *An Introduction to Linear Statistical Models*, vol. 1. Nueva York: McGraw-Hill, 1961.
- Hershfield, D. M., *Rainfall Frequency Atlas of the United States*. U.S. Weather Bureau: Technical Report 40, Mayo, 1961
- James, I. C., B. T. Bower y N. C. Matalls "Relative Importance of Variables in Water Resources Planning" *Water Resources Research* 5 (Dic. 1969): 1165-1173
- Linsley, R. K., M. A. Kohler y J. N. Paulhus. *Hydrology for Engineers*. Nueva York: McGraw-Hill, 1958.
- Linsley, R. K. y N. H. Crawford "Coordination of Precipitation and Streamflow Network. Symposium on Design of Hydrologic Networks, International Association of Scientific Hydrology, pub. núm. 68: 617-629, 1965
- McCuen, R. W. "The Role of Sensitivity Analysis in Hydrologic Modeling" *Journal of Hydrology* 18 (1973): 38-52
- Summers, W. K. "Factors Affecting the Validity of Chemical Analysis of Natural Water." *Ground Water* 10, (Marzo-Abril 1972): 12-18
- Watt, W. E., y K. C. Wilson "An Economic Approach for Evaluating the Adequacy of the Hydrologic Data." In *Decision with Inadequate Hydrologic Data*. Fort Collins, Col.: Water Resources Publications, 1973: 7-16
- Weiss, L. L., y T. Wilson "Evaluation of Significance of Slope-Changes in Double-Mass Curves" *Transactions of the American Geophysical Union* 34 (Dic. 1953): 893-896.

Ejercicios

- ¿Cuál es la principal diferencia entre los datos recolectados en un plan de apoyo y los datos recolectados en un plan de evaluación general?
- Construir una matriz completa de datos (o sea, completar la tabla 3-2). Tratar de definir el tipo de datos para cada subcategoría (o sea, I A, tres, minerales). Si no se tiene experiencia en la planeación de los recursos hidráulicos, se llena tentativamente la matriz y se modifica según se vayan terminando los capítulos 4, 5 y 6.
- La aproximación de Jacob para la prueba con gasto constante de un pozo es,

$$f = \frac{264Q}{\Delta s}$$

(véase el ejemplo 4-2), en el cual T es la transmisibilidad en gpd/pie, Q es el gasto en gpm, Δs es el abatimiento para un ciclo logarítmico en el eje de las x (el abatimiento s se grafica sobre un eje Y aritmético y el tiempo de bombeo t se grafica sobre un eje x logarítmico). Si Q se mide como 1,200 gpm ± 100 y s se mide como 18 pies ± 0.2 pies, ¿cuál es la sensibilidad absoluta y relativa de T con respecto a Q y s ?

- Se está en proceso de completar un estudio de apoyo para un plan hidráulico nacional (se trata de un plan por sector) en un país en vías de desarrollo, se pide establecer un programa de pruebas de pozos, principalmente con el fin de calcular la transmisibilidad. Se estima Q mediante una escuadra de carpintero; los otros métodos disponibles implican el uso de un tambor grande y un cronómetro, un ventedor circular o un medidor portátil. (Véase Johnson, *Ground Water and Wells*, para una descripción de estas técnicas de medición.) Los costos e intervalos de estos dispositivos están dados en la tabla 3-9. Utilizar la ecuación de Jacob tomada del ejercicio 3.

Se supone que no se utilizará ninguno de los dispositivos fuera del intervalo de su exactitud. La relación entre la exactitud de T y el beneficio, está dada por cuatro puntos, a los cuales se puede ajustar una ecuación cuadrática. T con un error de un 57 por ciento, tiene un beneficio de \$ 50, con un error de un 40 por ciento, un beneficio de \$ 70; con un error de un 20 por ciento, un beneficio de \$ 95, y con un error de un 2 por ciento, un beneficio de \$ 98. ¿Cuál será el método recomendable para medir el gasto en el programa de dicho país?

- Se han conseguido algunas estimaciones de costos de construcción de plantas similares de tratamiento de agua residual. Hallar una expresión analítica para el costo contra el tamaño. Las cifras de los costos están dadas en la tabla 3-10.

Usar el POLYREG en el apéndice B, o cualquier código de regresión polinomial disponible. Explicar las razones por las cuales se seleccionó el grado que se haya escogido y la bondad del ajuste.

Tabla 3-9. Ejercicio 3-4. costos e intervalos para los diversos dispositivos de medición del gasto

Dispositivo	Exactitud del intervalo; por ciento de error	Ecuación de costos
Escuadra*	70-50	$C = -1.75A + 127.5$
Barril y cronómetro	30-20	$C = -3.00A + 110$
Vertedor circular	20-5	$C = -1.00A + 70$
Medidor	8-2	$C = -0.625A + 106.25$

A representa la exactitud en por ciento de error

- Considerar el ejemplo 3-5. ¿Cómo se podría gastar dinero para n y S , si se dispusiera de un presupuesto limitado a \$ 1,640? Explicar las razones que motivan la respuesta.
- Un ingeniero toma parte en un estudio de políticas, destinado a culminar en una legislación nacional sobre la calidad del agua, en el caso de corrientes de agua superficial. El cliente es la dependencia U.S. Environmental Protection Agency, y ha supuesto que los resultados del estudio suministrarán la información necesaria para establecer normas de la calidad del agua. Describir cuáles datos serán necesarios recolectar para un estudio de este tipo, bajo dos suposiciones: 1) que el estudio recomendará de hecho normas de calidad del agua y que: 2) el estudio realiza-

do podría recomendar otro método para la administración de la calidad del agua. ¿Qué diferencias existirán entre la recolección de datos de estos dos estudios, y qué otros métodos de administración se podrían considerar que no fueran el establecimiento de normas?

- En la tabla 3-11 se suministran los niveles anuales promedio de agua de seis pozos representativos de una cuenca. ¿Cómo se podrían evaluar, procesar y analizar dichos datos?

Tabla 3-11 Ejercicio 3-8. Niveles promedio del agua

Año	Profundidad hasta el nivel del manto freático (en metros)
1960	10.0
1962	14.2
1965	18.5
1968	26.8
1970	23.3
1975	26.2
1977	27.0
1980	28.0

Tabla 3-10 Ejercicio 3-4: Estimaciones de costos de plantas de tratamiento de aguas residuales

Tamaño (MGD)	Costo
5	\$ 700,000
10	\$ 1,400,000
15	\$ 1,800,000
23	\$ 2,000,000

Capítulo 4

Datos físicos

Esta categoría de datos incluye todos aquellos fenómenos cuya ocurrencia es causada mayormente por eventos naturales (precipitación, topografía del terreno, flujo de los ríos, etc.). La tabla 3-1 presenta las ocho categorías de datos físicos descritos en este capítulo: geología, recursos del suelo, agua subterránea, geografía física, meteorología, hidrología, calidad del agua y medio ambiente. En el tratamiento de cada una de estas categorías, se seguirán las cinco etapas de la administración de los datos (recolección, clasificación, evaluación, procesamiento y análisis).

4-1 GEOLOGÍA

Los estudios geológicos proporcionan los datos básicos para las investigaciones del agua subterránea, el estudio de las cimentaciones, la selección de los materiales de construcción, la evaluación de los recursos del suelo y hasta las investigaciones ecológicas.

Recolección

Terminología: Los datos geológicos pueden ser por su naturaleza superficiales o subterráneos, y se pueden obtener por métodos directos o geofísicos (indirectos). Por lo general, estos datos se resumen en un mapa geológico, cuya elaboración

requiere una comprensión de la terminología geológica.

La *estratigrafía* y la *petrografía* se refieren respectivamente a la formación de las rocas y a la descripción de las mismas. La *estructura geológica*, como lo implica su nombre, describe la forma y la orientación de las grandes características geológicas. Por ejemplo, la figura 4-1 muestra las estructuras anticlinales y sinclinales, y la figura 4-2 ilustra el significado de los términos *rumbo* y *buzamiento*.

Quizá la terminología geológica más impresionante sea la de la historia geológica. Estos términos suministran la clave para las características de las rocas (o sea, su resistencia) y la característica de formación (o sea, su conductividad hidráulica). La tabla 4-1 es una tabla geológica simplificada con una lista ordenada de los términos utilizados para designar las diversas eras, períodos o épocas¹. Las eras son las divisiones principales del tiempo geológico-primitiva (paleozoica), media (mesozoica) y reciente (cenozoica).

Junto con las divisiones del tiempo, las rocas se clasifican como consolidadas o no consolidadas —constituyendo estas últimas los suelos. Las rocas consolidadas se clasifican como sedimen-

¹ L. Kulp, "Geologic Time Scale," *Science* 133 (1961): 1111. La cita está tomada de E. E. Johnson, Inc., *Ground Water and Wells*, (Saint Paul: E. E. Johnson, 1966), pág. 13.

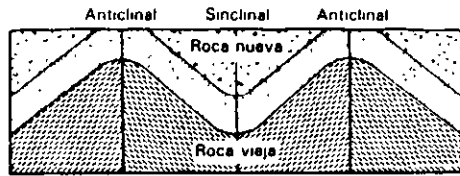


Figura 4-1. Sección transversal geológica, que muestra las estructuras sinclinales y anticlinales.

trias, ígneas o metamórficas, lo que depende si fueron formadas por sedimentos comprimidos (por ejemplo, la piedra caliza), por el enfriamiento del núcleo derretido de la tierra (como el granito), o por un proceso que las cambió (las metamorfoseó) en algo diferente (como en el caso del mármol). Los depósitos no consolidados se clasifican según el proceso de deposición respectivo (el agua, los glaciares, el viento, la descomposición). Debido al hecho de que los depósitos no consolidados forman acuíferos importantes, se les describirá con mayor detalle.

Los suelos fluviales —que son aquellos depósitos por la acción del agua— se pueden dividir en tres tipos principales². El depósito aluvial arrastrado por los torrentes forma los conos y abanicos aluviales que se formaron de la erosión de las rocas de las montañas hacia los valles (véase la figura 4-3), por lo común forman buenos acuíferos. Los depósitos de relleno de los valles, que constituyen el segundo tipo de suelo fluvial, están mejor clasificados que los depósitos aluviales arrastrados por torrentes (o sea, que tienen granos de un tamaño más uniforme), son el resultado de los depósitos en las llanuras de inundación y en los ríos (véase la figura 4-4). Los lechos de los lagos, que constituyen el tercer tipo, son el resultado de la sedimentación en aguas tranquilas. A menudo, los lechos de los lagos forman capas de arcilla en los depósitos de

² U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, *Design of Small Dams*, A Water Resources Technical Publication, 2a ed., 1974. Se puede adquirir del Superintendente de Documentos, Washington, D.C., 20402. Esta sección toma material de esta publicación.

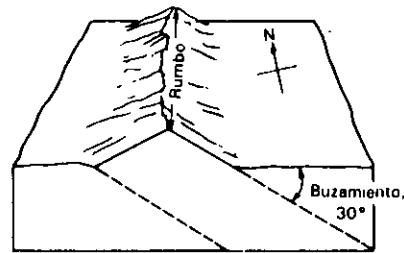


Figura 4-2. Ilustración del buzamiento y del rumbo. El rumbo de la formación (dirección) es norte y el buzamiento es 30° este. (Fuente: U.S. Soil Conservation Service.)

aluvión, los cuales pueden confinar a los acuíferos artesianos.

Los depósitos glaciales fueron formados por suelos arrastrados por los glaciares, durante las épocas glaciales; las morrenas, que fueron depositadas directamente por los glaciares —con muy poco transporte del agua— tienen por lo general buena resistencia al esfuerzo cortante en las estructuras de los suelos. Los depósitos aluviales arrastrados por glaciares, que constituyen el segundo tipo de los depósitos glaciales, son el resultado de la fusión de los glaciares, y se caracterizan por la progresiva clasificación que tuvo lugar según el agua arrastraba las partículas lejos del glaciar en fusión. Estos depósitos no son homogéneos, lo cual hace difícil pronosticar la ubicación de buenos acuíferos.

Los depósitos eólicos son suelos que han sido depositados por el viento; las dunas y el loess son quizá los más conocidos de dichos depósitos. A pesar de que el loess ha sido utilizado como material para los núcleos de las presas, es por lo común altamente erosionable y presenta el problema de la tubificación en la construcción de las presas de tierra. Se utilizó el loess en la presa Teton, la cual falló en 1977.

Finalmente, los suelos residuales se forman por la descomposición de la roca original del área. A pesar de que son difíciles de reconocer por medio de estudios superficiales, pueden, no obstante, ser detectados mediante muestras en el campo

Tabla 4-1. Cronología geológica

Era	Periodo o sistema de las rocas	Época	Serie de las rocas	Duración estimada años	Años estimados desde el comienzo	
Cenozoica	Cuaternario	Época reciente Pleistoceno	Reciente Pleistoceno	1 millón	10 a 25,000 1 millón	
	Terciario	Plioceno	Plioceno	12 millones	13 millones	
		Mioceno	Mioceno	12 millones	25 millones	
		Oligoceno	Oligoceno	11 millones	36 millones	
		Eoceno	Eoceno	22 millones	58 millones	
		Paleoceno	Paleoceno	5 millones	63 millones	
Mesozoica	Cretácico	Cretácico tardío	Cretácico superior	62 millones	135 millones	
		Cretácico primitivo	Cretácico inferior			
	Jurásico	Jurásico tardío	Jurásico superior	46 millones	181 millones	
		Jurásico primitivo	Jurásico inferior			
	Triásico	Triásico tardío	Triásico superior	49 millones	230 millones	
		Triásico primitivo	Triásico inferior			
	Pérmico	Pérmico tardío	Pérmico superior	50 millones	280 millones	
		Pérmico primitivo	Pérmico inferior			
	Paleozoica	Pensilvánico*	Pensilvánico tardío	Pensilvánico superior	65 millones	345 millones
			Pensilvánico medio	Pensilvánico medio		
Pensilvánico primitivo			Pensilvánico inferior			
Misísipico		Misísipico tardío	Misísipico superior	60 millones	405 millones	
		Misísipico primitivo	Misísipico inferior			
Devoniano	Devoniano tardío	Devoniano superior	20 millones	425 millones		
	Devoniano medio	Devoniano medio				
	Devoniano primitivo	Devoniano inferior				
Silúrico	Silúrico tardío	Silúrico superior	75 millones	500 millones		
	Silúrico medio	Silúrico medio				
	Silúrico primitivo	Silúrico inferior				
Ordovícico	Ordovícico tardío	Ordovícico superior	100 millones	600 millones		
	Ordovícico medio	Ordovícico medio				
	Ordovícico primitivo	Ordovícico inferior				
Cámbrico	Cámbrico tardío	Cámbrico superior	Más de 3 mil millones			
	Cámbrico medio	Cámbrico medio				
	Cámbrico primitivo	Cámbrico inferior				
Precámbrico	Subdivisiones informales, utilizadas localmente		Más de 3 mil millones			

* Las subdivisiones fueron tomadas del Carboniferous Rock System. FUENTE: Johnson 1976

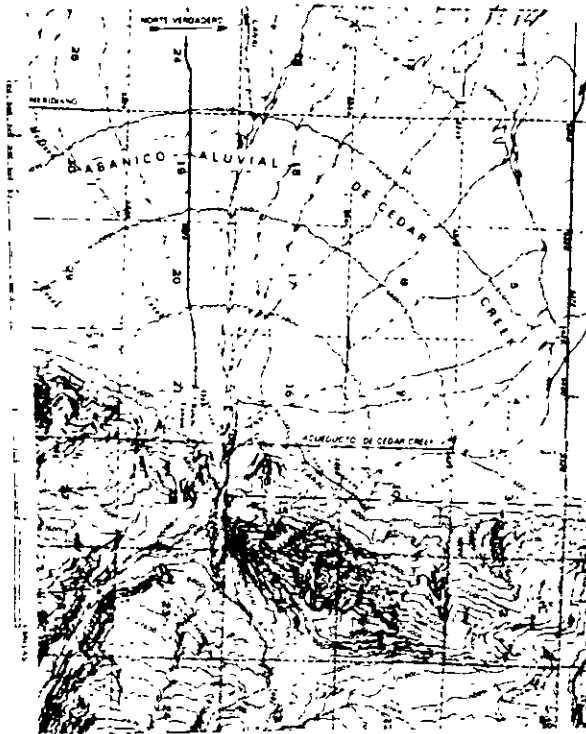


Figura 4-3. Vista aérea y topografía de un abanico aluvial, una fuente potencial de arena, grava y agua (Fuente U.S., Bureau of Reclamation)

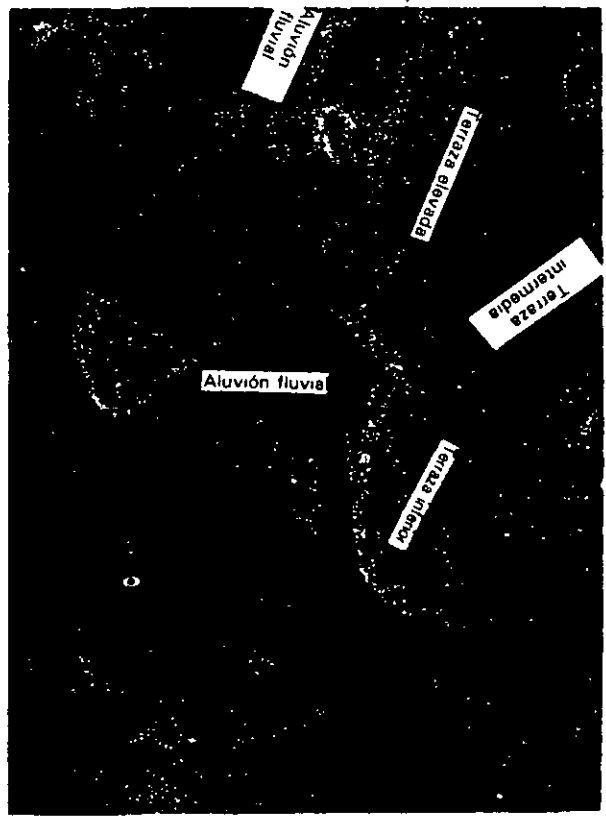
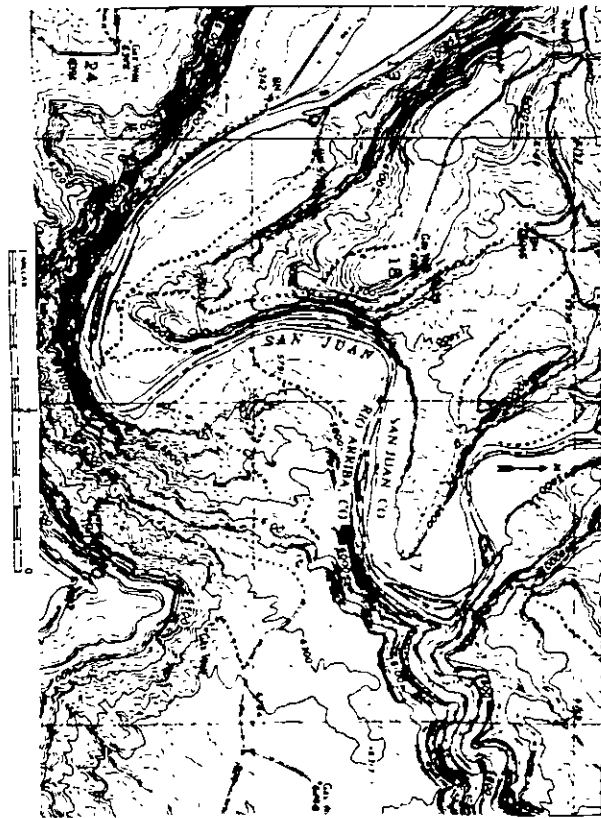


Figura 4-4. Vista aérea y topografía de los depósitos fluviales, mostrando el depósito aluvial del río y tres niveles de terrazas de grava. (Fuente: U.S. Geological Survey y Bureau of Reclamation.)

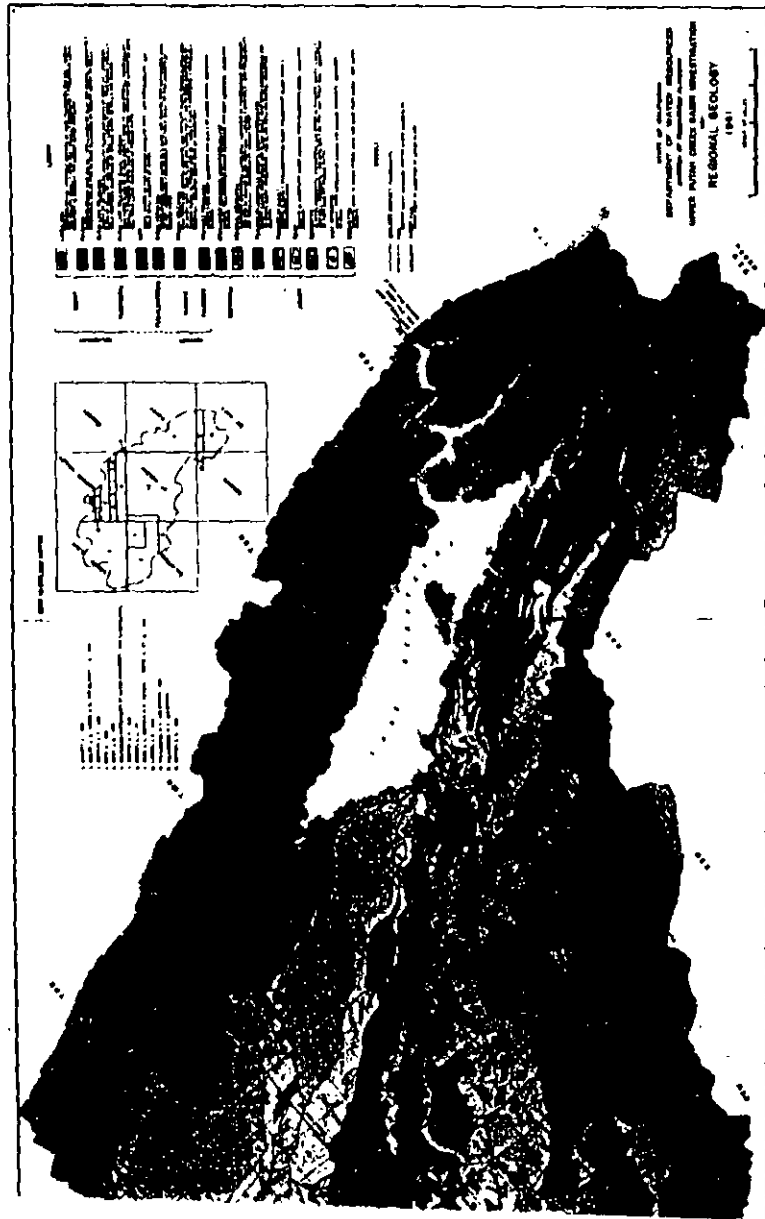


Figura 4-5. Mapa geológico de la cuenca del Upper Pudah Creek. (Fuente: California Department of Water Resources.)

debido a su composición angular pero blanda. Las áreas erosionadas pueden dejar al descubierto dichos depósitos.

La figura 4-5 es un mapa geológico en el cual se muestran las diversas formaciones —las formaciones más antiguas tienen los tonos más oscuros. Las formaciones, llamadas también unidades de mapa, se describen cronológicamente en el informe geológico. Éste da el nombre de la formación (como se muestra en la tabla 4-1), su distribución por área y su litología (composición mineral), espesor, origen (o sea la procedencia del sedimento, cuando se trata de rocas sedimentarias), las relaciones entre las rocas subyacentes y superpuestas, edad, correlación y otras cualidades.

Los estudios subterráneos requieren pozos y zanjas, o agujeros perforados en el terreno. Estas exploraciones subterráneas suministran muestras que pueden ser analizadas para determinar las propiedades de la roca (suelos). Estos datos se pueden usar: 1) para comprobar si la roca tiene una resistencia como para que sirva de cimentación de una estructura hidráulica, por ejemplo, una presa; 2) para comprobar si el material es apropiado como material de construcción, y 3) para determinar las propiedades acuíferas para el suministro o drenaje del agua. La figura 4-6 muestra una zanja representativa. Los agujeros de las perforaciones se tratarán en la sección 4-3.

Con frecuencia, los estudios geofísicos resultan provechosos para hacer la evaluación de las características subterráneas; en especial la profundidad hasta la roca subyacente así como las características del acuífero. Para que dichos estudios tengan sentido, es preciso contar con registros de perforación de los pozos, con los cuales se puedan correlacionar las mediciones eléctricas, sísmicas o de gravedad. La figura 4-7 muestra el perfil de un acuífero compilado de un estudio de la resistividad. En este caso, el geólogo prefirió ignorar el único registro disponible de la perforación del pozo y calculó la profundidad hasta la roca subyacente, utilizando exclusivamente las lecturas no calibradas de la resistividad. Por lo tanto, el geólogo estimó que el espesor del acuífero era dos veces mayor del espesor real, como quedó demostrado por la perforación subsiguiente. Los registros geofísicos comunes de la perforación de los pozos, incluyen registros de la resistividad, del potencial eléctrico y de la radiación gamma y de neutrones (véase sección 4-3).

Datos que se deben recolectar: Los datos geológicos comunes que interesan al planificador de recursos hidráulicos son: la resistencia de la roca (para las cimentaciones), las características del suelo y de las rocas (para los materiales de construcción destinados a construir presas y diques) y las

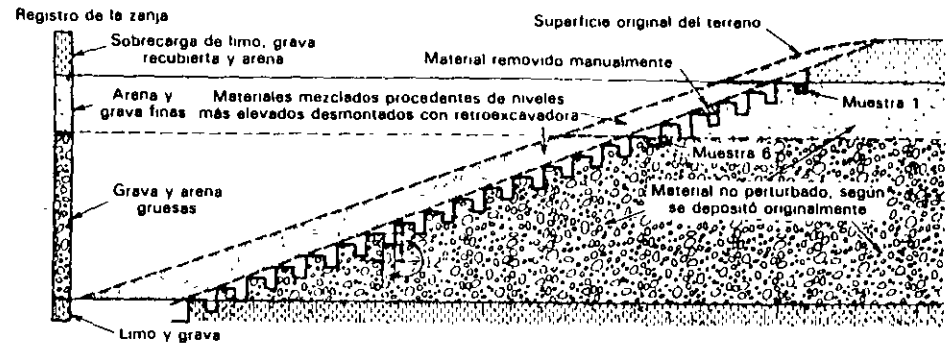


Figura 4-6. Perfil de una zanja. (Fuente: U.S. Bureau of Reclamation.)

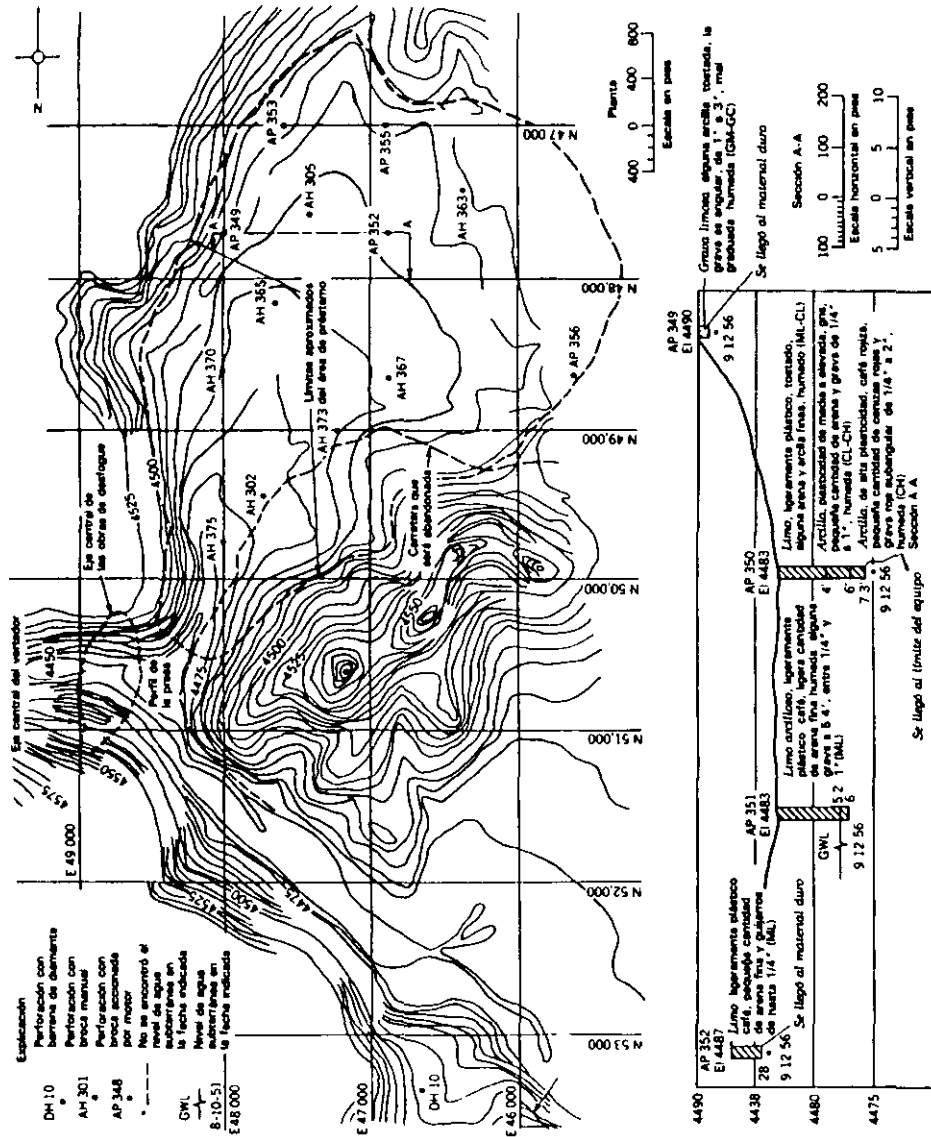


Figura 4-9. Programa de muestreo del suelo para un estudio de evaluación general.

materiales de construcción determinan el tipo de presa que se ha de construir; las características de la cimentación determinan a su vez no sólo el tipo de presa, sino también la conveniencia de la localización. Por consiguiente, se necesitarán sólo unos pocos sitios para el muestreo

Una zanja de unos 40 m de longitud, a lo largo de un lado del terraplén y que deje al descubierto la roca básica, no sólo suministrará las características del material de aluvión subyacente, sino también la dirección que toma la roca básica. Una o dos bolsas del material procedente de esta zanja, serán suficientes para el análisis. De dos a cinco pozos situados aguas abajo en el lecho del río, serán suficientes para suministrar muestras de posibles agregados de concreto para una presa de concreto o de rocas para una presa de enrocamiento. Se han de programar cinco o diez pozos en la llanura, al suroeste del sitio de la presa, a fin de proporcionar muestras de posible material del núcleo y de materiales de construcción. En la figura 4-9 se indican los lugares propuestos para el muestreo. Si se tratara de un estudio de ejecución, sería necesario cavar unos 30 pozos en la llanura y hacer unas 20 perforaciones en el sitio de la presa, para proporcionar datos para la cimentación.

Dónde hallar los datos: Muy a menudo, los datos geológicos para los Estados Unidos se puedan hallar en las publicaciones de U.S. Geological Survey. Las fuentes más provechosas después de estas publicaciones, son los informes efectuados por las dependencias estatales. Los informes procedentes de proyectos individuales, contienen datos geológicos de utilidad; y las fotografías tomadas por satélites y las fotografías aéreas son, asimismo, provechosas. En la mayoría de los estudios, aun en aquellas áreas donde se han levantado mapas geográficos, siempre se requerirá algún trabajo de campo

En los países en vías de desarrollo, puede ser que las únicas fuentes de información de que se dispongan sean los informes anteriores y los informes de exploración realizados por las compañías petroleras. En tales casos, los planificadores deben presupuestar los recursos necesarios para recolectar los datos geológicos que se requieran.

Clasificación, evaluación y procesamiento

Estas tres etapas se entrelazan en los informes y mapas geológicos. A pesar de que los datos geológicos pueden clasificarse por su ubicación (como es el caso del agrupamiento de todos los datos geológicos correspondientes a una determinada área) o por su tipo (por ejemplo, el agrupamiento de todos los estudios geofísicos), el informe geológico terminado es un documento que contiene datos geológicos refinados (clasificados y procesados). La evaluación de la exactitud de los datos, o de su confiabilidad, se puede llevar a cabo por medio de la comparación de las muestras tomadas en el campo con los mapas.

Análisis

El análisis de los datos geológicos requiere de un geólogo experimentado. Por lo general, en rocas no consolidadas (suelos), mientras más antigua sea la formación, más baja será su transmisibilidad. Por consiguiente, cuando se analice un mapa geológico para determinar el potencial del agua subterránea, los planificadores deben buscar depósitos recientes, no consolidados, tales como los períodos cuaternarios —designados a menudo como "Qal" en los mapas geológicos (véase la figura 4-5). Los abanicos aluviales y los viejos lechos soterrados suministran grandes cantidades de agua. Los estudios geofísicos, que muestran depresiones en la roca básica que fueron antiguos lechos fluviales, indican sitios favorables para perforar los pozos.

Cuando se fracturan, las formaciones kársticas (piedra caliza) pueden producir grandes cantidades de agua. Muchos de los mayores manantiales del mundo se originan en estos tipos de formaciones. En este caso, las formaciones más antiguas tienden a producir mayores cantidades de agua, debido a que, con el tiempo, el aire, el agua y la piedra caliza —en su mayoría carbonato de calcio (CaCO₃)— interactúan para formar ácido carbónico, el cual erosiona las grietas y así se forman grandes canales de solución. La mayoría de las grandes cavernas del mundo, como las Cavernas de Carlsbad, en los Estados Unidos, se formaron por este proceso

El análisis de las propiedades de las rocas mediante pruebas de campo y laboratorio es un tema de la ingeniería de las cimentaciones o de la mecánica de suelos. Las propiedades de filtración y consolidación, así como las posibilidades de asentamientos, pueden resultar importantes en el caso de la extracción de las aguas subterráneas.

4-2 RECURSOS DEL SUELO

Los datos de los recursos del suelo están estrechamente relacionados con los datos geológicos. Dichos datos se generan en primer lugar, por las investigaciones de los suelos, según los cuales el suelo se clasifica de acuerdo con su adaptabilidad a la agricultura; su uso factible en los diversos tipos de desarrollo (por ejemplo, para esparcimiento, urbanos, industriales, etc.), y las características del drenaje, las cuales pueden ser asimismo de utilidad en los estudios de irrigación, diseño de tanques sépticos, sitios para la eliminación de los desperdicios, y así sucesivamente.

Recolección

Qué datos se deben recolectar: Los estudios de los suelos son esenciales para los proyectos de irrigación. Estas investigaciones son llevadas a cabo, por lo común, por científicos especializados en suelos, e implican extensos trabajos de campo. Sin embargo, un planificador que no esté adiestrado en la clasificación de los suelos, puede recolectar información provechosa acerca de la posibilidad de irrigación del terreno, basándose en las observaciones de campo. ¿Es el terreno llano u ondulado? ¿Es el terreno arenoso o arcilloso? Dicha información puede ser suficiente para un estudio de apoyo.

Aparte de la posibilidad de regadío del terreno ¿puede el terreno mantener cosechas? Para contestar a esta pregunta, es importante medir no sólo la profundidad de la cubierta vegetal, sino también la cantidad de materia orgánica y otras propiedades. Por lo general, una muestra del suelo se ensaya para acidez (pH), electroconductividad (EC), boro (B), si fuera una región donde estuviera presente,

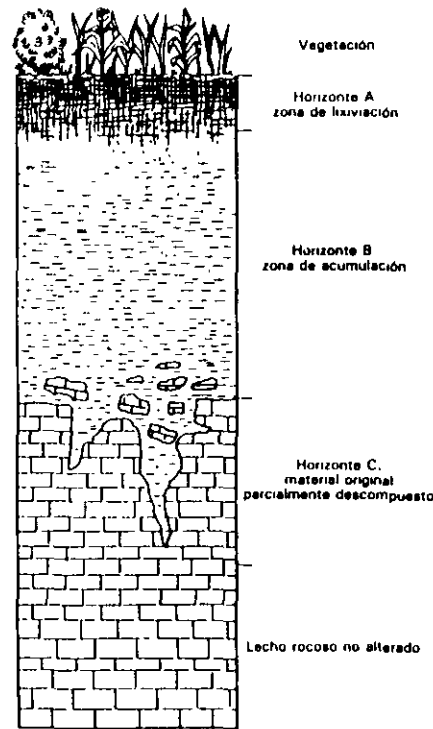


Figura 4-10. Horizontes del suelo.

fósforo (P), potasio (K) y por ciento de sodio intercambiable (ESP). La prueba de nitratos es difícil y tan inexacta que probablemente no valga la pena.

Los suelos se dividen por lo común en tres horizontes, A, B, C, como se muestra en la figura 4-10. A veces se coloca un horizonte O en la parte superior y una capa R en la parte inferior. Cuando se utiliza, la capa R indica sólo la roca de asiento consolidada. El horizonte C incluye la roca parcialmente descompuesta y contiene por lo común el acuífero o material que contiene agua. Los horizontes A y B se conocen colectivamente como el *solum* o el suelo verdadero. El horizonte A es el que contiene los organismos vivientes y el humus; el ho-

rizonte B, que es la transición entre los horizontes A y C, puede contener mayor cantidad de arcilla y tener un color diferente. El horizonte O, cuando se utiliza, indica una capa de materia orgánica sobre la superficie de un suelo mineral.

Además de los datos del suelo recolectados para los estudios de irrigación, se requiere una gran cantidad de datos adicionales en la planificación del uso del suelo. Los datos sobre la vegetación, pendientes, infraestructura (carreteras, etc.), y el uso actual del suelo pueden obtenerse de las oficinas de planificación, o de las dependencias estatales. Los planificadores de la zonificación, de las áreas de recreo y los que tratan del desarrollo, se interesan en este tipo de datos. Al procesar estos datos, los planificadores utilizan con frecuencia superposiciones que combinan las características apropiadas para los diversos parámetros, a fin de indicar su adaptabilidad a usos escogidos.

Dónde hallar los datos: Muchos de los estudios del suelo en los Estados Unidos han sido realizados por el Departamento de Agricultura; para localizarlos hay que ponerse en contacto con el agente agrícola más cercano. Quizá la base más amplia de datos sea la publicación sobre el inventario nacional de recursos, "*National Resources Inventory*", que hace la dependencia del gobierno *Soil Conservation Service*, que se compiló por primera vez en 1977 y se actualiza periódicamente. La mayoría de los estudios de apoyo y de evaluación general, incluyen investigaciones del suelo, de manera que estos informes constituyen otra fuente. También pueden ser provechosas las fotografías aéreas y las imágenes de satélites. Muchas áreas metropolitanas han llevado a cabo estudios del uso del suelo, los cuales pueden obtenerse de la agencia regional de planeación o del planificador urbano. En los países en vías de desarrollo, el planificador se verá probablemente obligado a obtener estos datos en su totalidad de estudios de campo.

Clasificación

Estudios del suelo: De los diversos sistemas de clasificación de los suelos, la "séptima aproximación"

es el más detallado y complejo. En la figura 4-11 se muestra un ejemplo de un estudio menos complejo, el cual muestra un mapa regional de los suelos. Las características del drenaje y la composición de los suelos son de primordial importancia, y se usa a menudo el color con fines de clasificación. Se observará que la figura 4-11, un mapa de suelos, y la figura 4-5, un mapa geológico, se utilizan con fines diferentes, y no se deben confundir.

Otro sistema, usado a menudo en los estudios internacionales realizados por la Organización de Alimentos y Agricultura de la ONU (FAO), clasifica los suelos sobre la base de aquellas propiedades que afectan a la irrigación y el comportamiento de los suelos, bajo la aplicación intensiva de los cultivos y de la irrigación. Las propiedades incluidas son las siguientes:

Las características de los suelos inherentes a los rasgos principales del perfil, tales como la textura superficial y subterránea, la estructura, la presencia de capas de pedruzcos o de grava, la profundidad del suelo, la salinidad, la capacidad de retención del agua, y el drenaje interno.

Los rasgos del terreno asociados con la morfología general de las diferentes áreas, tales como el relieve, la pendiente, el microrrelieve, y la susceptibilidad a las inundaciones.

Las condiciones del drenaje, según sean determinadas por la posición del terreno, la permeabilidad de los diferentes horizontes del suelo, y la presencia y profundidad del agua subterránea.

Sobre la base de estas propiedades, el suelo se clasifica como sigue:

Clase 1. Muy bueno. Incluye todos los terrenos sin riesgos o limitaciones aparentes del suelo, salinidad, topografía o drenaje. Estos terrenos se consideran muy adecuados para la irrigación intensiva de una amplia variedad de cosechas climáticamente adaptadas.

Clase 2. Moderadamente bueno. Incluye terrenos con ligeros riesgos, limitaciones del suelo,

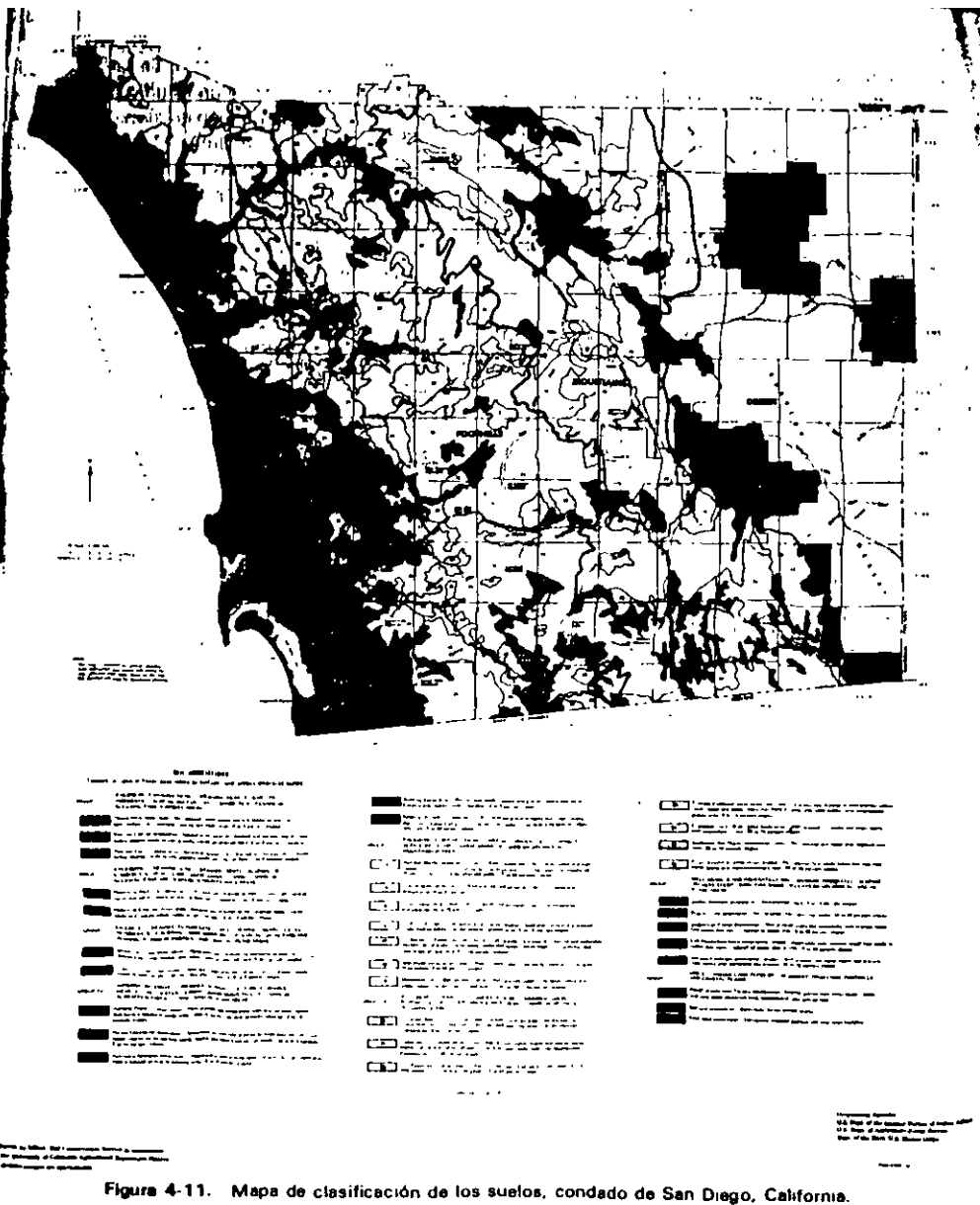


Figura 4-11. Mapa de clasificación de los suelos, condado de San Diego, California.

o ambas (principalmente, una textura fuerte), salinidad, topografía o drenaje. En comparación con el suelo de clase 1 estas tierras pueden soportar la irrigación de una variedad más restringida de cosechas.

Clase 3. Marginal. Incluye todos los terrenos con riesgos moderados, limitaciones de los suelos, o ambos (una textura ligera), salinidad, topografía (pendiente, escurrimiento rápido y erosión), drenaje (anegación temporal, inundación, o ambos). Estos suelos son marginalmente adecuados para la irrigación; tienen una adaptabilidad restringida a las cosechas y producen rendimientos más bajos que los obtenidos con los suelos de clase 2.

Clase 4 Suelos con condiciones especiales. Muestran severas limitaciones de suelos, de la topografía, o ambos (poca profundidad, abundancia de piedras, severa erosión, pendientes abruptas, etc.). Estos terrenos sólo son irrigables en condiciones especiales después de haber sido mejorados (por ejemplo, después de costosas nivelaciones o terraplenados), o por manejo especial (irrigación por aspersión), o con una variedad restringida de cosechas.

Clase 5 No determinado. Incluye terrenos con severos riesgos, con limitaciones que provienen de los problemas del suelo, del drenaje y de la salinidad. No pueden cultivarse en sus condiciones presentes.

Clase 6 No irrigable. Incluye todos los terrenos con limitaciones tan severas (poca profundidad, mucha pendiente, rocoso, textura muy gruesa, abundancia de piedras, erosión muy severa etc.) que se pueden considerar como no irrigables en forma permanente.

Junto con estos criterios básicos de adaptabilidad, se indican los siguientes factores limitantes, en el caso de que estuvieran presentes:

Deficiencias del suelo (s), tales como una textura demasiado pesada o demasiado gruesa, poca profundidad, permeabilidad baja o muy rápida.

Limitaciones topográficas (t), tales como la irregularidad de la pendiente, excesiva inclinación, marcas pronunciadas de la erosión.

Humedad (w), relacionada con un drenaje deficiente, problemas de inundación, o ambos. Presencia de sales en cantidades perjudiciales (a).

Por lo general, en cada unidad de mapa, sólo se indica el principal factor limitante con un símbolo. Por consiguiente un suelo clasificado como 2s podría estar ligeramente limitado por una permeabilidad deficiente, pero sería de otro modo, excelente.

Datos para el uso del suelo: Los datos para el uso del suelo destinados a estudios de gran amplitud se clasifican en su mayoría por medio de bancos de datos y programas de computadora. Este procedimiento se conoce como análisis espacial. El sistema de clasificación está constituido por un mapa de base, sobre el cual se construye una cuadrícula. Los datos recolectados se catalogan según este sistema de cuadrícula, de tal manera que las diferentes categorías de datos puedan ser almacenadas en una computadora y combinadas según se desee. Por ejemplo, un planificador que busque un sitio para recreo seguramente desea que sea accesible, que tenga la vegetación apropiada, que tenga una cierta pendiente (que sea montañoso o llano) y que estuviera cerca del agua. Se podrían reunir los archivos que contengan dichos datos, para superponerlos sobre el mapa de base, a fin de mostrar (quizá por sombreado) qué áreas serían más convenientes para el proyecto. Se ilustra en la figura 4-12 un sistema de clasificación para un análisis espacial.

Evaluación procesamiento y análisis

Como sucede con los datos geológicos, la evaluación de la exactitud y la confiabilidad de los datos de los recursos hidráulicos, se efectúa en el campo por comprobaciones en el lugar. Los datos se clasifican y se procesan en mapas y en informes sobre los suelos; de manera que el análisis implica mayormente un ajuste de los datos procesados acerca de las características del suelo a usos apropiados.

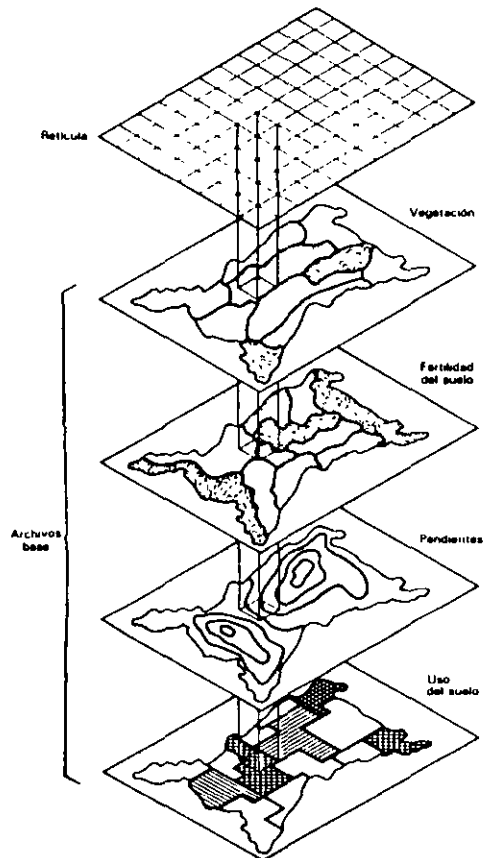


Figura 4-12. Ilustración de un sistema de clasificación de análisis espacial.

4-3 AGUAS SUBTERRÁNEAS (HIDROGEOLOGÍA)

Estos datos se utilizan principalmente en los estudios de abastecimiento de agua; indican qué cantidad de agua subterránea se encuentra disponible y con qué facilidad se podrá extraer. La ubicación de los acuíferos constituye asimismo un factor impor-

tante en el diseño y construcción de los sitios de disposición de desechos sólidos y otras posibles fuentes de contaminación de los acuíferos. Finalmente, se requerirán datos sobre la temperatura y calidad del agua subterránea, para las aplicaciones de la energía y otros usos; por ejemplo, en el caso de una bomba calórica.

Recolección

Datos que se deben recolectar: Las perforaciones profundas —ya sean aquellas que sólo se realizan y se registran, o aquellas provistas de un ademe, una rejilla y que han sido probadas por bombeo— se usan por lo común en los estudios de las aguas subterráneas. Se puede adquirir una gran cantidad de información en el proceso de la perforación; ya que se toman muestras a intervalos periódicos (aproximadamente cada metro) y se anota la tasa de perforación. Esta información se puede graficar como se muestra en la figura 4-13.

Básicamente, los datos de agua subterránea le indican al planificador dónde se encuentra el agua, de qué cantidad se dispone, con qué velocidad se puede bombear y cuál es su calidad. Con este fin, es preciso determinar el tipo y ubicación de los acuíferos, con base en los datos geológicos. ¿Están los acuíferos confinados o no confinados? ¿Cuántos acuíferos se encuentran dentro del área de estudio? ¿Qué espesor y profundidad tienen?, etc.). Los perfiles pueden resultar provechosos para indicar qué se encuentra por debajo del terreno. Se muestra en la figura 4-14, un dibujo esquemático de un sistema de acuíferos múltiples.

Una vez conocida la ubicación de los acuíferos, se pueden hallar las características de los mismos. Las pruebas de bombeo suministran las dos características principales de los acuíferos: la conductividad hidráulica (K) y la capacidad de almacenaje o coeficiente de almacenaje (S). La conductividad hidráulica es una medida de la velocidad a la cual se puede mover el agua a través del acuífero, y la capacidad de almacenaje indica la proporción de agua en un bloque de suelo. Por lo común, la capacidad de almacenaje de los acuíferos confinados varía de 0.00005 a 0.005; en los

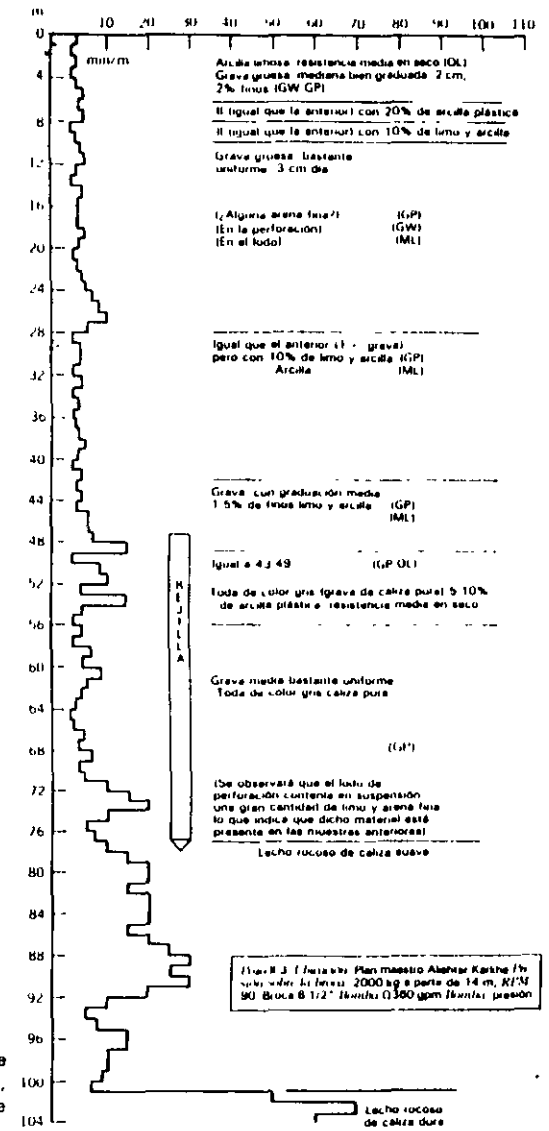


Figura 4-13. Registro de perforación de un pozo, mostrando la velocidad de perforación.

Tabla 4-2. Mediciones del abatimiento en el pozo de observación

Tiempo desde que arrancó la bomba (min)	Abatimiento, s (pies)
1.0	0.18
1.5	0.27
2.0	0.38
2.5	0.46
3.0	0.53
4.0	0.67
5.0	0.77
6.0	0.87
8.0	0.99
10.0	1.12
12.0	1.21
14.0	1.30
18.0	1.43
24.0	1.58
30.0	1.70
40.0	1.88
50.0	2.00
60.0	2.11
80.0	2.24
100.0	2.38
120.0	2.49
150.0	2.62
180.0	2.72
210.0	2.81
240.0	2.88

acuíferos no confinados, puede ser tan alta como 0.3 en el caso de arenas uniformes. La conductividad hidráulica de los acuíferos varía de 1 a 100,00 galones por día por pie cuadrado (gpd/pie²), o sea, de 0.5 a 5000 metros por día.

EJEMPLO 4-2:

Prueba de pozo para determinar las características de los acuíferos³

Se le pide a un ingeniero que lleve a cabo un cierto número de pruebas de pozo, para un estudio de ejecución que se emprende para determinar con ma-

³ Tomada de Johnson, *Groundwater and Wells*, págs. 111-112

yor exactitud las características de los acuíferos. Las mediciones de una prueba, suministradas en la tabla 4-2, fueron tomadas de un pozo de observación, situado a 400 pies de otro pozo que se bombeó a 500 gpm.

SOLUCIÓN

Por medio de la aproximación de Jacob, se grafican los valores anteriores en papel semilogarítmico, como se muestra en la figura 4-15. La transmisibilidad se calcula como sigue:

$$T = \frac{264Q}{\Delta s} = \frac{(264)(500)}{1.30} = 102,000 \text{ gpd/pie} \quad (4-1)$$

$$S = \frac{0.37(t_0)}{r^2} = \frac{(0.3)(102,000)(0.001)}{160,000} = 0.00019 \quad (4-2)$$

en donde T es la transmisibilidad en gpd/pie; Q es el gasto en gpd; Δs es el abatimiento para un ciclo logarítmico; t_0 es la intersección de la línea recta para un abatimiento cero en días; y r es la distancia al pozo de observación, en pies.

Si no hubiera pozos de observación —como ocurre a menudo cuando se cuenta con presupuestos limitados para la recolección de datos— no se puede calcular el coeficiente de almacenamiento, pero sí la transmisibilidad, con base en los datos de recuperación de un pozo que ha sido bombeado. El coeficiente de almacenamiento no es tan importante, puesto que se puede estimar con mayor facilidad. En este caso, el abatimiento residual (o sea el nivel del agua durante la recuperación, restado del nivel estático del agua, o NEA) se grafica en papel semilogarítmico contra tt' (o sea, el tiempo transcurrido desde que se arrancó la bomba dividido entre el tiempo transcurrido desde que la bomba se paró). Resulta una buena idea calcular la transmisibilidad por ambos métodos, como una comprobación. El hecho de que un cierto número de suposiciones limitantes, tales como la homoge-

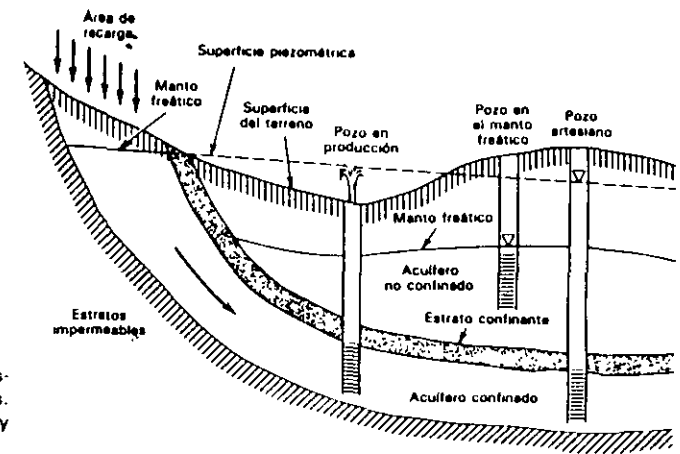


Figura 4-14. Perfil de un sistema de acuíferos múltiples. (Tomado de Linsley, Kohler y Paulhus, 1958.)

neidad e isotropía del acuífero raras veces se cumplen, es causa de grados variables de inexactitud. Para un análisis completo de las diversas pruebas de bombeo y de las modificaciones, para ajustarse a las diferentes condiciones, véase el boletín de Kruseman y DeRidder⁴.

Son también necesarios en la parte correspondiente al agua subterránea de cualquier estudio los datos sobre las elevaciones del manto freático y la tendencia de la calidad del agua subterránea. Estos datos muestran si un acuífero está siendo sobreexplotado o se está degradando. El cálculo del rendimiento de servicio ayuda al planificador a administrar los acuíferos. Este rendimiento se define, por lo general, como la cantidad de agua que se puede extraer de un acuífero sin causar un descenso permanente del manto freático. Se pueden emprender estudios de campo para localizar pozos, manantiales y otros puntos de interés. Estos datos se transfieren regulamente a los mapas.

⁴ G. P. Kruseman y N. A. DeRidder, *Analysis and Evaluation of Pumping Test Data*, Bulletin 11 (1970), International Institute for Land Reclamation and Improvement, P. O. Box, 45, Wageningen, Países Bajos

Dónde localizar los datos: La dependencia U.S. Geological Survey tiene el sistema de datos sobre recuperación y almacenamiento de agua denominado *Water Storage and Retrieval System (WATSTORE)*, que es la mayor fuente de datos hidrológicos superficiales y subterráneos (véase la figura 4-16)⁵. El USGS recoge datos de aproximadamente 10,000 estaciones de aforo en los ríos, 1300 lagos y embalses, 4300 estaciones para la calidad del agua superficial, 4100 estaciones para determinar la temperatura del agua, 880 estaciones para determinar los sedimentos, 2500 pozos de observación del nivel del agua y 1500 pozos para conocer la calidad del agua subterránea. La sección del WATSTORE correspondiente al agua subterránea, está todavía por terminarse y seguirá siendo actualizada. La utilidad de este sistema dependerá de la cooperación de las dependencias estatales, para que estén disponibles los datos de las aguas subterráneas.

⁵ N. E. Hutchinson, "WATSTORE User's Guide," USGS Open-File Report 75-426, agosto 1975, 2 vols. Las consultas generales acerca de WATSTORE, se pueden dirigir a Chief Hydrologist, U.S. Geological Survey, 437 National Center, Reston, Va., 22092

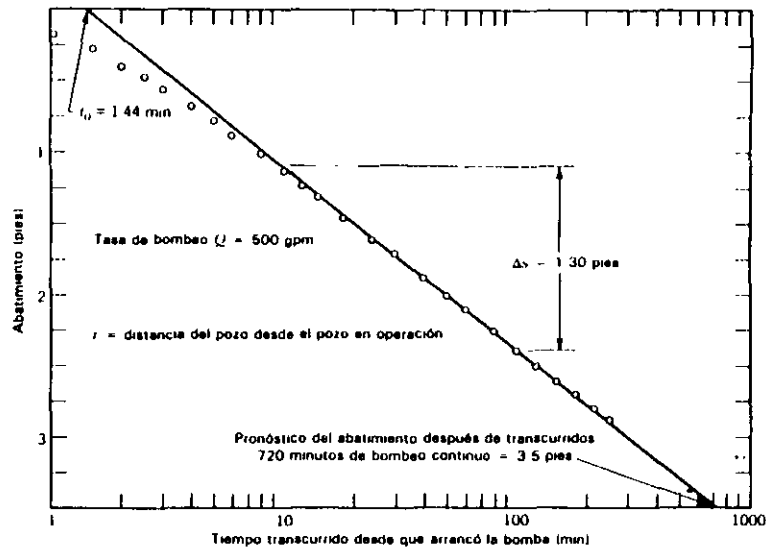


Figura 4-16. Gráfica de la prueba de gasto constante para el ejemplo 4-2. (Tomado de Johnson, 1976.)

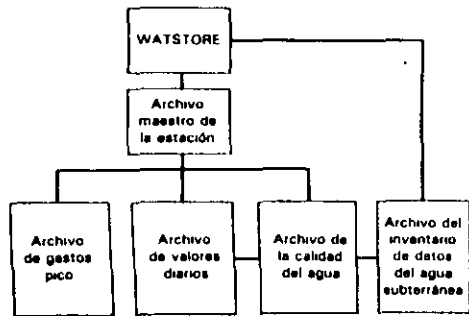


Figura 4-18. Descripción del sistema de almacenamiento y recuperación del agua (WATSTORE)

En los Estados Unidos, algunos estados vigilan y registran los pozos de agua subterránea, como lo hacen algunos distritos hidrológicos locales y ciudades que cuentan con sistemas de suministro de agua subterránea. Muchos sitios destinados a rellenos

y disposición de desechos, tienen redes para vigilar y registrar los datos del agua subterránea; además, muchos informes de proyectos específicos contienen datos del agua subterránea.

Los datos de la calidad de las aguas subterráneas pueden ser inexistentes en los países en vías de desarrollo. Aun en los Estados Unidos, los datos sobre la calidad del agua subterránea son escasos, y son pocas las áreas que tienen registros largos de mediciones de calidad.

Clasificación

Los datos de las aguas subterráneas se clasifican por lo general por su ubicación. Cuando se mantienen con regularidad los registros de niveles de agua, pruebas de bombeo, calidad del agua, etc., los datos se clasifican por lo común según del pozo de donde fueron tomados. Estos pozos se numeran de diversas maneras. En algunos países se numeran sencillamente en forma consecutiva, en

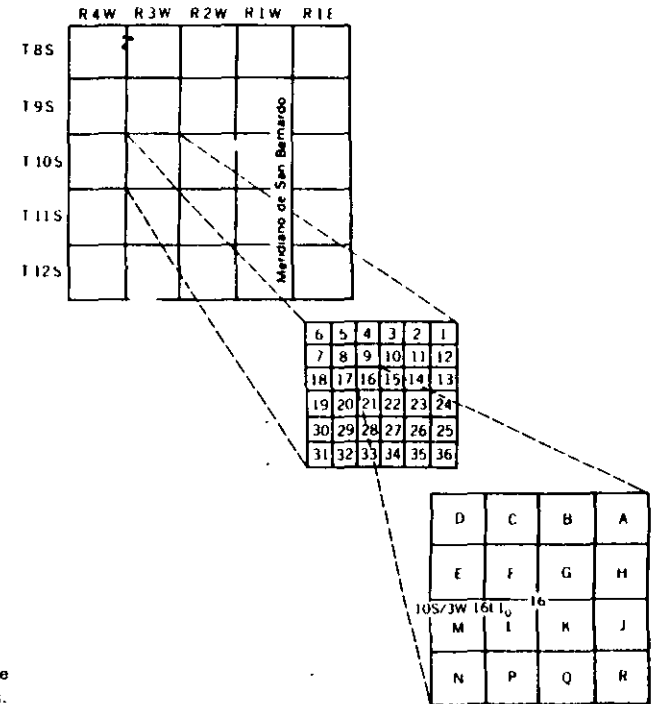


Figura 4-17. Sistema de numeración de los pozos.

cada cuenca o en cada unidad política. Sin embargo, en los Estados Unidos se numeran de acuerdo con los bancos de nivel comunes, como se ilustra en la figura 4-17. Según este sistema, los pozos se numeran de acuerdo con su ubicación en el sistema rectangular para la subdivisión de los terrenos públicos. Por ejemplo, en el número 10S/3W-16L1, los términos que preceden a la diagonal indican el municipio (T. 10 S.), los términos entre la diagonal y el guión indican el rango (R. 3 W.), el número entre el guión y la letra, indica la sección (sec. 16), y la letra final indica la subdivisión de 40-a (16-ha) de la sección. Dentro del predio de 40-acres, los pozos se numeran en serie, como lo indica el dígito final A veces, en lugar de ser identificadas por las letras "A" a "R" inclusive, las divisiones de la

sección se designan según su ubicación geográfica—por ejemplo, en lugar de "L". Así, el pozo 10S/3W-16L1 es el primero de la lista de NE 1/4 SE 1/4 sec. 16, T. 10 S., R. 3 W., línea base y meridiano de San Bernardino; (véase la figura 4-17)

Procesamiento

En los estudios de agua subterránea, al igual que en los estudios geológicos, los mapas representan un papel importante en la clasificación y procesamiento de los datos. Entre los mapas que son necesarios, dependiendo del nivel del plan, se encuentran aquellos que muestran el manto freático (o superficie piezométrica), la ubicación de los pozos y manantiales, la calidad de la transmisibilidad del agua (por

lo común, las líneas representan la EC), el espesor del acuífero, la profundidad hasta el lecho de roca o ambos, la profundidad hasta el manto freático, el cambio en el manto freático, el cambio en la calidad, etc. Los perfiles del acuífero y los mapas geofísicos (mencionados en la sección 4-1), suelen adjuntarse al informe sobre el agua subterránea.

Evaluación

Existe una considerable incertidumbre en lo que respecta a las mediciones del agua subterránea por lo que en la mayoría de los estudios de planeación son suficientes niveles de agua menores de 6 pulg (15-20 cm), especialmente si las mediciones se toman en pozos activos. Las mediciones de la transmisibilidad sólo son exactas, por lo común, hasta una cifra significativa, como sucede con los otros parámetros del acuífero. A fin de comprobar la exactitud de los datos de las aguas subterráneas, se puede calcular el balance de agua (el caudal de entrada y el caudal de salida) de una cuenca para ver si la suma algebraica es igual a cero.

Análisis

La información importante necesaria que se ha de tomar de los datos procesados del agua subterránea, varía. Para los estudios de abastecimiento de agua, el planificador necesita conocer la capacidad del acuífero, su rendimiento de servicio, su transmisibilidad y su calidad. El balance de agua o ecuación de equilibrio hidráulico se puede enunciar como

$$I_s + I_g + P + I_i + \Delta S_s + \Delta S_g - O_s + O_g + ET + O_e \quad (4-3)$$

en donde I_s es el influjo superficial, I_g el flujo de entrada del agua subterránea, P la precipitación, I_i el agua importada, ΔS_s el cambio en el almacenamiento superficial, ΔS_g el cambio en el almacenamiento subterráneo, O_s el flujo superficial de salida, O_g el flujo subterráneo de salida, ET la evapotranspiración, y O_e el agua que se exporta. Véa-

se que los datos de agua subterránea no pueden y no deben separarse de los datos de agua superficial en cualquier estudio de sistemas de corriente-acuífero. La evaluación y el análisis de estos datos requieren que se consideren juntos.

El potencial de la recarga artificial depende de la capacidad del acuífero para recibir con rapidez grandes cantidades de agua. Sus características determinan no sólo la capacidad de recarga, sino también hasta qué punto debe protegerse de la contaminación. Si la respuesta del acuífero es muy tardada, y éste es importante, pueden ser necesarias medidas de seguridad estrictas para protegerlo. (El ejemplo 3-3 representa un análisis típico de los datos de agua subterránea.)

4-4 GEOGRAFÍA FÍSICA

Compilación de mapas

Mapas que se deben compilar: Los mapas, la base principal de cualquier estudio, se pueden encontrar en diversos tamaños (escalas) y tipos. Cada etapa en el proceso de planeación y cada alcance puede requerir un conjunto diferente de mapas. Por ejemplo, los estudios de apoyo normalmente requieren mapas básicos a una escala de 1:250,000. Las áreas de especial interés, pueden requerir cuadrángulos (un tipo de mapa) que cubre 7 1/2 minutos de latitud y longitud (una escala de 1:24,000, ó 1 pulg = 2000 pies). Se publican cuadrángulos que cubren 15 minutos, a una escala de 1:62,000 (1 pulg = 1 mi). Para los estudios de evaluación general y de ejecución, se necesitan mapas más detallados. Para el análisis detallado de la ubicación de una presa y para los estudios de llanuras de inundación, pueden ser necesarios mapas con escalas que varíen de 1:2000 a 1:5000, con separación de las curvas de nivel de 0.5 a 1 metro. La separación de las curvas de nivel para los mapas de 1:24,000 generalmente es de 2 m. Los mapas de los embalses grandes, podrían tener una escala de 1:25,000 con curvas de nivel a cada 5 m; los mapas de los embalses pequeños podrían tener escalas de 1:10,000 con curvas de nivel a cada 2 m. Las carreteras y los



Figura 4-18. Distritos hidrográficos en el Valle de San Joaquín, California. (Fuente: U.S. Bureau of Reclamation.)

canales pueden localizarse en mapas de aproximadamente 1:25,000:

Los mapas que muestran la infraestructura (carreteras, ciudades, límites políticos) revisan importancia para la información general, los estudios de uso del suelo y el análisis institucional. A veces, un planificador puede hallar mapas que muestren distritos hidráulicos, desarrollos de recursos hidráulicos y características similares. La figura 4-18 muestra el mapa de un distrito hidráulico, y la figura 4-19 muestra un mapa del desarrollo de los recursos hidráulicos en el sur de California. Los mapas topográficos generales muestran por lo común gran parte de la infraestructura necesaria.

Dónde localizar los datos: El U.S. Geological Survey es el principal proveedor de mapas en los Estados Unidos⁶. Por lo regular las dependencias estatales tienen a la venta inventarios de mapas. En los países en vías de desarrollo, puede ser que los mapas sean difíciles de conseguir y que las escalas disponibles sean limitadas. En este caso, se pueden obtener fotografías aéreas y de satélites a través de los canales gubernamentales.

Clasificación

La clasificación de los datos de geografía física es similar a la clasificación de los datos de los recursos del suelo. El procedimiento básico de la administración automatizada de los datos de los recursos hidráulicos, consiste en la construcción de un sistema de cuadrícula del área como el ilustrado en la figura 4-12. A continuación del análisis espacial, el planificador inserta en los cuadrados, o celdas, diversos tipos de información, tales como la elevación del terreno, la elevación del agua subterránea, la transmisibilidad, la pendiente del terreno, el tipo del terreno y la permeabilidad.

Evaluación y procesamiento

La exactitud de los mapas es una función de la exactitud del levantamiento topográfico. Por lo común,

⁶ Para ordenar mapas del USGS, escribir a: Branch of Distribu-

los mapas son bastante exactos, pero los procedimientos para comprobar la exactitud de las distancias, vienen dados en la mayoría de los libros de topografía, y la localización de los elementos de la infraestructura pueden comprobarse físicamente en el campo. Parecen ser alentadores los prospectos para el procesamiento computarizado de los datos geográficos físicos (cartográficos). Actualmente, se trabaja en forma intensa en la percepción remota y en el desarrollo de bancos de computación que automáticamente procesan los datos físicos.

Para un proyecto, el planificador debe seleccionar un mapa de base (o sea, uno de escala apropiada), en el cual se puedan dibujar los proyectos necesarios, la información sobre el agua subterránea y otros elementos. Dependiendo del tipo de informe, se pueden incluir en el apéndice, como placas, mapas del mismo tamaño. Para los estudios de apoyo, la mayor parte de la información se puede mostrar muy generalmente en mapas del tamaño del informe (8 1/2" x 11"). Los duplicados de un mapa de base, en el cual se ha emitido la mayor parte de la infraestructura, se pueden usar como hojas de cálculo para los mapas que se necesiten en el informe.

Análisis

Se han realizado algunos progresos en el uso de las gráficas a color en el estudio de las llanuras de inundación—lo que constituye otra forma del análisis espacial⁷. Como sucede en la planeación del uso del suelo, las gráficas a color se generan mediante diversos parámetros con el fin de analizar las áreas para desarrollo y protección. En este caso, la línea divisoria entre el procesamiento y el análisis, no está muy clara. Parece existir ahora una tendencia hacia la comunicación directa entre los satélites y los bancos de datos, con el fin de automatizar y enlazar las etapas entre la recolección y el análisis.

⁷ P. N. French, L. E. Johnson, D. P. Loucks y D. P. Greenberg. "Water Resources Planning Using Computer Graphics," *Journal of the Water Resources Planning and Management Division* 108 (1982): 31-42.

4-5 METEOROLOGÍA

Recolección

Datos que se deben recolectar: Los datos meteorológicos más importantes son los de la precipitación (la lluvia y la nieve), aunque los datos sobre la evaporación, velocidad del viento y otros fenómenos, son también de utilidad. La precipitación se convierte, por lo general, en gasto y recarga el acuífero, como se reseña en la sección 4-6. Los datos de precipitación pueden ser necesarios para calcular el agua adicional requerida para la irrigación. Los datos sobre el viento, la temperatura y la radiación solar son útiles en los estudios de evaporación.

La mayoría de los pluviómetros que se han instalado recientemente en los Estados Unidos son unidades automáticas de registro e información, conectados a un procesador central por la vía de transmisores de radio. Los pluviómetros del tipo más antiguo se leían, ya sea mediante una varilla de medición en un tubo estándar de 8 pulg. en un tubo de recolección desde una cubeta basculante o por medio de una báscula para pesar.

Dónde localizar los datos: El U.S. Weather Service publica los registros de todas las estaciones meteorológicas federales. Estos datos pueden obtenerse directamente por medio de terminales de computación. Hay otros registros que también se pueden obtener de esa dependencia. Por ejemplo, el folleto "Technical Publication 40", suministra la cantidad de precipitación de tormentas con diversas frecuencias (o sea, tormentas con diferentes probabilidades de ocurrencia) en todo el territorio de los Estados Unidos⁹.

La mayoría de los países en vías de desarrollo tienen dependencias gubernamentales similares: aunque para algunos estudios se pueden requerir instrumentos especiales de aforo para la recolección de datos esenciales adicionales.

⁹ National Weather Service, "Rainfall Frequency Atlas of the United States, 30-minute to 24-hour Durations, 1 to 100 Year Return Periods," technical publication 40, 1961.

Clasificación y evaluación

La mayoría de los datos meteorológicos son clasificados geográficamente por la organización gubernamental que efectúa la recolección. No obstante, para un estudio de planeación en particular, se podría desear tener juntos todos los datos de la evaporación. La evaluación de esta información reviste una considerable importancia, debido a que resulta básica para la mayoría de los estudios de planeación de los recursos hidráulicos. Los datos meteorológicos, junto con los datos hidrológicos, constituyen probablemente la fuente primordial de inexactitud en los estudios de planeación.

La mejor ubicación para un pluviómetro es en terreno llano, protegido del viento por árboles o arbustos que no estén demasiado cerca unos de otros, como para interferir con la precipitación que cae. El viento es el factor más importante que afecta a la exactitud de un pluviómetro, por lo que se deberá evitar las áreas barridas por el viento.

Procesamiento

Existen tres métodos para convertir los datos del pluviómetro a la precipitación promedio de la cuenca: la media aritmética, el método de polígonos de Thiessen y el método de isoyetas.

EJEMPLO 4-3: Hallar la precipitación promedio⁹

Se desea hallar la precipitación promedio de la cuenca Sutter por medio de los tres métodos citados anteriormente.

SOLUCIÓN

Los datos promedio, suministrados por los cuatro pluviómetros en el área, aparecen en la tabla 4-3. Las figuras 4-20, 4-21 y 4-22 suministran los resultados de los tres métodos.

⁹ Este ejemplo está tomado de las notas del Hydrologic Engineering Center, U.S. Army Corps of Engineers, Davis, Cal., 95616.

Estación	Precipitación (mm)	Peso	Contribución de la estación ponderada
A	204	1/4	51
B	306	1/4	76
C	255	1/4	64
D	255	1/4	64
Promedio de la cuenca			255 mm

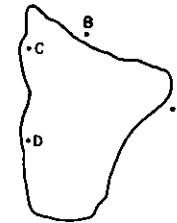
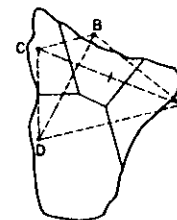


Figura 4-20. Precipitación promedio, determinada por el método de la media aritmética de la cuenca de Sutter.

Estación	Precipitación (mm)	Área del polígono (hectáreas)	Volumen (metros cúbicos)
A	204	40	81,600
B	306	38	110,180
C	255	28	68,300
D	255	78	198,900
		180	458,980



$$\text{Promedio de la cuenca} = 458,980 / 1,800,000 = 0.2549 \text{ m ó } 254 \text{ mm}$$

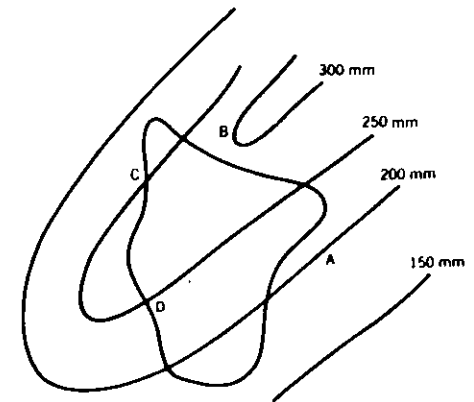
Figura 4-21. Precipitación promedio, determinada por el método de los polígonos de Thiessen, de la cuenca de Sutter.

Tabla 4-3. Datos de precipitación de la cuenca Sutter

Estación	Precipitación promedio
A	204
B	306
C	255
D	255

Existen tres métodos clásicos para calcular la evaporación: la Ecuación de Thornthwaite-Holzman, la fórmula de Meyer y las observaciones de evaporación de paila.

Rango de la isoyeta (mm)	Altura media (mm)	Área efectiva (has.)	Volumen (metros cúbicos)
150-200	175	32	58,000
200-250	255	88	148,500
250-300	275	81	222,750
		179	427,250



$$\text{Promedio de la cuenca} = 427,250 / 1,780,000 = 0.239 \text{ m ó } 239 \text{ mm}$$

Figura 4-22. Precipitación promedio, determinada por el método de isoyetas, de la cuenca de Sutter.

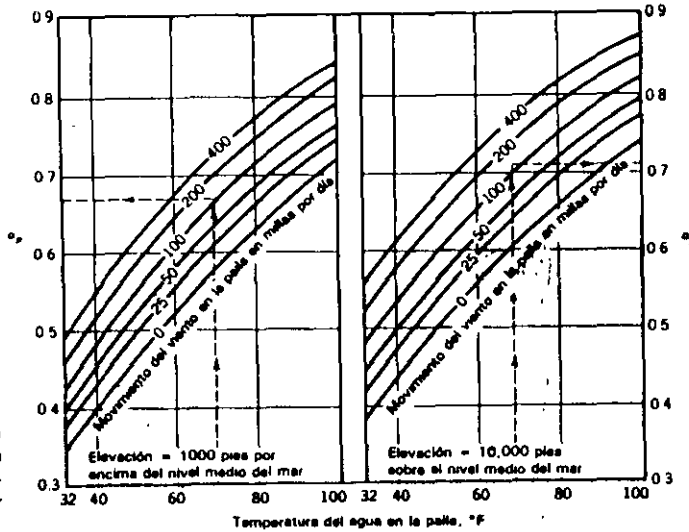


Figura 4-23. Porción de la energía de advención (Paila clase A) utilizada para evaporación. (Fuente: U.S. Weather Bureau.)

La ecuación Thornthwaite-Holzman es la siguiente:

$$E = \frac{833k^2(e_1 - e_2)(v_2 - v_1)}{(T + 459.4) \ln(z_2/z_1)^2} \quad (4-4)$$

en donde E es la evaporación en pulg/hr, k es la constante de von Karman (0.4), e es la presión de vapor en pulgadas de mercurio (Hg); v es la velocidad del viento en mph; y T es la temperatura media en °F de la capa entre z_1 y z_2 (los subíndices indican respectivamente los niveles superior e inferior)¹⁰.

Cuando no se puedan cumplir los requerimientos de estos datos, la fórmula de Meyer ofrece un método alternativo que requiere menos datos:

$$E = c(e_s - e_a) \left(1 + \frac{v}{10}\right) \quad (4-5)$$

en donde E es la evaporación en pulgadas/día, c es 0.36 para los datos diarios en un lago ordinario, e_s

es la presión de vapor en la superficie en pulgadas de Hg, e_a es la presión de vapor del aire circundante en pulgadas de Hg y v es la velocidad del viento en millas por hora.

La paila de uso más común en los Estados Unidos es la paila estándar Clase A del Weather Bureau. Esta paila tiene 4 pies de diámetro y 10 pulg de profundidad y se asienta sobre un marco de madera, de modo que el aire pueda circular por debajo. A fin de calcular la evaporación del ensamble utilizando las figuras 4-23 y 4-24, se necesitan cinco elementos de datos: velocidad del viento sobre la paila, elevación de la paila, temperatura en la superficie, temperatura del aire sobre la superficie y evaporación del agua en la propia paila.

EJEMPLO 4-4:
Cálculo de la tasa de evaporación de un embalse

Se desea calcular la tasa de evaporación, a partir de los datos meteorológicos recolectados cerca del em-

balse Burge Creek. Se dispone de los siguientes datos;

- Velocidad del viento (movimiento del viento en la paila): 105 mi/día.
- Elevación del embalse: 5,000 pies.
- Temperatura en la superficie (T_s) y temperatura del agua en la paila: 70°F.

Temperatura del aire (T_a): 72°F.
Evaporación en la paila: 0.35 pulg/día.

SOLUCIÓN

Hallar primero la advección neta α de la figura 4-23 que tiene un valor de 0.7. A continuación se p...

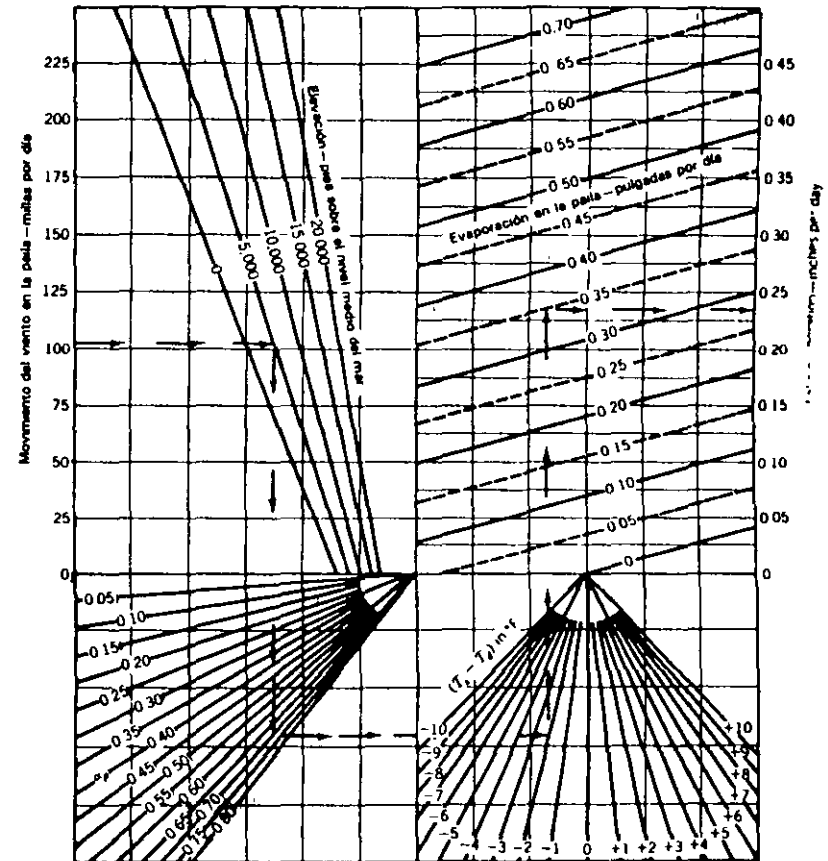


Figura 4-24. Evaporación en un lago, como una función de la evaporación de paila clase A y de la transferencia de calor a través de la paila (Fuente: U.S. Weather Bureau.)

¹⁰ R. K. Linsley, M. A. Kohler y J. L. H. Paulus, *Hydrology for Engineers* (Nueva York. McGraw-Hill, 1958)

a la figura 4-24 con el movimiento del viento en la paila de 105; luego se desplaza a la derecha hasta llegar a la elevación del embalse (5,000 pies). Ahora se baja hasta el valor de 0.7 de α , luego se desplaza a la derecha, hasta el valor -2 de $(T_s - T_a)$; luego arriba hasta la evaporación de la paila de 0.35 y finalmente hacia la derecha, hasta la evaporación del embalse de 0.23 pulg/día.

La evaporación de un embalse o de un lago se puede, asimismo, calcular por medio del balance de la energía de los datos de la radiación solar y otros métodos.

Análisis

La identificación de las relaciones entre los datos meteorológicos y la evapotranspiración (uso consuntivo) es la forma más común de análisis. A pesar de que son comunes los cálculos hipotéticos de altura de lluvia de la tormenta-frecuencia junto con la evaluación, se usará solamente la evapotranspiración para ilustrar el análisis de los datos.

En los planes de evaluación general, la evapotranspiración (ET), o la evaporación más la transpiración por cosechas, se calcula por lo común utilizando ya sea la fórmula de Blaney-Criddle, o la ecuación de Penman. Esta última tiene más aceptación debido a que se basa más estrechamente en los factores teóricos que afectan a la evapotranspiración, pero la primera requiere menos información y ha dado resultados satisfactorios¹¹.

La fórmula de Blaney-Criddle es:

$$U = k \sum_{i=1}^m (p_i) \quad (4-6)$$

en donde U es el tirante de agua (en pulgadas) para el período en cuestión; m es el número de meses, k es una constante empírica, tomada de la tabla 4-4, p_i es la fracción de las horas anuales de vigilia que tienen lugar en el mes i , y T_i es la temperatura media mensual en °F.

¹¹ Chow, Ven Te, *Handbook of Applied Hydrology* (Nueva York: McGraw-Hill, 1964), págs. 11-26.

Tabla 4-4. Coeficientes k de uso estacional consuntivo en la ecuación de Blaney-Criddle, para las cosechas irrigadas en el oeste de los Estados Unidos

Cosecha	Longitud de la estación o período de crecimiento	k
Alfalfa	Entre heladas	0.80 - 0.85
Frijoles	3 meses	0.60 - 0.70
Maíz	4 meses	0.75 - 0.85
Algodón	7 meses	0.65 - 0.75
Lino	7-8 meses	0.80
Granos, de pequeño tamaño	3 meses	0.75 - 0.85
Sorgos	4-5 meses	0.70
Huertos, cítricos	7 meses	0.60 - 0.65
Nueces	Entre heladas	0.70
Ceducas	Entre heladas	0.60 - 0.70
Pastos, hierbas	Entre heladas	0.75
Trébol ladino	Entre heladas	0.80 - 0.85
Papas	3 meses y medio	0.85 - 0.75
Arroz	3-5 meses	1.00 - 1.20
Remolacha azucarera	6 meses	0.65 - 0.75
Tomates	4 meses	0.70
Legumbres de pequeño tamaño	3 meses	0.60

FUENTE: CHOW 1964.

EJEMPLO 4-5:
Hallar la evapotranspiración

Hallar la evapotranspiración de 1000 ac. de remolacha azucarera en Los Molinos, Calif., latitud 40°N, si la estación de crecimiento es entre abril y septiembre, inclusive. La tabla 4-5 proporciona información sobre las temperaturas medias de Los Molinos.

SOLUCIÓN

De las tablas se tiene que:

$$U = 0.7[(0.0895)(62) + (0.1002)(69) + (0.1008)(70) + (0.1022)(75) + (0.0954)(74) + (0.0838)(68)] - (0.7)(39,948) = 27.96 \text{ pulg de agua}$$

Tabla 4-5. Horas de día y temperaturas medias en Los Molinos, Cal

Mes	Temperatura media (°F)	Fracción de las horas de vigilia (p)
Abril	62	0.0895
Mayo	69	0.1002
Junio	70	0.1008
Julio	75	0.1022
Agosto	74	0.0954
Septiembre	68	0.0838

Véase que el agua requerida para un proyecto de planeación hidráulica incluiría, asimismo, las pérdidas en el sistema y la precipitación. Aún más, la economía, las políticas, o ambas, se podrían usar para cambiar los requerimientos.

La ecuación de Penman es:

$$U = \frac{AH + 0.27E}{AH + 0.27} \quad (4-7)$$

en la cual,

U son los centímetros de agua necesarios por mes;

A es la pendiente de la curva de presión de vapor del aire saturado, a la temperatura absoluta en °F, o de/dt en mm de Hg/°F.

H es el balance calórico diario en la superficie, en milímetros de agua; y

E es la evaporación diaria en milímetros.

Tanto E como H se pueden calcular de las ecuaciones; no obstante, para obtener mayor información, se aconseja consultar el *Handbook* de Chow (1964).

Actualmente se recolectan muchos datos meteorológicos adicionales por medio de los satélites climáticos. Se ha hecho un intento interesante de correlacionar la precipitación con la elevación de las nubes, la cual, a su vez, puede correlacionarse con la intensidad de la imagen del satélite, o el color de las nubes (los diversos matices del gris).

Indudablemente, una continuada actividad en esta área suministrará una información provechosa que permitirá corregir las deficiencias de los datos (en especial en el caso de los países en vías de desarrollo).

4-6 HIDROLOGÍA DE AGUA SUPERFICIAL

La hidrología de agua superficial abarca tres categorías principales de datos: los cálculos del gasto, los modelos de precipitación-escurrencimiento (sus relaciones), y la calidad del agua superficial. Los modelos de precipitación-escurrencimiento se tratarán en el capítulo 6 y la calidad del agua en la sección 4-7; de manera que aquí se estudiarán los datos del gasto. Estos datos constituyen la base del abastecimiento de agua, del control de avenidas, de recreo, de la pesca y otros estudios

Recolección

Datos que se deben recolectar El modo más directo de calcular el flujo del agua es, sencillamente, medir los gastos históricos en una corriente de agua (un río) mediante el uso de estaciones de aforo en el río. Estas estaciones de aforo registran la elevación de la superficie del agua la cual se convierte a gasto en pies cúbicos por segundo (pcs) o metros cúbicos por segundo (m³/s). Se muestran en la tabla 4-6 dos de estos registros.

Como en el caso de los pluviómetros, mientras mayor sea la cantidad de datos (longitud del registro), mejor serán los resultados. Es posible "alargar" estadísticamente los registros, mediante la correlación de un registro corto en una estación con un registro largo en otra estación cercana. Los datos serán exactos dentro de 1 a 10 por ciento, dependiendo de la ubicación del instrumento de aforo y del método de medición. Este nivel de exactitud es suficiente para la mayoría de los estudios

Dónde hallar los datos En los Estados Unidos, la mayoría de los datos de los gastos son administrados por el USGS. Estos datos se pueden obtener de los informes sobre el abastecimiento de agua, o di-

Tabla 4-6. Ejemplos de registros de gastos

EJEMPLO 1: REGISTRO INTERRUMPIDO (FALTAN LOS AÑOS DE 1916-1918), RÍO WANAQUE, EN WANAQUE, N. J.—NIVELES Y GASTOS MÁXIMOS.

Localización—Lat 41°02'33", long 74°17'36", en la orilla izquierda, a 750 pies aguas abajo de la presa Raymond, en Wanaque, condado de Passaic a 50 pies aguas arriba del puente en la Carretera Estatal 511.
Área de drenaje—90.4 millas cuadradas (no incluye lo anterior 4 mil cuadradas en Post Brook, por encima de la desviación al embalse Wanaque). Área de los lagos, estanques y marismas. 9.0 mi cuadradas.
Estación de aforo—No registraba antes de abril 1, 1922; registra desde entonces. Antes de abril 1, 1922, se encontraba en un sitio 200 pies aguas abajo a una elevación diferente y entre abril 1, 1922, y marzo 14, 1931, estaba en un sitio 400 pies aguas abajo con la elevación actual. La elevación de la estación de aforo es de 210.00 pies sobre el nivel medio del mar (Banco de nivel del New Jersey Geological Survey).
Relación entre el nivel y el gasto—Definida por mediciones con molinete, antes de marzo 14, 1931. Después de 1931, definida por mediciones con molinete para menos de 4,300 pcs y prolongada para valores más altos por gráfica logarítmica, tienen lugar desviaciones en la relación.
Observaciones—La regulación por el lago Greenwood y desde 1928 por el embalse Wanaque afectan los picos de las avenidas. Sólo se muestran los picos anuales.

Año hidráulico	Fecha	Altura del aforo (pies)	Gasto (pcal)	Año hidráulico	Fecha	Altura del aforo (pies)	Gasto (pcal)
1913	27, marzo 1913	6.72	1,340*	1933	18, abril 1933	5.85 ¹²	1,830
1914	28, marzo 1914	6.80	1,380*	1934	2, abril 1934	3.33	628
1915	13, enero 1915	7.45	1,610*	1935	1, diciembre 1934	3.79	795
1919	23, julio 1919	7.55	1,690*	1936	19, marzo 1936	6.07	1,940
1920	14, marzo 1920	7.10	1,490	1937	15, mayo 1937	3.63	778
				1938	25, enero 1938	6.17	2,020
1921	1, octubre 1920	7.50	1,650	1939	20, abril 1939	4.05	920
1922	8, marzo 1922	7.65	1,690	1940	2, junio 1940	3.72	802
1923	17, marzo 1923	4.17	1,220				
1924	7, abril 1924	8.01	5,080	1941	30, marzo 1941	2.52	231
1925	12, febrero 1925	5.57	2,040	1942	2, abril 1942	1.65	46
				1943	18-20 marzo 1943	2.86	376
1926	13, noviembre 1925	4.00	1,030	1944	19, junio 1944	1.59	40
1927	2, septiembre 1927	6.90	3,390	1945	23, julio 1945	6.37	1,690
1928	4, noviembre 1927	4.91	1,610				
1929	6, marzo 1929	3.78	1,040	1946	3, junio 1946	4.41	898
1930	9, marzo 1930	3.36	865	1947	30, mayo 1947	2.97	415
				1948	14, mayo 1948	3.60	865
1931	17, junio 1931	4.69	1,210	1949	30, julio 1949	1.58	38
1932	1, abril 1932	3.91	835				

* Media diaria.

EJEMPLO 2: REGISTRO INCOMPLETO PARA 08032250, CUENCA DEL RÍO NECHES.

08031100	Berleham Branch cerca de Van Tex.*	Lat 32°29'04", long 95°38'35", Condado de Van Zandt, en la alcantarilla sobre Farm Road 314, 0.7 millas aguas arriba del trágante, y 3.1 millas al sur de Van.	— 1966 — 72	12-9-71	11.33	69
08032100	Tributario del Hurricane Creek cerca de Palestine, Tex.*	Lat 31°52'10", long 95°34'20", Condado de Anderson, en la alcantarilla en la carretera estatal 1156 y a 8.5 millas al noreste de Palestine	— 1967 — 72	11-17-69	2.18	643
08032250	One Arm Creek cerca de Maydelle, Tex.*	Lat 31°48'29", long 95°17'19", Condado de Cherokee, en la alcantarilla en la carretera federal 84 y a 1.0 milla al este de Maydelle	— 1967 — 72	1972	(f)	< 23
08032300	Squirrel Creek cerca de Elkhart, Tex.*	Lat 31°37'09", long 95°30'15", Condado de Anderson, en la alcantarilla en la carretera estatal 294 y a 4.5 millas al este de Elkhart.	— 1967 — 72	12-5-71	2.30	140

< Menor picos.

* Equipado con Vegetador de nivel y pluviómetro

Modificado.

El flujo no llegó a la parte inferior de las entradas.

rectamente de la base de datos del USGS, ya sea a través de una oficina de distrito del USGS o por medio de una terminal privada.

El sistema WATSTORE descrito en la sección 4-3 incluye también datos sobre el agua superficial procedente de las estaciones de aforo de los ríos. Con todo, otro sistema de intercambio nacional de datos del agua, el National Water Data Exchange (NAWDEx), clasifica las fuentes del información del agua.

La misión del NAWDEX es la de identificar las fuentes de los datos hidrológicos y de proporcionar el enlace entre quienes adquieren los datos hidrológicos y quienes los utilizan. Esto se realiza en el momento en que logra que esta información esté fácilmente disponible para los usuarios de los datos. Estos esfuerzos contribuyen a la información sobre los datos hidrológicos entre el recolector y las comunidades de los usuarios¹².

La NAWDEX es una confederación voluntaria constituida principalmente por dependencias hidrológicas estatales. A diferencia del WATSTORE, la NAWDEX no suministra datos; sólo pone al usuario en contacto con la dependencia que sí los suministra. Es de esperar que la NAWDEX preste ayuda a los planificadores para hallar las estaciones de aforo y registros mantenidos por las dependencias locales y estatales.

La mayoría de los países cuentan con ministerios que llevan a cabo las funciones de recolección y catalogación de los datos, como las realizadas por el USGS. Como ocurre con otros datos, los registros de gastos de los ríos son por lo común más cortos que los que se hallan disponibles en los Estados Unidos.

Clasificación

El USGS cataloga los registros de gastos de un río, por el número de la estación de aforo. Las estaciones de aforo se agrupan por cuencas fluviales y se numeran en orden (junto con los registros), comen-

¹² U.S. Geological Survey, "The National Water Data Exchange (NAWDEx)," USGS Open-File Report 77-259, 1977. Para servicios o información adicional, ponerse en contacto con el National Water Data Exchange, U.S. Geological Survey, 421 National Center, Reston, Va., 22092

zando aguas arriba. Este método de clasificación dificulta a veces la localización de una estación de aforo importante en una cuenca fluvial de grandes dimensiones.

Evaluación

Existen tres maneras de evaluar el registro de gastos de una corriente de agua: por inspección visual del lugar donde se realiza el aforo; por el análisis estadístico del registro y por comprobación de la curva de gastos. En el primer método, el instrumento de aforo se debe situar en un tramo recto del río, alejado de los puentes. La segunda comprobación implica un análisis de doble masa, como se hizo en el caso de los pluviómetros en la sección 3-1. Finalmente, se puede recalcular sólo la curva de gastos.

Como el nivel de un río no es independiente de la geometría del canal, no se ha llevado a la práctica el ajuste del nivel a una distribución de probabilidad conocida. Por consiguiente, el nivel deberá convertirse a gasto, mediante la construcción de la curva de gastos del río, en el lugar del aforo (véase la figura 4-25). La exactitud de esta curva deberá elevarse periódicamente; el procedimiento para hacerlo se estudia en la mayoría de los textos de hidrología¹³. Además, resulta riesgoso extender la curva de gastos más allá del gasto máximo medido. Si la geometría del río es bastante regular, la curva de gastos puede extenderse por medio de la ecuación

$$q = k(g - a)^b \quad (4-8)$$

en donde a, b y k son parámetros obtenidos por un ajuste de mínimos cuadrados, q es el gasto y g es el nivel (altura del aforo). Se puede asimismo utilizar, para este propósito, la fórmula de Chezy-Manning (véase la ecuación de Manning; ecuación 3-10).

Se puede hallar alguna indicación de la exactitud de la curva de gastos por la dispersión de los

¹³ Véase, por ejemplo, Linsley, Kohler, y Paulus, *Hydrology for Engineers*, Capítulo 4.

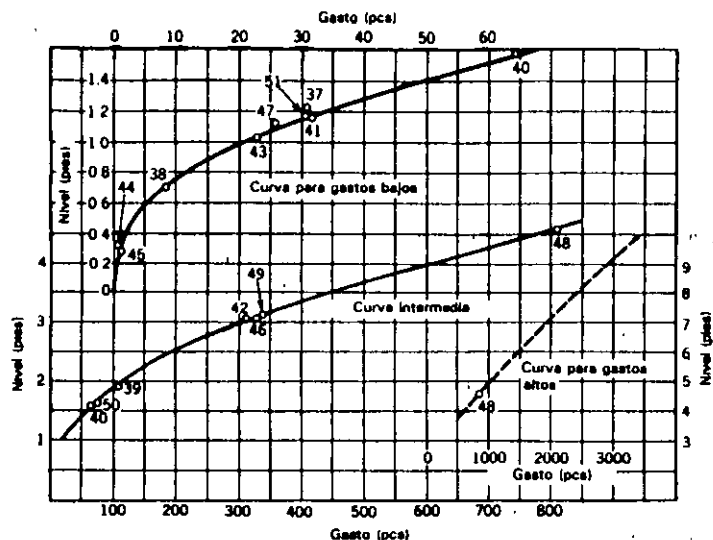


Figura 4-25. Relaciones nivel-gasto. (Tomada de Linsley, Kohler y Paulhus, 1958.)

puntos sobre dicha curva. Debe tenerse cuidado con las estaciones de aforo que no tengan registros o que tengan registros incompletos. Se ve en la tabla 4-6 que el registro del Río Wanaque está interrumpido en 1915 (mostrado por la línea sólida). Esto indica que el registro no se conservó durante varios años. El aforo de la cuenca del Río Neches se considera como incompleto debido a que no suministra datos sistemáticos, sólo varias mediciones. Se observa que se suministra información importante acerca de las estaciones de aforo indicándola encima de las mediciones, como el cambio de lugar de la estación, o el inicio de la regulación del río.

Procesamiento

En el análisis regional, los datos faltantes se obtienen mediante la correlación de los datos existentes de una estación de aforo con series de datos más largas o mejores, procedentes de una estación cer-

cana. El método más directo para el análisis regional consiste sencillamente en efectuar con los datos una correlación de regresión lineal que sea concurrente y usar los parámetros a fin de generar los datos faltantes.

EJEMPLO 4-6:
Completar, por correlación, un registro de aforos

Suministrar los datos faltantes correspondientes a los tres meses de registros faltantes de la estación 107, utilizando el registro de gastos de la estación 197, situada aguas arriba (véase la tabla 4-7).

SOLUCIÓN

Para hallar la relación entre las estaciones 107 y 197, se debe llevar a cabo una solución manual como se indica a continuación para la correlación estándar de regresión (véase la tabla 4-8).

Tabla 4-7. Registros mensuales de gastos para de las estaciones 107 y 197

Fecha	Gasto en la estación (m ³)	
	107	197
Octubre 1975	18.6	7.5
Noviembre 1975	42.3	21.0
Diciembre 1975	38.4	16.2
Enero 1976	—	18.8
Febrero 1976	—	16.4
Marzo 1976	—	17.5
Abril 1976	25.8	11.3
Mayo 1976	22.0	10.1
Junio 1976	18.7	8.6
Julio 1976	15.4	8.2
Agosto 1976	10.3	4.1
Septiembre 1976	8.6	3.7

Tabla 4-8. Correlación de regresión de los datos faltantes en la estación

Q ₁₀₇	Q ₁₉₇	Q ₁₉₇ ²	Q ₁₀₇ Q ₁₉₇	Q ₁₀₇ ²
18.6	7.5	56.25	124.50	275.56
42.3	21.0	441.00	888.00	1789.29
38.4	16.2	262.44	622.08	1474.56
25.8	11.3	127.69	291.54	665.64
22.0	10.1	102.01	222.20	484.00
18.7	8.5	72.25	158.96	349.69
15.4	8.2	38.44	95.48	237.16
10.3	4.1	16.81	42.23	106.09
8.6	3.7	13.69	31.82	73.96
198.1	88.6	1130.58	2477.10	5455.96

NOTA: El número N puntos de datos es 9.

$$Q_{107}(\text{Mar.}) = 37.63 \text{ m}^3$$

Para hallar la bondad del ajuste (el coeficiente R de correlación):

$$R = \frac{N\sum(Q_{107}Q_{197}) - (\sum Q_{197})(\sum Q_{107})}{\sqrt{[\sum(Q_{197})^2 - (N\sum Q_{197})^2][\sum(Q_{107})^2 - (N\sum Q_{107})^2]}}^{0.5} \quad (4-11)$$

$$= \frac{(9)(2477.1) - (198.1)(88.6)}{\sqrt{[(9)(1130.58) - (88.6)^2][\sum(Q_{107})^2 - (198.1)^2]}}^{0.5}$$

$$= 0.99$$

Existe una muy buena correlación entre las estaciones, de modo que los valores calculados artificialmente deben ser bastante exactos.

Análisis

La mayor parte de los análisis de los datos de agua superficial —especialmente la de los gastos en los ríos— se efectúan por métodos estadísticos. ¿Es variado el gasto de un río, o es constante? ¿Se pueden

Se supone que la relación entre las estaciones 107 y 197 es lineal; por consiguiente,

$$Q_{107} = A + B(Q_{197}) \quad (4-9)$$

Resolviendo simultáneamente las ecuaciones normales se obtiene

$$\sum(Q_{107}Q_{197}) = A\sum Q_{197} + B\sum Q_{197}^2 \quad (4-10a)$$

$$\sum Q_{107} = AN + B\sum Q_{197} \quad (4-10b)$$

Resolviendo las ecuaciones 4-10a y 4-10b, por medio de la regla de Craemer, se obtendrá

$$A = \frac{(198.1)(1130.58) - (2477.1)(88.6)}{(9)(1130.58) - (88.6)^2} = 1.93$$

$$B = \frac{(9)(2477.1) - (198.1)(88.6)}{(9)(1130.58) - (88.6)^2} = 2.04$$

Por tanto, $Q_{107} = 1.93 + 2.04Q_{197}$, de manera que los valores faltantes de Q_{107} son

$$Q_{107}(\text{Ene.}) = 39.87 \text{ m}^3$$

$$Q_{107}(\text{Feb.}) = 35.39 \text{ m}^3$$

definir estos gastos estadística o analíticamente? En el capítulo 5, se examinarán estos aspectos sobre los modelos.

Se sabe, sin embargo, que las corrientes con gastos variados requieren almacenamiento para la energía hidroeléctrica y el abastecimiento de agua. En el caso de los ríos con gastos consistentes, es posible la generación de energía aprovechando el río, así como la mera desviación para el abastecimiento, en este caso, las inundaciones no son un problema.

Se pueden adquirir conocimientos acerca de la situación de las aguas subterráneas, observando únicamente los gastos del río. Los ríos perennes o efluentes (que fluyen todo el año) reciben probablemente la mayor parte de su agua de las aguas subterráneas que fluyen hacia ellos; mientras que los ríos efímeros o influentes (aquellos que se secan una parte del año), probablemente no las reciban.

4-7 CALIDAD DEL AGUA

Las características físicas y químicas del agua definen su calidad. Los datos de la calidad del agua son importantes en los proyectos de planeación de abastecimiento de agua, estudios sobre la pesca, control estético y otros usos. Las cosechas necesitan agua que contenga cantidades limitadas de sales inorgánicas, mientras que los seres humanos necesitan agua que no contengan contaminantes dañinos. Las cargas de sedimento, afectan a la erosión de las márgenes, a los criaderos de peces y a la vida en los embalses.

Recolección

Datos que se deben recolectar: Como sucede con otros datos, el tipo y cantidad de datos sobre la calidad del agua que se han de recolectar depende de la etapa y alcance del estudio. El origen del agua (superficial o subterránea) y la fuente de la contaminación (producida por el hombre, o de origen natural) Indicarán también ciertos tipos de datos que habrá que recolectar. Por ejemplo, la contaminación orgánica y la de los metales pesados, son más co-

munes en los ríos y lagos que en los acuíferos; mientras que la contaminación inorgánica es más común en las aguas subterráneas.

Además de decidir cuáles datos recolectar acerca de la calidad del agua y de dónde obtenerlos, los planificadores deben determinar la frecuencia del muestreo. Por lo común, la recolección de los datos de agua subterránea para el estudio de la acumulación de la salinidad, puede requerir sólo muestreos anuales, mientras que la recolección de los datos de aguas superficiales (que representan un régimen muy diferente), puede requerir muestreos horarios o diarios.

Entre los principales aspectos de la calidad del agua municipal, se encuentran las concentraciones de ciertos iones; los sólidos totales disueltos (STD), la dureza total (DT), el sabor, el color, el olor, el pH, los patógenos dañinos, los elementos tóxicos y la presencia de carcinógenos. Por ejemplo, los trihalometanos, que se sospecha forman carcinógenos en el agua, se originan de ciertos procesos industriales, o por la reacción del cloro libre procedente por lo general de la clorinación, con ciertos compuestos orgánicos del agua. Estos compuestos orgánicos (llamados precursores) son los ácidos húmico y fúlvico, producidos por la descomposición de la vegetación (compuestos orgánicos naturales). La dependencia gubernamental U.S. Environmental Protection Agency y otras estatales, han establecido los niveles máximos de contaminante (NMC) para los compuestos químicos orgánicos.

La prueba tradicional para la contaminación microbiológica en las aguas municipales (procedentes por lo común de las heces fecales) es la determinación del número más probable (NMP) de bacterias celiformes. Los departamentos de sanidad federales y estatales han establecido requerimientos de vigilancia y registro.

Los datos de la calidad del agua para el suministro de la agricultura hacen hincapié sobre la concentración de iones inorgánicos (sales) (véase la tabla 4-9). La medición de la electroconductividad (EC) en micromohs/cm, o los sólidos totales disueltos (STD en mg/l) da una buena aproximación de la salinidad del agua y es de fácil realización. Algunas cosechas son más tolerantes que otras a

Tabla 4-9. Elementos principales que se encuentran en las aguas subterráneas

Cationes comunes	Peso equivalente	Aniones comunes	Peso equivalente
Calcio (Ca)	20.04	Carbonato (CO ₃)	30.00
Magnesio (Mg)	12.18	Bicarbonato (HCO ₃)	61.01
Sodio (Na)	23.00	Sulfato (SO ₄)	48.03
Potasio (K)	39.10	Cloruro (Cl)	35.46
		Nitrato (NO ₃)	62.01

FUENTE Todd, 1959.

la salinidad del agua. Otros dos iones merecen especial atención: el boro y el sodio. El boro en pequeñas cantidades puede dañar a ciertas cosechas. La tolerancia del sodio se mide por la razón de absorción del sodio (RAS).¹⁴

Los peces son afectados por la calidad del agua, tanto orgánica como inorgánica. Los diferentes tipos de peces requieren diferentes concentraciones de oxígeno disuelto (OD —medido por lo común en mg/l). No sólo ciertos peces prefieren aguas más frías, sino que la temperatura afecta también los niveles de saturación de los gases, como el oxígeno y el nitrógeno, lo cual es perjudicial para los peces. Finalmente, el sedimento en suspensión afecta a los desovaderos y al crecimiento de las algas.

Después de haber determinado la frecuencia del muestreo y los parámetros de la calidad del agua, los planificadores necesitan decidir la localización de las estaciones de muestreo. Esto resulta particularmente cierto cuando la mejora o protección de la calidad del agua constituye un objetivo del plan. Por ejemplo, los pozos de observación (piezómetros), deberán ser situados para que identifiquen la columna de la contaminación. La mayoría de los pozos de vigilancia y registro en los sitios de disposición en el terreno se localizarán según el gradiente descendente; uno de los pozos deberá situarse según el gradiente ascendente, para vigilar y registrar como una comprobación, las condiciones de la línea de base.

¹⁴ Para una lista de cosechas y sus tolerancias, véase la publicación del U.S. Department of Agriculture, "Diagnosis and Improvement of Saline and Alkali Soils," Agriculture Handbook no. 60, 1969.

Los ríos arrastran dos tipos principales de sedimentos: las cargas sobre el lecho y los sedimentos en suspensión. Las cargas sobre el lecho están constituidas por rocas, grava y arena, las cuales se mueven junto con la corriente, y en ocasiones tocan el fondo del río, en donde se asentarán si cesara la corriente. Las cargas en suspensión están formadas por partículas finas, de limo y arcilla, las cuales permanecen en suspensión y sólo se asentarán después de un largo tiempo de detención, si acaso.

La mayoría de los ríos posee una carga de sedimento natural, la cual disipa la energía del agua en movimiento. Si esta carga es disminuida por estructuras artificiales, como por ejemplo, los embalses; el río podrá erosionar las márgenes situadas aguas abajo, a fin de alcanzar un nuevo equilibrio. Los estudios de los sedimentos son asimismo necesarios para determinar la velocidad del azolve. Los sedimentos producidos por un cambio en el uso del suelo o por el dragado, pueden afectar a la flora y fauna marinas en una bahía o en los terrenos pantanosos. **Dónde recolectar los datos:** Aun cuando WATSTORE y NAWDEX cuentan con datos sobre la calidad del agua, la EPA posee un sistema de datos llamado STORETE, diseñado específicamente para los datos de la calidad del agua. El sistema STORETE contiene principalmente información sobre la calidad del agua superficial, e incluye espacio para un gran número de parámetros de la calidad. Para comunicarse con STORETE es preciso ponerse en contacto con la oficina regional de la EPA, o el National User Assistance Center¹⁵.

¹⁵ STORETE User Assistance Center, EPA, 401 M Street S.W., Washington, D.C., 20460

Las agencias estatales y locales conservan en sus archivos una gran cantidad de datos sobre la calidad del agua, procedentes de los sitios que se vigilan y registran. La mayoría de las ciudades y departamentos estatales de salubridad archivan datos sobre la calidad del agua obtenidos de los pozos municipales. Algunos datos industriales pueden ser propiedad de las compañías operadoras y por tanto, inasequibles.

Clasificación y evaluación

Por lo común, los datos sobre la calidad del agua se clasifican por orden geográfico. Un sistema como el STORETE se accesa geográficamente de acuerdo con las coordenadas topográficas suministradas por los usuarios o por las fronteras políticas. Posee asimismo la capacidad de ordenar los datos por sus parámetros de calidad y otras categorías.

En una evaluación primaria se investigan los procedimientos analíticos, frecuencia y ubicación del muestreo, procedencia de las muestras y otros factores. En una evaluación secundaria, se investiga la dispersión alrededor de los quimiogramas y las curvas de evaluación de los sedimentos. (Recuérdese el caso de las tablas 3-3 y 3-4, en el cual la misma muestra fue enviada a laboratorios diferentes.)

Procesamiento

Los principales elementos del procesamiento de los datos sobre la calidad del agua son las exhibiciones de la ubicación geográfica, las tendencias de la calidad (quimiogramas) y la conversión matemática de la concentración de iones a otros parámetros, tales como la dureza total (DT) y la razón de absorción del sodio (RAS). Por ejemplo, la adaptabilidad del agua de irrigación normalmente depende de la salinidad (STD) y del RAS. Si el valor del RAS está por debajo de 6 se pueden trazar mapas de la calidad del agua subterránea, utilizando líneas 150—STD. Además, existe por lo común, una estrecha correlación entre la electroconductividad (EC) y los STD, correlación que se puede aproximar por la ecuación

$$STD \text{ (mg/l)} = EC \text{ (}\mu\text{mhos/cm)} \times 0.68 \quad (4-12)$$

Algunas de las ecuaciones químicas que se utilizan para procesar los datos de la calidad del agua requieren que la concentración de iones, medida en miligramos por litro (mg/l) se convierta a miliequivalentes por litro (meq/l):

$$\text{meq/l} = \frac{\text{mg/l}}{\text{p.eq.}} \quad (4-13)$$

en donde el peso equivalente (p.eq) es la relación entre el peso atómico y la valencia (véase la tabla 4-10). El RAS se puede hallar por

$$RAS = \frac{Na}{[(Ca + Mg)/2]^{0.5}} \quad (4-14)$$

en donde Na, Ca y Mg se miden en meq. La dureza total se puede hallar por

$$DT = 2.497 Ca + 4.115 Mg \quad (4-15)$$

en donde Ca y Mg se miden en mg/l. El sabor, el color y el olor son más subjetivos, pero el pH, el oxígeno disuelto (DO), y la DBO (demanda bioquímica de oxígeno) se miden en mg/l.

**EJEMPLO 4-7:
Análisis de la calidad del agua**

Suponer que se tiene una muestra de agua que ha sido analizada y tiene las características dadas en cm.

Tabla 4-10. Características químicas de una muestra de agua

Ion	Cantidad (mg/l)
B	0.1
Ca	24.2
Mg	10.6
Na	55.7
CO ₃	4.6
HCO ₃	67.1
Cl	24.1
SO ₄	32.4
NO ₃	24.0

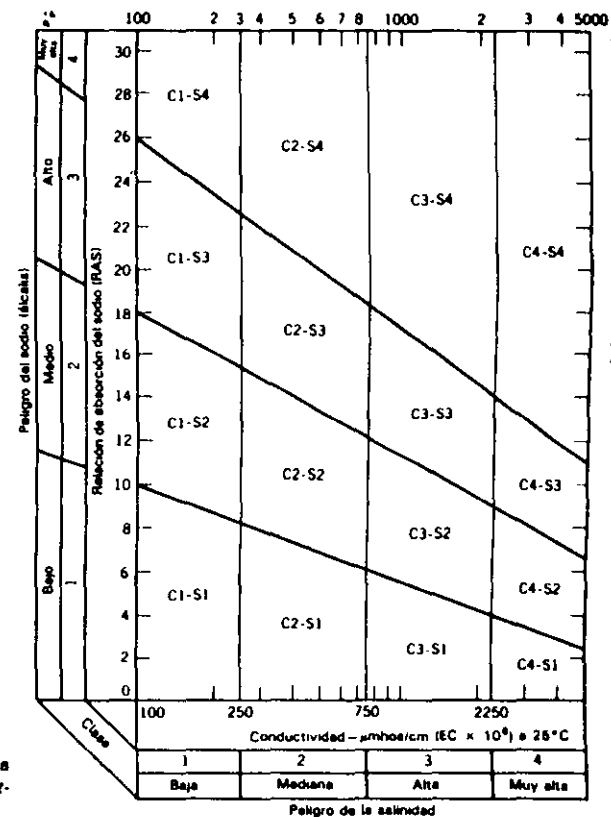


Figura 4-26. Clasificación del agua de irrigación. (Fuente: U.S. Department of Agriculture.)

la tabla 4-10; asimismo, se ha hallado que su EC tiene un valor de 390 μmhos/cm. Encontrar el RAS, la DT y los STD.

SOLUCIÓN

Primero, se convierten las concentraciones a meq:

$$Na \text{ (meq)} = \frac{55.7}{23.0} = 2.42$$

$$Ca \text{ (meq)} = \frac{24.2}{20.04} = 1.21$$

$$Mg \text{ (meq)} = \frac{10.6}{12.16} = 0.872$$

$$RAS = \frac{2.42}{[(1.21 + 0.872)/2]^{0.5}} = 2.37$$

Según la figura 4-26, esta agua se clasificaría como C2-S1. Nótese que se puede estimar aproximada-

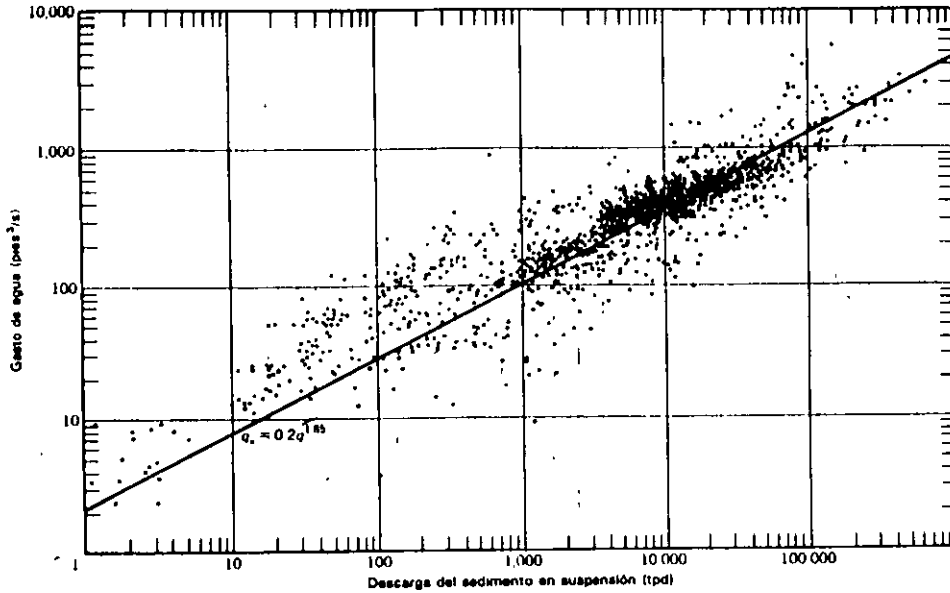


Figura 4-27. Curva de calibración del sedimento del río Powder, en Arvada, Wyo. (Tomada de Leopold, 1971 y Linsley, Kohler y Paulhus, 1958.)

mente el valor de los STD, sumando los aniones y cationes (por ejemplo, 243 mg/l).

Si los datos de los sedimentos se recolectan a fin de proceder al diseño del ensamble, se procesan por lo general para calcular la tasa de volumen del embalse que se perderá por la acumulación del sedimento. Estos datos son: 1) entrada del sedimento; 2) eficiencia del entrapamiento y 3) densidad de los depósitos del sedimento. La estimación de la entrada del sedimento es, quizá, la más incierta de las tres. El sedimento en suspensión se puede estimar con base en los registros de sedimentación disponibles, mientras que las estimaciones de la carga sobre el lecho se expresan por lo común como un porcentaje del sedimento en suspensión y se basan, mayormente, en la experiencia.

Koelzer¹⁶ presenta cuatro métodos para estimar el sedimento en suspensión:

1. Con el uso de la carga promedio registrada del sedimento.
2. Por el cálculo mediante la curva de gasto-duración de cuantificación del sedimento.
3. Por medio de estimaciones del rendimiento unitario de la cuenca.
4. Por estimaciones de la erosión.

El uso del primer método requiere suficientes datos de sedimentación para establecer un registro continuo. Por lo general, la concentración del sedimento aumenta rápidamente con el gasto del río (debido a la velocidad). La cantidad de sedimento arrastrado durante la mayor avenida del año puede

¹⁶ V. A. Koelzer, "Reservoir Hydraulics," cap. 4 en *Handbook of Applied Hydraulics*, 3a. ed., editada por C. V. Davis y K. E. Sorenson (Nueva York, McGraw-Hill, 1969)

Tabla 4-11. Normas para el agua potable

1. Estándares químicos orgánicos	
a. Hidrocarburos clorinados	
a. Endrino	mg/l 0.0002
Lindano	0.004
Metoxicloro	0.1
Toxafeno	0.005
b. Clorofenóxidos 2, 4-D	0.1
2, 4, 5-TP Silvex	0.01
2. Estándares físicos	
Turbidez	1 UT (promedio mensual)
Color	20 (escala estándar de cobalto)
Sabor	No desagradable
Olor	No desagradable
3. Estándares químicos inorgánicos	
Plomo (Pb)	Límite superior (ppm) 0.05
Fluoruro (F), depende de la temperatura	1.40 - 2.40
Arsénico (As)	0.05
Selenio (Se)	0.01
Cromo (Cr)	0.05
Plata (Ag)	0.01
Nitrato (como N)	10.00
Bario (Ba)	1.00
Cadmio (Cd)	0.01
Cromo (Cr)	0.05
Mercurio (Hg)	0.002
4. Estándares radiológicos	
a. Radio y alfa de gran tamaño	
Partículas alfa de gran tamaño	15 pCi/l
Radio (226 y 228)	5 pCi/l
b. Actividad beta y de fotones, procedentes de radionucleidos artificiales.*	
Estroncio (90)	8 pCi/l
Tritio	20,000 pCi/l
5. Estándares microbiológicos	
a. Técnica del filtro de membrana	
Media de una muestra mensual (véase el reglamento de la EPA)	1/100 ml
Media para menos de 20 muestras/mes	4/100 ml
En más del 5 por ciento de muestras, 200 o más muestras/mes	4/100 ml
b. Método del tubo de fermentación (véase el reglamento de la EPA)	

* No producirá una dosis anual mayor de 4 milirem/año en cualquier órgano del cuerpo. Fuente: EPA 1978

igualar a la carga del sedimento para el resto del año en cuestión. En el caso de que se disponga de todas estas mediciones se podrá calcular la carga Promedio anual del sedimento.

Con el segundo método, se calcula una curva de cuantificación del sedimento, según los registros

históricos y se combina con una curva de gasto-duración (véase la figura 4-27). La relación entre el sedimento y la velocidad del agua puede ser representada por la fórmula:

$$Q_s = knQ \quad (4-16)$$

en donde

Q_s es el sedimento en suspensión, en toneladas por día.

k es una constante empírica.

n es una constante empírica, y

Q es el flujo de la corriente en pps.

Cuando no se disponga de los registros de sedimentación, se utilizan los métodos tres y cuatro. El método tres implica la estimación de la carga de sedimentación de una pequeña área de la cuenca que posea características similares a las de otra cuenca previamente medida. En el método cuatro, se miden las tasas de erosión a partir de las ecuaciones suministradas por el U.S. Department of Agriculture.

Análisis

El análisis de los datos de la calidad del agua de abastecimiento implica en parte que estos datos cumplan con las normas requeridas. La tabla 4-11 muestra las normas de la EPA para el agua potable, que deberán ser requeridas en cada estado¹⁷. Si se desea contar con más detalles sobre todos los aspectos de los criterios de la calidad del agua, se recomienda consultar a McKee y Wulf¹⁸.

Los análisis de la calidad del agua se podrían utilizar en la determinación de sus efectos sobre los metales, como por ejemplo los utilizados en las rejillas de los pozos (véase tabla 4-12). Además, la concentración de los diversos iones en una muestra de agua podría indicar el origen de la recarga natural de un acuífero.

Cuando en un área existan varias plantas industriales similares, será necesario realizar una gran cantidad de labor detectivesca a fin de aislar de una manera exacta el origen de la contaminación del agua subterránea. Se debe proceder en este caso a una precisa determinación de la columna de la con-

¹⁷ Environmental Protection Agency National Interim Primary Drinking Water Regulations, (Washington, D.C., Superintendent of Documents, U.S. Government Printing Office).

¹⁸ J. E. McKee y A. W. Wulf, *Water Quality Criteria*, 2a ed. Sacramento Cal.: The Resources Agency, 1963.

Tabla 4-12.

Criterios de la calidad del agua en el diseño de pozos

Corrosión

a. Los siguientes parámetros de la calidad del agua indican condiciones corrosivas:

1. Agua ácida $\text{pH} \leq 7.0$.
2. Oxígeno disuelto (OD) $> 2 \text{ mg/l}$.
3. Sulfuro de hidrógeno (H_2S) $> 1 \text{ mg/l}$.
4. Sólidos totales disueltos (STD) $\geq 1000 \text{ mg/l}$.
5. Bióxido de carbono (CO_2) $\geq 50 \text{ mg/l}$.
6. Cloruro (Cl) $> 300 \text{ mg/l}$.
7. La temperatura elevada aumenta la corrosión.

Incrustación

b. Los siguientes parámetros de la calidad estimulan la incrustación:

1. $\text{pH} > 7.5$.
2. Dureza de carbonatos $> 300 \text{ mg/l}$.
3. Manganeso $> 1 \text{ mg/l}$ además de un pH elevado y un OD elevado.
4. Hierro (Fe) $> 2 \text{ mg/l}$.
5. Deposición de arcillas y lodos, en el caso de que la velocidad de entrada a la rejilla sea alta.

FUENTE: Johnson 1976.

taminación. Quizá se requerirá un modelo de simulación de la calidad del agua subterránea, con el fin de obtener mayor evidencia. De un modo similar, podrá resultar difícil señalar con precisión las fuentes de la sedimentación en una cuenca fluvial. Quizá se haga difícil predecir las cargas de sedimentación debido a la insuficiencia de datos. La tabla 4-13 muestra la acumulación de sedimentos en varios embalses de los Estados Unidos, para así ilustrar la magnitud de la acumulación de los sedimentos.

Al analizar la calidad del agua en el caso de los peces, se debe tratar de obtener un pH entre 6.5 y 8.5. El oxígeno disuelto (OD) debe ser alrededor de 6 mg/l, para los peces de aguas frías, y de 4 mg/l para los peces de aguas cálidas. Las normas de la calidad del agua para recreo sugieren un OD mayor de 4 mg/l, y una cuenta coliforme media menor que aproximadamente 1000 (200 fecales), con menos de 10 por ciento de las muestras con una cuenta de coliformes mayor que 2000 (400 fecales).

Tabla 4-13. Tasas de acumulación del sedimento en algunos embalses seleccionados en los Estados Unidos

Nombre y ubicación	Tasa de producción		Pérdida anual de capacidad de almacenaje (por ciento)	
	Área neta de drenaje (mi^2)	Capacidad original (acre pie)		Anual del sedimento (tons/ mi^2)
Schoharie (Prattville, NY)	312.00	68,812	217	0.07
Roxboro (Roxboro, NC)	7.52	631	447	0.69
Norris (Norris, TN)	2,823.00	2,045,300	450	0.05
Bloomington (Bloomington, IL)	60.30	6,678	514	0.50
Crab Orchard (Carbondale, IL)	160.00	67,320	1,976	0.45
Ablene (Ablene, TX)	97.50	10,325	274	0.19
Dallas (Denton, TX)	1,157.00	180,759	1,304	0.72
Mission (Horton, KA)	7.78	1,852	3,874	1.20
Morena (San Diego, CA)	109.00	66,767	2,444	0.31
Roosevelt (Globe, AZ)	5,760.00	1,522,200	1,112	0.25
Mead (Boulder City, NE)	167,600.00	31,250,000	877	0.33
Arrowrock (Boise, ID)	2,170.00	279,250	173	0.09

FUENTE: Adaptada de Chow, 1964.

4-8 AMBIENTE (ECOLOGÍA)

Recolección

La recolección de los datos ambientales ha adquirido mayor importancia en los Estados Unidos, según han crecido los requerimientos para los diagnósticos de impacto ambiental. Debido al hecho de que muchas de las relaciones mutuas entre los organismos biológicos y su medio no se comprenden bien, los datos recolectados tienen mayor uso en la descripción que en el análisis.

Qué datos hay que recolectar: La mayor parte de los datos ambientales abarcan un inventario de las especies biológicas existentes. Los biólogos encargados del trabajo de campo buscarán en primer lugar la flora y la fauna que se hallan en peligro de extinción, o que son privativos del área local.

Las estimaciones de la sensibilidad y el vigor del entorno son tan importantes como el inventario de la flora y la fauna. Es posible tolerar cambios ambientales bastante extremos en un área sensible, si el entorno es robusto (o sea, si se puede recuperar en un período aceptable). Una zona de maduración constituye un ejemplo de zona sensible, la cual es muy importante para el ciclo de vida

de la lobina rayada y otras formas de vida acuática. Los pantanos y las ciénagas podrían constituir otras áreas sensibles, en el caso de que proveyeran un enlace básico en la cadena alimentaria de la fauna. Las áreas sensibles, que son frágiles (que no son robustas) no pueden tolerar muchos cambios.

La flora y la fauna que más interesan, habitan ya sea las ciénagas o las áreas que han de ser inundadas por un embalse en proyecto. Por ejemplo, el fitoplancton comprende el bloque básico de construcción de la cadena alimentaria y controla al zooplancton, el cual, a su vez sirve como suministro alimentario de los peces mayores y de la vida acuática. No sólo reviste interés la densidad actual de dichos organismos, sino también son significativos los cambios en el tiempo de la densidad, tanto cíclicos como a largo plazo.

Desde la aprobación de la Ley Federal de Control de la Contaminación del Agua (*Federal Water Pollution Control Act*), y de la Ley Nacional de Políticas Ambientales (*Environmental Policy Act*) y el establecimiento de la Dirección de Protección del Ambiente, la recolección de los datos ambientales se ha convertido casi en un fin por sí mismo. La segunda de las leyes citadas, estableció el Consejo de Calidad Ambiental (*Council of Environmental Qua-*

criben las interacciones biológicas y los mapas biológicos del área en estudio, ayudan en conjunto a aclarar los datos ambientales.

En la figura 4-29 se ilustra una conclusión derivada de los datos procesados y que muestra la relación entre la neomisis pronosticada y la neomisis real. Los valores pronosticados se basaron en un modelo que relacionaba la neomisis con la salinidad y la abundancia del fitoplancton. En la figura 4-30 se da otro ejemplo de análisis, el cual muestra el ciclo de vida de la lobina rayada, e ilustra la importancia de la zona de maduración—aquella zona de una bahía en la cual no existe flujo alguno debido a que la fuerza de las mareas y la fuerza de descarga del río, se neutralizan mutuamente.

Todavía no se comprenden bien muchas de las complejas relaciones entre la flora, la fauna, o ambas, y las características del agua; por ejemplo, el efecto del embalse sobre los peces anadromos (aquellos que emigran río arriba para desovar). Los criaderos de peces y las zonas artificiales de desove, parecían al principio aumentar la población de los peces, pero mediciones posteriores han demostrado que las poblaciones de los peces están disminuyendo. Todavía no está claro si esta tendencia continuará o no.

LECTURAS RECOMENDADAS

Ambroggi, R. P. "Underground Reservoirs to Control the Water Cycle," *Scientific American* 36 (Nov. 1977).
 Ayers, R. A., y D. W. Westcott. "Water Quality for Agriculture." FAO, V. N. Roma, 1976, Irrigation and Drainage Paper 29.
 Burchell, R. W. *The Environmental Impact Handbook*. Rutgers, N.J.: The State University at Rutgers, Center for Urban Policy Research, 1975.
 Chow, V. T. *Handbook of Applied Hydrology*. Nueva York: McGraw-Hill, 1964.
 Filmer, R. W. "Transport and Retention of Virus-Sized Particles in Porous Media." Ph.D. dissertation, Colorado State University, 1966.
 Helweg, O. J., y D. Gardner. "Groundwater and Conjunctive Use Problems." *California Water Planning and Policy, Selected Issues*. Berkeley, Cal.: University of California, Junio 1979. Pág. 46-64.

Independent Panel to Review Cause of Teton Dam Failure. Report to U.S. Department of the Interior and State of Idaho on Failure of Teton Dam, Washington D.C.: Superintendent of Documents, Dic. 1976.
 E. E. Johnson, Inc. *Groundwater and Wells*. Minneapolis: E. E. Johnson, and Co., 1976.
 Kruseman, G. P. y N. A. DeRidder. *Analysis and Evaluation of Pumping Test Data*. Wageningen; Países Bajos: Boletín 11, International Institute for Land Reclamation and Improvement, 1970.
 Kulp, J. L., "Geological Time Scale." *Science* 133 (1961): 1111.
 Lahee, F. H., *Field Geology*. Nueva York, McGraw-Hill, 1956.
 Linsley, R. K. y J. B. Franzini. *Water Resources Engineering*, 2a. ed., Nueva York: McGraw-Hill, 1964.
 Linsley, R. K., M. A. Kohler, y J. L. Paulus. *Hydrology for Engineers*, Nueva York: McGraw-Hill, 1958.
 Leopold, L. B. et al. *A Procedure for Evaluating Environmental Impact*. Washington, D.C.: Superintendent of Documents, Geological Survey Circular G 45, 1971.
 Todd, D. K. *Ground Water Hydrology*. Nueva York: John Wiley 1959.
 Department of the Interior, Bureau of Reclamation. *Design of Small Dams, A Water Resources Technical Publication*, 2a. ed. (Washington, D.C.: Superintendent of Documents), 1974.
 U.S. Salinity Lab Staff. "Diagnosis and Improvement of Saline and Alkali Soils." USDA Agricultural Handbook No. 60, Agosto 1969.

Ejercicios

1. Calcular la densidad de las excavaciones (pozos) en la figura 4-9 (o sea, pozos por mi²). Suponer que esta área es una llanura aluvial. ¿Cómo se podría modificar el muestreo para una evaluación general y un plan de ejecución en una llanura de tamaño similar que se originó por depósitos arrastrados por glaciares? Presentar las densidades sugeridas e indicar las razones para su selección.
2. Se ha llevado a cabo en un pozo una prueba de abatimiento residual (recuperación) y se han registrado los datos en la tabla 4-14. La tasa de bombeo fue de 200 gpm, y el manto freático estático era de 8 pies. Calcular la transmisibilidad. (Nota: Se necesitará papel semilogarítmico de

Tabla 4-14. Ejercicio 2: Datos de recuperación

Tiempo transcurrido desde que se paró la bomba (t' en min)	Profundidad hasta el agua (pies)
0	18.6
1	18.4
2	18.5
3	18.4
4	18.1
6	17.7
8	17.2
10	16.8
20	16.3
30	14.6
40	13.6
60	12.9
90	12.0
150	10.8
210	10.7
270	10.1
330	10.0
390	9.6

Tabla 4-15. Ejercicio 3: Análisis de una muestra de agua

Ion	Concentración (mg/l)
B	1.4
Ca	32.0
Mg	6.2
Na	40.8
CO ₂	6.2
HCO ₃	82.1
Cl	66.6
SO ₄	44.0
NO ₃	10.4

tres ciclos. No se debe olvidar que el eje de las x es log t(t'). La bomba se paró a un valor de t = 500 min.

3. Se tiene una muestra de agua, que contiene los iones que aparecen en la tabla 4-15 y con una EC de 430 micromhos/cm. Calcular el RAS, los STD y la DT. Clasificar el agua de acuerdo con la figura 4-27. ¿A qué conclusiones se podría llegar?
4. Visitar al planificador o ingeniero urbanos y revisar el plan de uso del suelo de la ciudad. Entrevistar brevemente a la persona para hallar el proceso por el cual se actualizó el plan y determinar qué papel tuvo en el mismo, si hubo alguno.
5. Suponer, en la figura 4-21, que los registros de precipitación fueron como aparecen en la tabla 4-16. Calcular la precipitación promedio de la cuenca por los métodos de la media aritmética y de los polígonos de Thiessen.
6. Hallar cuánta agua se deberá suministrar a una cuenca para satisfacer la demanda, si la eficiencia hidrológica total del sistema es de 60 por ciento. La cuenca fluvial contenía 10,000 a de frijol, 8000 a de maíz y 12,000 a de tomate. Suponer la misma temperatura y las mismas horas de luz solar dadas en el ejemplo 4-5.

Tabla 4-16. Ejercicio 5. Registros de precipitación

Estación	Precipitación	
	(pulg)	Área del polígono (a)
A	8	100
B	12	88
C	10	64
D	10	192

Capítulo 5

Datos socioeconómicos

Este capítulo trata de los datos que dependen de las actividades humanas: datos procedentes del análisis institucional, datos demográficos, datos del uso del suelo, datos económicos, datos financieros, datos legales y otros datos sociales. Estos datos son por lo menos tan importantes como los datos físicos que se describieron en el capítulo precedente, además, las categorías y cantidad de datos socioeconómicos son casi ilimitados. Las divisiones dentro del capítulo ilustran los temas más comunes en la planeación de los recursos hidráulicos y la última sección, "otros datos sociales", sugiere otras categorías que pudieran ser importantes en un estudio de planeación menos tradicional.

5-1 ANÁLISIS INSTITUCIONAL

En esta sección se considera el análisis institucional, una de las áreas más importantes y, sin embargo, más desatendidas en la recolección de los datos. Para un estudio detallado, se recomienda consultar la obra de McDonald.¹

Antecedentes

Una institución es una organización que cuenta con la aceptación de la sociedad —se trata de una tier-

ta legitimidad histórica, de la que puede carecer una mera organización o dependencia. La palabra dependencia implica una organización que forma parte de un sector gubernamental de mayores dimensiones. Por ejemplo, en los países en vías de desarrollo, el gobierno central puede establecer una dependencia cooperativa agrícola, la cual sólo calificaría como institución en el caso en que fuera aceptada como la legítima autoridad por la estructura social existente en la población.

Hay dos razones por las que podría ser necesario administrar datos institucionales (esto es, ¿por qué podría ser necesario desarrollar un análisis institucional?). En primer lugar, un análisis institucional puede revelar actitudes e instituciones que apoyen o se opongan a ciertas alternativas, lo que permite al planificador determinar cuáles alternativas podrían ser impracticables desde un enfoque institucional (políticamente, etc.). En segundo lugar, un análisis institucional ayuda a contestar a preguntas vitales para la ejecución del plan: ¿Qué coaliciones políticas existen y a cuáles alternativas favorecerán? ¿Cómo se podrían movilizar para proveer el apoyo necesario durante la fase de ejecución?

Como se puede ver, se ha optado por incluir el análisis político en el análisis institucional, aunque puede estudiarse por separado si las circunstancias así lo justifican.

Recolección de los datos

Datos que se deben recolectar: Son cuatro los tipos de datos que se necesitan recolectar: 1) Las

¹ Richard J. McDonald, *Institutional Analysis Manual*, Urban Studies Program, U.S. Army Institute for Water Resources, Kingman Building, Fort Belvoir, Va., 22060. Tomado del anteproyecto de Nov. 1977.

estructuras existentes en la comunidad y sus interacciones, 2) la composición del grupo de liderazgo, 3) la percepción, que tenga la comunidad acerca del problema y 4) los patrones anteriores de la acción de la comunidad.

Los datos acerca de las estructuras existentes en la comunidad relacionadas con el agua, deberán incluir las dependencias gubernamentales formales y los públicos participantes y deben indicar las maneras en que las dependencias y públicos han interactuado en el pasado y qué podrá esperarse en el futuro. Willeke recomienda que se recolecten cuatro aspectos para cada público: su localización, sus intereses, sus características sociales y sus características demográficas.² Por ejemplo, las características sociales de un público (grupo) indican si es o no homogéneo y si tiene una larga historia, o un modo peculiar de operación (esto es, acción legal, manifestaciones públicas, cabildeo).

La definición del grupo de liderazgo revela la estructura de poder en la jurisdicción de la planeación, o sea, quién controla el dinero, los empleos, los medios publicitarios, la maquinaria legal y a cada público (grupo social).

El tercer tipo de datos institucionales trata de la percepción del problema por parte de la comunidad. ¿Conoce la comunidad la existencia del mismo? ¿Cuáles son los sentimientos que tiene la comunidad acerca del problema?

El cuarto tipo de datos institucionales trata de los patrones anteriores de la acción de la comunidad. ¿Cómo se inician y se ejecutan los planes? ¿Cuáles son las fuerzas políticas predominantes y cuánto poder ejercen los grupos con intereses especiales? ¿Existe una historia de cooperación regional, de acciones aisladas para cada ciudad? (En los Estados Unidos han habido tres rechazos de consolidaciones entre los condados y las ciudades por cada aceptación.)

Dónde localizar los datos: Las entrevistas con el personal de la dependencia local que participe en la política hidráulica y con los residentes de muchos

años que estén enterados de las cuestiones hidráulicas y de la política local, normalmente suministran todos los datos requeridos, excepto las percepciones que la comunidad tenga del problema. La única manera como los planificadores pueden descubrir las percepciones de la comunidad que confirman o se oponen a las demandas de los grupos con intereses especiales es obtener datos estadísticos de una encuesta pública. Por consiguiente, se explican algunas de las técnicas utilizadas en estas encuestas. Por lo general, las encuestas públicas implican un procedimiento de cinco etapas.

1. *Definir el problema.* ¿Se quiere averiguar la opinión pública acerca de una proposición específica, o las actitudes generales acerca de la protección ambiental? ¿Se desea también medir la intensidad de la opinión?
2. *Decidir sobre la naturaleza del cuestionario o del mecanismo de la medición.* ¿Qué tan largo deberá ser? Una buena regla práctica es hacer cinco preguntas en una entrevista de una hora, pero debe ser siempre tan corta y sencilla como sea posible. ¿Cómo se medirán las respuestas, como respuestas "afirmativas o negativas" o por un cociente? Ensayar previamente el cuestionario, administrándolo a varias personas.
3. *Seleccionar el procedimiento de muestreo.* Puede ser aleatorio o sistemático —cada séptima familia, por ejemplo. Puede ser asimismo, aleatorio estratificado —como cuando se divide la población en grupos (por ejemplo, por sus ingresos) y se toman muestras al azar dentro de estos grupos. O se puede hacer un muestreo por grupos, en el cual se escoge una unidad geográfica, como una manzana de la ciudad. Finalmente, se podrían tomar muestras de toda la población.
4. *Elegir el tamaño de la muestra.* Utilizando el teorema del límite central, y otros procedimientos estadísticos, se puede determinar cuál será el tamaño necesario de la muestra que suministre el grado deseado de confianza. Resulta interesante observar que el tamaño de la muestra, es independiente del total de la población —el

tamaño necesario de la muestra raras veces sobrepasa a 1200, ya se trate de la población de una ciudad pequeña, o de la población de todo el país.

La ecuación básica para determinar el tamaño de la muestra para una encuesta es

$$N = \{(z\sigma)/(|X - \mu|)\}^2 \quad (5-1)$$

en donde N es el número necesario de personas en la muestra, z es la desviación normal estándar (tomado de la tabla 5-1, x es la media de la muestra, μ es la media de la población, y σ es la desviación absoluta de la media. El otro parámetro es el nivel de confianza, por medio del cual se halla z —qué confianza se podrá tener en que el intervalo de error sea correcto. Se puede suponer $\sigma = 0.5$, una estimación conservadora, pero el peor de los casos. Por ejemplo, se halló en el ejemplo 2-2 que el valor de z para un intervalo de confianza de 90 por ciento, era 1.645. Recuérdese que el área entre $-z$ y $+z$ representa la probabilidad de éxito o de confianza (en este caso, 0.9).

EJEMPLO 5-1: Selección del tamaño de una encuesta

Se desea efectuar una encuesta para un plan de política regional (intraestatal). Se busca tener un 95 por ciento de confianza de que el error será menor que 0.05. ¿Cuántas personas deberán ser entrevistadas?

SOLUCIÓN

Se halla en la tabla 5-1 que el valor de z para 95/2 es de 1.96. Si se supone un valor de 0.5 para σ y se asigna 0.05 a $|X - \mu|$ se puede resolver la ecuación 5-1.

$$N = \{(1.96)(0.5)/(0.05)\}^2 = 384 \text{ personas}$$

5. *Seleccionar el método mediante el cual se administrará la encuesta.* Se pueden usar las entrevistas de casa en casa —que constituyen la opción más costosa, pero con la que se obtiene, por lo común, una respuesta de un 60 a 70 por ciento. Con los cuestionarios que se reparten para ser recogidos más tarde, se puede obtener una respuesta de un 60 a un 70 por ciento. Una encuesta por teléfono es mucho más barata que una encuesta por cuestionario; una encuesta por correo es más cómoda, pero la respuesta puede ser tan baja como un 10 por ciento. Para más información, consúltese una de las muchas referencias estándar acerca de las técnicas de encuesta.³

Clasificación y evaluación

A pesar del hecho de que la opinión pública es en parte subjetiva, se puede evaluar objetivamente mediante el nivel de confianza y el intervalo de error seleccionados. No obstante, la redacción del cuestionario y los procedimientos de validación son en extremo importantes.

Procesamiento y análisis

Se pueden procesar los datos institucionales mediante la construcción de una tabla similar a la tabla 5-1, la cual muestra las responsabilidades, interconexiones, superposiciones (que representan áreas de conflicto potencial) y áreas potenciales en desuso de las dependencias afectadas por la administración regional de las aguas de desecho. La tabla puede ampliarse para incluir otras instituciones que pudieran estar interesadas.

La cualidad del grupo de liderazgo y del tipo de la acción anterior de la comunidad definirán, entre otras cosas, la región institucional factible y

² Gerer E. Willeke, "Identifying the Public in Water Resource Planning," *Journal of the Water Resources Planning and Management Division* 102 (abril 1976).

³ A. N. Oppenheim, *Questionnaire Design and Attitude Measurement* (Nueva York, Basic Books, 1966) y E. R. Babbie, *Survey Research Methods* (Belmont, Cal.: Wadsworth, 1973)

Tabla 5-1. Ejemplo del desglose por dependencias gubernamentales de las funciones de la administración regional de las aguas residuales

Dependencias	Responsabilidades funcionales											
	Planificación					Administración					Operaciones	
	Calidad del agua					Uso del suelo					Eliminación del Tratamiento residual	
	Origen		Coordinación			Ingeniería y diseño		Vigilancia				Operación y mantenimiento
Rango	Agua	No puntual	Puntual	Al área	en todo el área	Construcción	Financiamiento	Registro y regulación	Coordinación local	Administración	Operación y mantenimiento	
Districtos especiales	1	1	4	4	4	1	1	1	2	1	1	1
Municipalidades	4	4	1	1	3	4	4	2	3	3	3	4
Condados	4	4	1	1	2	4	4	4	4	3	4	4
Subdivisiones estatales	3	1	4	4	4	4	4	4	1	4	4	4
IEPA estatal	3	3	2	3	1	4	4	4	4	2	4	4
COG	3	1	4	4	4	4	4	4	1	4	4	4
EPA U.S.	3	1	4	4	4	4	4	4	1	4	4	4

NOTAS: 1. Responsabilidad primaria de la función
 2. Participación de rutina
 3. Participación marginal
 4. No percibe

FUENTE: Terry D. Edgmon y Barbara Oglesby, "Evaluating Alternative Avenues Environmental Management Systems Opportunities and Constraints," Neilson, Haley, Peterson y Quack, Inc., Colorado Springs, Colorado, para Pikes Peak Area Council of Governments, borrador inédito septiembre 1, 1975

Tabla 5-2. Demanda promedio de agua de los suministros públicos en los Estados Unidos (1970)*

Tipo de uso	Cantidad	
	gpcd ^b	lpcd ^c
Residencial	55	210
Comercial	20	75
Industrial	50	190
Otros	25	95
Total	150	570

* Estos valores pueden ser un 80 por ciento más altos o más bajos en ciertas localidades.

^b Galones por cápita por día.

^c Litros por cápita por día.

NOTA. La demanda per cápita de los suministros de agua de uso público ha sido casi constante durante los últimos diez años.

FUENTE Adaptado de Fair et al., 1971.

guiarán al planificador a través de la fase de ejecución.

5-2 DATOS DEMOGRÁFICOS

El nivel de la población influye de manera significativa en el nivel de demanda de la mayoría de las

funciones situadas dentro del sector de los recursos hidráulicos. De este modo, las estimaciones exactas de, por ejemplo, la demanda futura del agua, dependen de las proyecciones exactas de la población. Lo mismo es cierto en cuanto a las demandas de recreación, de las necesidades de agua residual, de la energía hidroeléctrica y de la navegación.

Tabla 5-3. Demanda de agua para uso comercial en los Estados Unidos

Tipo de uso	Cantidad	
	gpd	lpd
Aeropuertos (por pasajero)	3-5	11-19
Departamentos (155 g (590 l)/unidad)	60/residente	228/residente
Campamentos y centros de recreo o turismo (por persona)	60-100	190-380
Fábricas (por persona)	15-35	57-133
Hoteles (357 g (1355 l)/unidad)	60/persona	228/persona
Oficinas (por persona)	75-125	285-475
Hospitales (por cama)	200-400	760-1520
Parques para remolques (por campista)	25-50	95-190
Lavadoras automáticas (por lavadora)	184	700
Lavanderías comerciales (por lavadora)	250	950
Áreas para meriendas campestres	25-50	95-190
Restaurantes (por persona)	7-10	28-38
Escuelas (por alumno)	15-25	57-95
Escuelas, internados (por alumno)	75-100	285-380
Estaciones de servicio (gasolineras)	10/coche	38/coche
[470 g (1785 l)/elevador]		
Tiendas (por baño)	400	1520
Albercas (por nadador)	10	38
Teatros (por butaca)	5	19

FUENTE Adaptado de U.S. Public Service 1962 y Clark et al 1977

Tabla 5-4. Demanda rural del agua en los Estados Unidos

Tipo de uso	Cantidad	
	gpcd	lpcd
Casas	60	190
Escuelas, campos	25	95
Restaurantes	10	38
Campamentos de trabajo y construcción	45	120
Hoteles de centros vacacionales	100	380
Ganado vacuno	12	45
Vacas lecheras	15-35	57-135
Cabras	2	7
Cerdos	4	15
Caballos	12	45
Ganado ovino	2	7
Aves de corral	0.05-0.18	0.2-0.7

Procesamiento. Adaptado de Fair et. al., 1971 y el U.S. Public Health Service 1962.

Los dos aspectos de los datos de población son la estimación de la población y el pronóstico de la población. El primero tiene que ver con la población presente y el segundo con la población futura.

Tabla 5-5. Extracción de agua para usos industriales

Uso	Máximo Promedio Mínimo			Posibilidades de conservación
Generación de energía con vapor	170	80	0.45 (enfriamiento)	Reciclado del agua de enfriamiento por medio de torres de enfriamiento de tiro natural
Refinación del petróleo (gal de petróleo crudo)	44.5	18.3	1.20 (teórico)	Reciclado por medio de torres de enfriamiento
			1.32 (real)	Reciclado por medio de torres de enfriamiento
			0.8	Información insuficiente
Acero terminado (toneladas)	65,000	40,000	1.73 (real)	Recirculación total mediante torres de enfriamiento y de lagunas
			1.400	Recirculación total mediante torres de enfriamiento y el reuso
Jabones, aceites comestibles (lb)	7.5		4,000	Reciclado por medio de lagunas de enfriamiento
			1.57	Reciclado por medio de torres de enfriamiento y la separación coloidal
Hule natural (procesamiento, lb)	6		2.54	Información insuficiente
Recipientes de vidrio	867		118	Agua de enfriamiento reciclada
Automóviles (pasajeros/coche)	18,000		12,000	Lavados de inmersión en lugar de rociado
Camiones, autobuses (por unidad)	20,000		15,000	Lavados de inmersión en lugar de rociado

*Gal/ unidad = 3.8 litros/unidad.

FUENTE. Adaptado de Hudson y Abu-Lughod 1956.

Recolección y clasificación de los datos demográficos

Datos que se deben recolectar: Los datos demográficos consisten de muchos parámetros descriptivos, además de las cifras de la población. Los datos sobre parámetros tales como la edad, los ingresos, etc., puede que no revistan mucha importancia respecto de un estudio de planeación, pero los datos sobre consumo del agua pueden rivalizar en importancia con los datos acerca de la población. Por ejemplo, si se conoce el consumo per cápita sólo se necesitará pronosticar la población para pronosticar el uso futuro de agua.

Dependiendo de la etapa y jurisdicción del estudio, el planificador necesitará conocer también dónde y cuándo se conocerán estas cifras de población. Para los estudios de apoyo y de evaluación general, los datos como los que se dan en la tabla 5-2 hasta la 5-4, inclusive, resultan provechosos para estimar las necesidades de abastecimiento de agua, tanto para el consumo humano como el de los animales.

La demanda industrial varía grandemente con el tipo de industria. Por ejemplo la producción de

Tabla 5-6. Usos del agua en los campos relacionados con la energía

Actividad	%	Agua para el proceso	Evaporación	Agua residual	Total
Plantas de energía nuclear (LWR)			537,200	55,800	592,800
Procesamiento del combustible nuclear			37,400	3,900	41,300
Estaciones de fuerza alimentadas con combustible fósil			358,100	37,100	395,200
Gasificación del carbón, gas de alto contenido de Btu	32,500		68,100	2,800	103,400
Gasificación del carbón, gas de bajo contenido de Btu	1,000		58,000	700	57,800
Licuefacción del carbón	2,800		36,700	17,500	57,000
Conversión de las pizarras petrolíferas	21,700		32,000	8,000	61,700
Tubería para conducir la suspensión de carbón					34,000
Refinación del petróleo			16,000	6,200	22,200
Explotación subterránea de los yacimientos de carbón			7,700		7,700
Explotación de las minas de carbón desde la superficie, con revegetación			3,400		3,400
Explotación de las minas de carbón desde la superficie, sin revegetación			1,800		1,800

*Acre-pie/ cuadrillón de Btus de energía: 1 acre-pie = 1233 m³
FUENTE. Adaptado de Bureau, 1979.

refrescos embotellados requiere alrededor de 3,600 gal/ton de agua (15,200 l/tonelada métrica); el papel, alrededor de 39,000 gal/tonelada (164,700 l/tonelada métrica); el acero, alrededor de 35,000 gal/tonelada (147,800 l/tonelada métrica); y los productos de lana, 140,000 gal/tonelada (591,000 l/tonelada métrica).⁴ La tabla 5-5 proporciona ejemplos tomados de otras industrias. Son muchos los estudios que se han llevado a cabo acerca de los requerimientos de agua para la generación de la energía; las tablas 5-6 y 5-7 muestran los resultados de algunos de estos estudios.

Por lo común, las cosechas consumen entre 2 y 3 pies (0.6 a 0.9 m) de agua en cada período de crecimiento. Esto podrá ser suficiente para un estudio de apoyo; el clima constituye el principal determinante.

⁴ R. K. Linsley y J.B. Franzini, *Water Resources Engineering*, 3a. ed. (Nueva York. McGraw-Hill, 1964).

Dónde hallar los datos demográficos: En los Estados Unidos, las cifras de la utilización del agua, se pueden hallar en la dependencia gubernamental *Public Health Service* y otras fuentes (como las citadas en las tablas anteriores). Se deberán consultar los registros de la jurisdicción, o de la industria respectiva, si se desea tener estimaciones más detalladas.

En lo que concierne a la población (la cual se estudia con mayor detalle más adelante), la dependencia encargada de los censos, *Bureau of the Census*, publica un informe cada diez años (el cual contiene datos agrupados por pequeñas áreas geográficas), informes anuales especiales y boletines regionales de los censos que contienen información sobre regiones homogéneas de alrededor de 4,000 personas según el *Standard Metropolitan Statistical Area* (SMSA), que tienen poblaciones de más de 50,000 habitantes que rodean a una ciudad central. La oficina citada publica también estadísticas de cua-

Tabla 5-7. Requerimientos de agua para producir energía en los Estados Unidos*

Actividad	Consumo (gal/unidad)	Consumo (gal/milión de Btu)
Explotación del carbón en el Oeste	6-14 7 tons	0.24-0.81
Explotación del carbón en el Este	15 8-18.0 tons	0 66-0 75
Pizerra petrolífera	145 4 bl	30.1
Gasificación del carbón	72-158 mpca	72-158
Plantas de energía nuclear	0.8 KWH	234 5
Producción de petróleo y gas	17 3 bl	3.06
Refinerías	43 bl	7.58
Plantas alimentadas con combustibles fósiles	0 41 KWH	120.2
Plantas para el procesamiento del gas	169 mpca	1.67

*Un gal = 3 8 litros
Fuente: Adaptado del U.S. Water Resources Council, 1974

dras por ciudad (que son pequeñas divisiones de aproximadamente 1000 habitantes). Asimismo, su publicación *Current Population Report (Serie P-25)* suministra proyecciones, así como estimaciones, de las poblaciones al presente, tanto a nivel nacional como estatal.⁵

Por lo general, los datos demográficos se clasifican por medio de los diversos documentos que integran el censo; pero pueden clasificarse por área geográfica o, por algún otro parámetro como por ejemplo, los ingresos.

Evaluación

La exactitud de los censos no concierne por lo común al planificador, pero se deberán examinar el método y la aplicación utilizados para estimar la población con base en los datos de los censos federales. De hecho, puede que se requiera que el planificador haga la estimación. Los estudios de las

⁵ Véase U.S. Bureau of the Census, "Environmental Socioeconomic Data Sources (1976)" y "Profile of Census Programs (1978)" (Washington, D.C.: U.S. Government Printing Office); véase también C.B. Flynn y R. T. Schmidt, "Sources of Information for Social Profiles," Department of Sociology, University of Kansas, diciembre 1977.

estimaciones de la población estatal, realizados por la oficina de censos, mostraron que algunos métodos de estimación daban resultados consistentemente mejores, pero no demostraron que alguno de los métodos era superior a los demás.⁶ Un estudio de las cinco mayores ciudades mostró que el método de la curva logística, el método de la proyección aritmética y dos formas del método de la proporción, producían resultados casi igualmente exactos y eran más exactos que los métodos de proyección geométrica o de analogía.⁷ McJunkin actualizó un estudio realizado por Shyrock y otros, el cual comparaba los métodos de pronósticos (mostrados en la tabla 5-8).⁸

En el estudio de Isserman, de los métodos de pronóstico de la población del área de un subcondado,⁹ la mayor parte de los métodos estudiados

⁶ H.R. White, "Empirical Study of the Accuracy of Selected Methods of Projecting State Populations," en *Population Index*, julio 1952.

⁷ R. Schmitt y A. Corsetti, "Short-Cut Methods for Forecasting City Population," *The Journal of Marketing*, Abril 1953.

⁸ H.S. Shyrock, J.S. Seigel, et al., *The Methods and Materials of Demography* (Nueva York: Academic Press, 1976)

⁹ A.W. Isserman, "The Accuracy of Population Projections for Subcounty Areas," *American Institute of Planners Journal* 43 (julio 1977): 247-259

Tabla 5-8. Comparación de los diferentes métodos de pronóstico

Método de pronóstico	Error promedio (%)	
	Pronóstico de 10 años	Pronóstico de 20 años
Extrapolación gráfica del crecimiento anterior de la población	34.9	61.8
Proyecciones basadas en el patrón de crecimiento exponencial	33.0	61.0
Proyecciones basadas en el patrón de crecimiento lineal	14.2	18.8
Proyecciones basadas en la relación del área a la población proyectada de la región	9.3	18.6
Proyecciones basadas en el patrón de crecimiento de la curva S	8.8	10.6

Fuente: McJunkin, 1964.

sólo pronosticaban 10 años en el futuro, y eran exactos dentro de un 10 por ciento. A continuación se muestran algunas de sus conclusiones:

1. La extrapolación exponencial es el método más exacto para usarse en municipios de crecimiento rápido (crecimiento mayor que un 25 por ciento por década) y con los municipios decrecientes a una tasa moderada (una tasa de disminución mayor que un 25 por ciento por década), así como para municipios con poblaciones por debajo de 5000 habitantes.
2. La extrapolación lineal es el método más exacto para usarse en municipios con tasas de crecimiento moderadas (un crecimiento de hasta un 25 por ciento por década).
3. Las proyecciones eran menos exactas en el caso de las poblaciones de municipios que cambiaban muy rápidamente.

Shyrock y otros, sugerían los siguientes principios:

1. Las proyecciones para todo el país son más exactas que para una región.
2. Las proyecciones de la población son más exactas que las características demográficas.
3. La interpolación es más exacta que la extrapolación.
4. La exactitud de la proyección es proporcional a la exactitud de los datos base. La calidad de los

datos de actualización es inversamente proporcional al tiempo transcurrido desde que se obtuvieron los datos base.

Procesamiento

Estimación de la población: La dependencia encargada de los censos que se mencionó anteriormente ha identificado siete métodos utilizados por lo común para obtener el dato de la población actual (el censo): 1) el método de la migración y el aumento natural; 2) el método de la tasa censal; 3) el método sistemático o compuesto; 4) el método de prorrata; 5) el método de las tasas vitales; 6) el método de tasa-correlación; y 7) el método habitacional. De todos estos métodos, sólo se tomarán tres en consideración: el método de la migración y el aumento natural (que tiene aceptación amplia en los estados); el método de la tasa censal (utilizado tanto en los estados como en las ciudades); y el método de los datos sintomáticos (que se utiliza preferentemente en las ciudades).¹⁰

¹⁰ Esta sección toma material del libro de Stuart Chapin Jr., *Urban Land Use Planning*, 2a. ed. (Urbana, Ill. University of Illinois Press, 1972), capítulo 5. Otra referencia útil es la de W. Isard, *Methods of Regional Analysis: and Introduction to Regional Science* (Cambridge, y Nueva York: MIT y John Wiley, 1960), especialmente el capítulo 2.

1) **El método de la migración y el aumento natural:** Se utiliza la siguiente fórmula para determinar la población actual:

$$P_{i+1} = P_i + B - D + M - F + MP \quad (5-2)$$

en donde P_{i+1} es la población en el momento actual,

- P_i es la población en el último censo,
- B representa los nacimientos desde el último censo,
- D representa las defunciones desde el último censo,
- M es la migración neta desde el último censo,
- F representa las personas que ingresaron en las fuerzas armadas desde el último censo, y
- MP representa el personal militar estacionado en el área.

Como la fecha oficial del censo decenal es 1 de abril, se deberán ajustar los datos suministrados para el año civil. El informe P-25 de la oficina de censos puede ser consultado para obtener mayores detalles y obtener los métodos para aproximar los nacimientos y las defunciones.

2) **El método de la tasa censal:** En la aplicación más simple de este método, se examinan las tasas anteriores entre el área de que se trató y el estado; luego se aplica la tasa basada en las estimaciones de la población actual del estado para hallar la respuesta.

EJEMPLO 5-2:

Estimación de la población por el método de la tasa censal

En 1970, la población del estado era de 20,675,000 y la del condado Slater era de 1,456,000. Si la población estimada del estado, en 1980, es de 25,576,000, ¿cuál será la población estimada del condado Slater en 1980?

SOLUCIÓN

La tasa de población es de $1,456,000/20,675,000$, o sea, 0.07042; por consiguiente, la estimación

de la población del condado para 1980 es de $(25,576,000)(0.07042)$, o sea 1,801,000.

Para hacer más exacto el método de la tasa censal se grafican las tasas y se corrige cualquier cambio (véase el ejemplo 5-3).

3) **El método sintomático o compuesto:** Se trata en realidad de un grupo de métodos en el cual las estadísticas de fácil obtención, como el número de medidores de agua instalados, electores empadronados, teléfonos instalados, unidades habitacionales, etc., se utilizan para obtener relaciones con la población local. Un subconjunto de este método correlaciona cualquier número de variables independientes con la población histórica; el modelo resultante se puede utilizar para pronosticar la población.

Pronóstico de la población: A pesar de que los pronósticos de las futuras poblaciones pueden representar los datos más importantes en un estudio de planeación, son necesarias las proyecciones que se adentran en el futuro —50 años o más. A fin de ilustrar cuán inciertos pueden ser dichos pronósticos, la tabla 5-9 muestra cómo han cambiado los pronósticos de la población de California para el año 2,000. Las proyecciones deben mostrar una gama de posibles poblaciones futuras, o el grado de incertidumbre.

Las defunciones han sido siempre los datos de más fácil pronóstico, mientras que los nacimientos y las migraciones pueden estar influidos por la prosperidad, los matrimonios y otros factores. La mayoría de los pronósticos suponen la estabilidad política, económica y social.¹¹

Los cuatro métodos comunes para el pronóstico de la población son aquellos que se basan en: 1) la migración y el aumento natural; 2) estimaciones para áreas geográficas más grandes; 3) estimaciones de futuros empleos; y 4) la extrapolación matemática y gráfica.

1) **Método de la migración y el aumento natural:** Se desarrollan las tendencias de cada factor,

¹¹ V. B. Stanbery, *Better Population Forecasting for Areas and Communities*, un informe preparado para el U.S. Department of Commerce (Washington, D.C.: U.S. Government Printing Office, sept. 1952), según ha sido citado por Chaplin.

Tabla 5-9. Pronósticos de la población del Estado de California

Año del pronóstico	Pronóstico de la población para el año 2000
1968	38,000,000
1970	34,000,000
1974	29,000,000
1977	29,000,000

utilizando la ecuación 5-2. Se puede utilizar una hoja de cálculos como la que aparece en la tabla 5-10.

2) **Estimaciones basadas en pronósticos para áreas más grandes:** Los recursos mayores que emplean las áreas de más extensión para pronosticar la población, suministran por lo común, estimaciones más exactas. Al igual que con la estimación de la población, se puede utilizar la tendencia de las tasas de población entre dos áreas para pronosticar la población de un área menor.

EJEMPLO 5-3:

Pronóstico de la población por el método de la tasa

En la tabla 5-11 se da, tanto la población de una provincia en un país en vías de desarrollo, como la del propio país. Hallar la población estimada en la provincia para 1990, si la población estimada del país es de 52.8 millones para 1990.

SOLUCIÓN

Para hallar la población estimada en la provincia para 1990, sabiendo que la población proyectada del país es de 52.8 millones, se grafica o se calcula la tendencia de la tasa. La figura 5-1 muestra que la tasa de proyección para 1990 es de 0.215, de manera que la población estimada de la provincia para 1990 es de

$$52.8 \times 0.215 = 11.4 \text{ millones}$$

3) **Estimaciones que se basan en los empleos futuros:** Por lo común, la proporción de la población

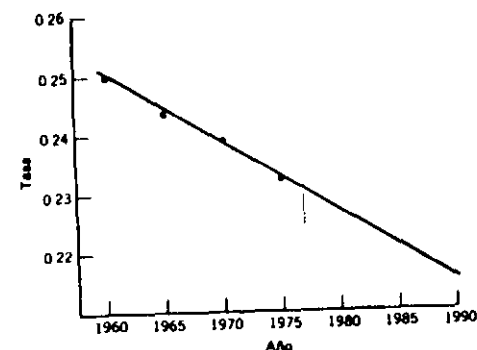


Figura 5-1. Tendencia de la tasa de población.

en la fuerza de trabajo, permanece bastante constante, si el desempleo se mantiene a un nivel bajo. Es posible calcular la población futura basándose en los empleos proyectados para el futuro. Las estimaciones de los empleos futuros se pueden basar en el potencial de crecimiento económico, como lo indican, por ejemplo, las tendencias de crecimiento de las principales industrias en el área. Este método se utiliza raramente por sí solo; además, tiene mucha aceptación en los países en vías de desarrollo.

4) **Métodos matemáticos y gráficos:** Estos métodos permiten proyectar las poblaciones anteriores mediante la extrapolación lineal o exponencial. La curva logística en forma de S desarrollada por Pearl y Reed, supone que las poblaciones crecen como se muestra en la figura 5-2. Para que esta curva sea de utilidad, la pendiente de la curva de crecimiento de la población deberá haber pasado por un período de desaceleración a partir de la tasa inicialmente creciente (o sea, el punto de inflexión).¹² La curva puede ser descrita por la ecuación¹³

¹² R. Pearl y L. J. Reed, "On the Rate of Growth of the Population of the United States," *Proceedings of the National Academy of Science* 6, (junio 1920): 275-288.

¹³ Tomado de F. E. Croxton, D. J. Cowden y S. Klein, *Applied General Statistics*, 3a. ed. (Englewood Cliffs, N.J.: Prentice Hall, 1967.)

Tabla 5-10. Muestra de una hoja de cálculos que ilustra el método de pronóstico. Por migración y aumento natural (tabla de estimaciones bajas)

Año	Población (1)	Migración neta Tasa (±) Cantidad (±) (2)	Población después del ajuste por la migración neta (±) (4)	Aumento natural Tasa* Cantidad (5)	Población después del ajuste por el aumento de la población del próximo año (7)
1965					
1966					
1967					
1968					
1969					
1970					
•					
•					
•					
1985					

* Algunos pronósticos introducen aquí una corrección imperfecta de la etapa, reconociendo el hecho de que parte del aumento natural entra las familias emigrantes, durante el año mostrado en el tablo de la tabla. ya ha sido tenido en cuenta antes de que arriben o después de que abandonen la comunidad. En esta etapa, la tasa de aumento natural se aplica a la cantidad total de la columna 1 y a la mitad de la cantidad de la columna 3. Desatándose en la suposición de que la mitad de los nacimientos y las defunciones en las familias migrantes tienen lugar después de que llega la migración o después de que se va.

Tabla 5-11. Población del país y de la provincia

Año	Población del país (millones de habitantes)	Población de la provincia (millones de habitantes)	Cociente
1960	20.0	5.0	0.2500
1965	23.8	5.8	0.2437
1970	28.0	6.7	0.2393
1975	33.1	7.7	0.2328

$$y = \frac{k}{1 + e^{a+bx}} \quad (5-3)$$

en donde y es la población para el año x, k se calcula de la ecuación 5-4a; a y b son parámetros; e es la base de los logaritmos naturales y x es el número de años contados a partir del primer año del registro. Para hallar los parámetros, se divide el registro del censp histórico en dos partes iguales y se designa como y₀ al primer año del registro, y₁ al año medio y como y₂ al último año de registro. El número de años entre los registros (entre y₀ y y₁ o entre y₁ y y₂) se designa como n; "ln" es el logaritmo natural. Se pueden usar las siguientes ecuaciones para hallar los parámetros:

$$k = \frac{2y_0y_1y_2 - y_1^2(y_0 + y_2)}{y_0y_2 - y_1^2} \quad (5-4a)$$

$$a = \ln \frac{k - y_0}{y_0} \quad (5-4b)$$

$$b = \frac{1}{n} \ln \frac{y_0(k - y_1)}{y_1(k - y_0)} \quad (5-4c)$$

EJEMPLO 5-4:
Pronóstico de la población mediante la curva logística

Se le pidió al planificador, en 1950, que estimara la población de los Estados Unidos para el año 1970, según los datos de la tabla 5-12.

SOLUCIÓN

Se selecciona en el registro del censo el año 1830 para hallar y₀, 1980 para y₁, y 1950 para y₂. (Los valores de y se calculan a veces por la media geométrica de los valores circundantes.)

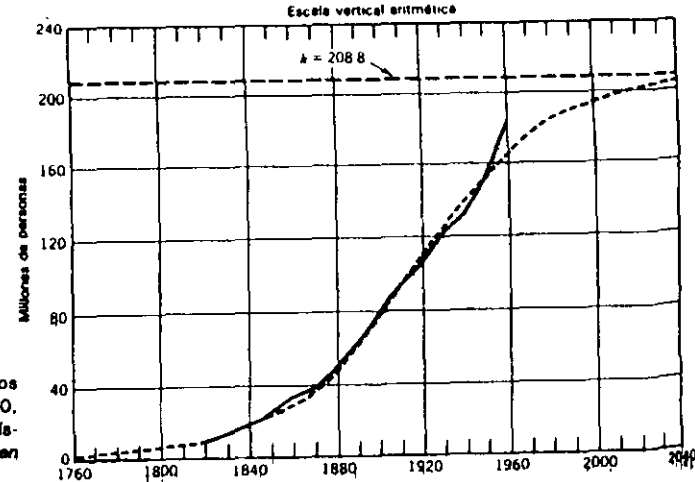


Figura 5-2. Población de los Estados Unidos, 1820-1960, y tendencias de la curva logística. (Fuente: Craxton Cowden y Kleip.)

Tabla 5-12. Población del área continental de los Estados Unidos, 1820-1960

Año	Población (millones de habitantes)			Y	Y
	X	X	Y		
1	2	3	4	5	
1820	—	-10	9.6	—	—
1830	—	0	12.9	12.9 (y ₀)	—
1840	—	10	17.1	—	—
1850	—	20	23.2	—	—
1880	—	30	31.4	—	—
1870	—	40	39.8	—	—
1880	—	50	50.2	—	—
1890	x ₁	60	62.9	62.9 (y ₁)	—
1900	—	70	76.0	—	—
1910	—	80	92.0	—	—
1920	—	90	105.7	—	—
1930	—	100	122.8	—	—
1940	—	110	131.7	—	—
1960	x ₂	120	150.7	150.7 (y ₂)	—
1960	—	130	179.3	—	—

Fuente: U.S. Bureau of the Census 1966, p. 6.

$$k = \frac{12(12.9)(62.9)(150.7) - (62.9)^2(12.9 + 150.7)}{(12.9)(150.7) - (62.9)^2}$$

$$= 200.1$$

$$a = \ln \frac{200.1 - 12.9}{12.9} = 2.67540$$

$$b = \frac{1}{60} \ln \frac{12.9(200.1 - 62.1)}{62.1(200.1 - 12.9)} = -0.03127$$

La población en 1970 (x = 140), será entonces de

$$y = \frac{200.1}{1 + e^{2.67504 - (0.03127)(140)}} = 169.3$$

Por tanto, se estima una población de 169.3 millones en los Estados Unidos para 1970.

Análisis

El análisis de las tendencias de la población implica, por lo general, determinar qué efecto tendrán dichas tendencias sobre el proyecto hidráulico. Por

ejemplo, si la utilización diaria de agua per cápita en una determinada ciudad ha sido de 1.5 m³, una simple multiplicación de la futura población por dicho número, puede que no proporcione la mejor estimación de la demanda futura del agua. Se deberán asimismo considerar otros factores que puedan cambiar el uso per cápita, tales como las tendencias económicas y los cambios en los estilos de vida.

5-3 DATOS ECONÓMICOS

Esta sección ha sido separada de aquella que trata del análisis financiero, no sólo porque las dos materias tienen diferente propósito sino porque, además, se les confunde a menudo. Los datos económicos se utilizan para determinar si los beneficios proyectados sobrepasan a los costos proyectados. Los datos financieros se utilizan para mostrar cómo se puede financiar el proyecto, pagar los préstamos y compartir los costos. Los datos económicos constituyen la base de la evaluación económica (véase la sección 8-3). El apéndice A reseña algunos conceptos económicos.

Recolección

Qué datos hay que recolectar: Existen cuatro tipos de datos económicos: costos, beneficios, tasa de descuento y vida económica (o período de análisis). La exactitud que se requiere en estos datos aumenta según el plan se acerca a la etapa de ejecución. Los costos y beneficios no se pueden estimar con precisión para el futuro, de manera que el planificador no deberá gastar una gran cantidad de recursos tratando de hacerlo. No obstante, cuando se asigna el dinero y se planifica el financiamiento, los costos exactos son especialmente importantes.

Existen dos tipos de beneficios y costos: primarios (directos), y secundarios (indirectos). Por ejemplo, el beneficio primario de un proyecto de irrigación, es el aumento en los ingresos de los agricultores, procedente del aumento en la producción. Los beneficios secundarios incluyen los aumentos en el ingreso neto de las personas que no sean los usuarios del agua, tales como los distribuidores del producto, los procesadores de los alimentos y los vendedores de equipos de irrigación. El manual del Bureau of Reclamation (BUREC), y el Green Book estiman los beneficios secundarios como un porcentaje del beneficio primario de cada cosecha (por ejemplo, 6 por ciento del beneficio primario para los productos lácteos, 83 por ciento para el algodón).¹⁴

Eckstein sugiere que no existen beneficios secundarios en una economía totalmente empleada debido a que los beneficios suministrados a los medios de un sector se tomarán simplemente de otros.¹⁵ Algunos proyectos se han hecho más atractivos económicamente debido a la consideración de los beneficios secundarios, pero no de los costos secundarios. Si se utilizan los beneficios secundarios, se deberán utilizar también los costos secundarios. No obstante, en la mayoría de los casos, los

¹⁴ Subcommittee on Evaluation Standards, Proposed Practices for Economic Analysis of River Basin Projects, Informe para el Inter-Agency Committee on Water Resources, Mayo 1958.

¹⁵ Otto Eckstein, Water Resource Development: The Economics of Project Evaluation (Cambridge, Mass: Harvard University Press, 1958), págs. 202-214.

beneficios y los costos primarios no serán suficientemente exactos para justificar los esfuerzos destinados a estimar los beneficios y costos secundarios.

Howe considera cuatro tipos de beneficios y costos primarios.¹⁶ En primer lugar, se encuentran los beneficios y costos de un mercado perfecto, como, por ejemplo, una tubería de irrigación, a la cual el mercado confiere una estrecha aproximación de un valor social. Existen, además, los beneficios y costos de un mercado imperfecto, tales como los precios subsidiados de las cosechas, la electricidad y el agua, para los cuales existen precios en el mercado que no representan una buena medida de valor social. A continuación se hallan los beneficios y costos no cuantificables directamente; éstos no tienen precio en el mercado, pero su valor puede aproximarse en dólares por medio de sustituciones. Los beneficios del esparcimiento y, en algunos casos, la calidad del agua, caen dentro de esta categoría, como sucede con bienes públicos, tales como el aire y los océanos, y las necesidades meritorias como la educación gratuita y la defensa nacional. Finalmente, existen los beneficios y costos no cuantificables, como la belleza escénica y el valor de existencia (o sea, el valor percibido de las áreas silvestres para aquellas personas que nunca las verán).

1) **Costos primarios:** Debido a que la mayoría de los costos de capital, así como los costos de operación y mantenimiento (O y M) son costos de mercado perfecto, resultan relativamente fáciles de determinar o recolectar. La principal dificultad estriba en evitar la omisión inadvertida de un costo aplicable. Los costos de capital —aquellos que se relacionan con la construcción— son los más fáciles de estimar. Los costos O y M requieren mayor experiencia para ser estimados; y son, por lo general, más aproximados. A veces se hace referencia a estos costos y como costos OM y R (de operación, mantenimiento y reemplazo).

Un terreno inundado por un embalse constituye un ejemplo de un costo imperfecto. Si el terreno

¹⁶ C. W. Howe, Benefit-Cost Analysis for Water System Planning (Washington, D.C.: American Geophysical Union, 1971), págs. 56-57.

en cuestión estaba dedicado a la agricultura, su valor puede aproximarse bastante bien, si se toma como base su precio de venta. Pero si se trata de un bosque, o de algún terreno de uso público, su valor sólo se podrá estimar por su costo de oportunidad — esto es, por el valor estimado de la madera para explotación, o de algún otro factor.

El costo de oportunidad es el valor del uso más productivo al cual se ha renunciado (la oportunidad perdida). Desde un punto de vista económico, el costo verdadero de lo que sea, es el costo de oportunidad. Por ejemplo, en el caso de la transferencia de agua entre cuencas, el costo del agua deberá incluir el costo de oportunidad en la cuenca de la cual se desvía el agua, así como el costo de transportar el agua de la fuente a la demanda.¹⁷

EJEMPLO 5-6:
Cálculo del costo de oportunidad en la agricultura

Una vez conocidos los costos de construcción, los costos O y M y los costos de relocalización del proyecto de un embalse, se desea calcular el valor presente de los costos de oportunidad del terreno. El área inundada es de 500 ha, de las cuales 100 ha son tierras maderables y 400 ha son tierras agrícolas. Las tierras maderables han sido valuadas en \$1,000/ha, y el ingreso neto anual de las tierras agrícolas promedio \$800/ha. Las construcciones han sido valuadas en \$85,000 que incluyen los costos de transporte y las pérdidas debidas a aquellas construcciones cuyo rescate sería antieconómico. La tasa de descuento del proyecto es de un 9 por ciento.

SOLUCIÓN

Suponiendo que el valor de la madera sea igual su costo de oportunidad, se descuenta sencillamente

¹⁷ S. L. Gray y R. A. Young, "Economic Considerations in Evaluating Large Scale Water Transport," un ensayo leído en la Arid Lands Section, 47a reunión anual de la Rocky Mountain and Southwestern Division de la American Association for Advancement of Science, Fort Collins, Col., 28 abril 1972.

el valor del terreno agrícola, a fin de hallar su costo de oportunidad por la fórmula (llamada la fórmula del costo capitalizado para $\eta = \infty$):

$$A = IP \quad (5-5)$$

Por consiguiente, $P = \$800/0.09 = \$8,888/\text{ha}$. Los costos de oportunidad son

Madera, \$1,000/ha	\$100,000
Terreno agrícola, \$8,888/ha	\$3,555,200
Edificios, etc.	\$85,000

Total de costos de oportunidad \$3,740,200

El riesgo constituye un ejemplo de un costo no cuantificable directamente.

Ya que el riesgo a menudo, se desprecia y es muy importante, se explicará con detalle.

Los costos esperados de una falla estructural (por ejemplo, de una presa o de un terraplén) se deberán incluir en los datos económicos de costos. El costo esperado es el costo de la falla multiplicado por la probabilidad de la falla.

$$CE = C \times p(t) \quad (5-6)$$

Por ejemplo, si se pagan \$10,000 por tirar un uno con un dado de seis caras, el valor esperado de esta oferta es $(\$10,000)(1/6)$, o sea \$1,666.

Las probabilidades de falla se pueden estimar por: 1) la extrapolación de las frecuencias históricas; 2) el alcance de las leyes naturales; o 3) el discernimiento. Existe, como promedio, una posibilidad de uno en 10,000, de que la presa falle en un año determinado. Aproximadamente la mitad de las fallas ocurren en el llenado inicial del embalse, y el resto tiene lugar de una manera uniforme durante la vida restante de la presa. El manual del U.S. Water Resources Council, recomienda la distribución de la tasa de falla mostrada en la figura 5-3. Son tres las etapas que intervienen en el cálculo de este costo esperado.

Etapas 1: Calcular las pérdidas si la presa falla cuando se llena por primera vez, o sea $C(0)$ el costo de falla en el tiempo cero.

¹⁸ U.S. Water Resources Council, Manual of Procedures for Evaluating Benefits and Costs of Federal Water Resources Projects, reseña del anteproyecto de feb. 9, 1979, USWRC.

Calcular el costo esperado de la falla en el año cero, $C(0)$, por medio de

$$C(0) = (10^{-3})[C_1(0)] \quad (5-9)$$

en donde 10^{-3} es la probabilidad de falla durante el año inicial y $C_1(0)$ es el valor presente de la corriente de beneficios para la vida de la presa. Enseguida, calcúlese la tasa de riesgo—beneficio $\alpha(0)$, a partir de

$$\alpha(0) = \frac{C(0)}{B(0)} \quad (5-10)$$

Si $\alpha(0)$ es menor que una cantidad crítica (por ejemplo, 0.05) y no existe razón alguna para suponer que aumentará significativamente en el futuro, $C(0)$ se puede utilizar como la pérdida esperada, o puede ignorarse si es pequeña. Si $\alpha(0)$ es mayor que 0.05, entonces las pérdidas esperadas para toda la vida del proyecto deberán calcularse como se muestra en la etapa 3.

Etapas 3: Calcular la pérdida esperada cuando exista una tasa supuesta de crecimiento constante, en los beneficios futuros anticipados (B).

$$C_1 = \sum_{t=0}^5 (10^{-3})D(t) + EM(t) + E(t) \left[\frac{1+g}{1+r} \right]^t$$

$$+ \sum_{t=0}^5 (10^{-3})B(t)$$

$$\times \frac{(1+r)^{T-1}(1+g)^{T+1} - (1+g)^{T+1}}{(1+r)^{T+1}}$$

$$- (1+g)(1+r)^T$$

$$+ \sum_{t=6}^T (5 \times 10^{-3})D(t) + EM(t)$$

$$+ E(t) \left[\frac{1+g}{1+r} \right]^t + \sum_{t=6}^T (5 \times 10^{-3})$$

$$\times B(t) \frac{(1+r)^{T-1}(1+g)^{T+1} - (1+g)^{T+1}}{(1+r)^{T+1} - (1+g)(1+r)^T} \quad (5-11)$$

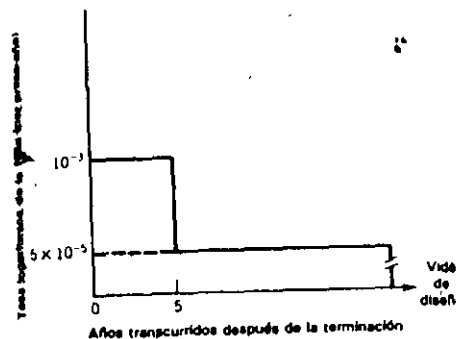


Figura 5-3. Distribución de la tasa de falla de las presas.

$$C_1(0) = D(0) + EM(0) + E(0) + L(0) \quad (5-7)$$

en donde $D(0)$ es el daño directo en el año cero, $EM(0)$ es el costo de las medidas de emergencia debido a la falla en el año cero, $E(0)$ es la pérdida económica en los sectores puestos fuera de producción por la falla de la presa en el año cero y $L(0)$ representa los beneficios futuros anticipados.

Las medidas de emergencia difieren para cada lugar; el planificador puede aproximarlas por medio de entrevistas a miembros de la Cruz Roja o de otras organizaciones de emergencia, o por la extrapolación del costo de una falla de presa similar. Las pérdidas económicas sólo ocurren a escala nacional si la producción perdida no pudiera ser superada en otra parte. De ser así, las pérdidas económicas representan sólo pagos transferidos de las pérdidas regionales. Si se supone un crecimiento constante, los beneficios futuros anticipados de la presa, están dados por

$$L(t) = B(t) \left[\frac{(1+g)^{T+1}(1+r)^{T-1} - (1+g)^{T+1}}{(1+r)^{T+1} - (1+g)(1+r)^T} \right] \quad (5-8)$$

en donde $B(t)$ representa los beneficios derivados de la presa, g es la tasa de crecimiento, r es la tasa de descuento, T es la vida económica del proyecto en años y t es el año de la falla, que sería cero para $L(0)$.

Etapas 2: Se trata de una etapa de selección para ver si se justifica un análisis completo del costo esperado.

Tabla 5-13. Datos de los costos

Partida	Costo en el año cero
Costo directo	1,500,000
Medidas de emergencia	200,000
Pérdida económica	—
Beneficios (anuales)	300,000

El manual de la dependencia ya mencionada pide que el costo esperado del riesgo se reste de los beneficios (o sea, considerado como un beneficio negativo) cuando se calculen las relaciones de beneficio/costo.

EJEMPLO 5-8:

Cálculo del costo del riesgo.

Se pide calcular el costo esperado del riesgo para una presa propuesta, según la información suministrada en la tabla 5-13.

SOLUCIÓN

Suponiendo los valores por omisión en el manual, se calcula

$$\begin{aligned}
 C_t = & \sum_{i=0}^5 (10^{-3})(1,700,000)(1.05/1.08)^i \\
 & + \sum_{i=0}^5 (10^{-3})(300,000) \\
 & \times \left\{ \frac{(1.08)^{20-i}(1.05)^{i+1} - (1.05)^{21}}{(1.08)^{21} - (1.05)(1.08)^{20}} \right\} \\
 & + \sum_{i=6}^{10} (5 \times 10^{-5})(1,700,000)(1.05/1.08)^i \\
 & + \sum_{i=6}^{10} (5 \times 10^{-5})(300,000) \\
 & \times \left\{ \frac{(1.08)^{20-i}(1.05)^{i+1} - (1.05)^{21}}{(1.08)^{21} - (1.05)(1.08)^{20}} \right\}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_t &= 9517 + 22,921 + 340 + 603 = 33,381 \\
 C_t &= \$33,000
 \end{aligned}$$

Los costos no cuantificables incluyen, por ejemplo, el costo de relocalizar a una familia para dejar espacio para un proyecto. Las familias pueden recibir una compensación por la pérdida de sus tierras; pero es difícil cuantificar el costo emocional si no quisieran mudarse. Los sitios históricos o las áreas religiosas que tienen que ser destruidos o cambiados por un proyecto, constituyen también costos que no son fáciles de cuantificar.

2) Beneficios primarios: Los beneficios primarios son más difíciles de estimar que los costos, debido a que pocos de ellos son bienes de mercado perfecto. Además, por lo general, están más adelantados en el futuro, lo cual hace incierto el pronóstico de los beneficios.

Los beneficios primarios comprenden el valor incrementado derivado de los bienes y servicios adicionales producidos por un proyecto. Hay que imaginarse una función producción, en la cual el eje horizontal es alguna entrada (un factor de producción) y el eje vertical es la cantidad del bien producido—por ejemplo, el agua, como se ve en la figura 5-4a. A medida que se empleen más recursos para perforar pozos, se aumenta la cantidad de agua disponible del punto A al punto B. Ya sea que el agua se considere un bien final (por comprarla como agua potable) o un bien intermedio (si se compra para destinarla a la irrigación y se utiliza para producir más bienes), se derivan beneficios por el hecho de contar con el agua adicional.

Los bienes y servicios incrementados se pueden, asimismo, aumentar mediante cambios en la función de producción (o sea, la relación entre un factor de producción y la producción en sí). Por ejemplo, si se descubriera una manera más eficiente de operar un sistema de embalses, se podría aprovechar más agua del sistema (véase figura 5-4b); o si se irrigara con mayor eficiencia, se requeriría menos agua para producir el mismo rendimiento.

A fin de medir los beneficios derivados de esta ganancia en bienes y servicios, se calcula el área bajo la curva de demanda creada por la ganancia. En la figura 5-5, si la energía hidroeléctrica en H_1

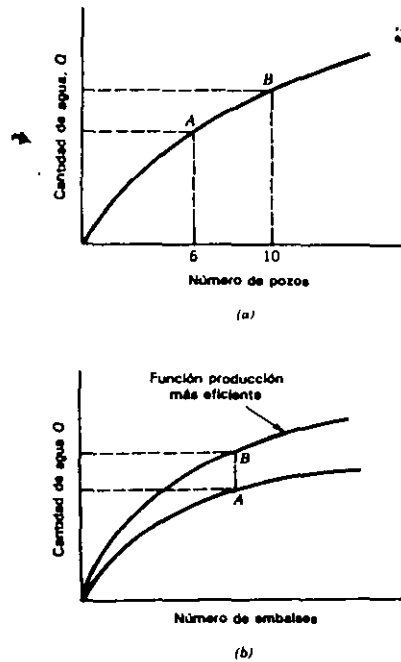


Figura 5-4. a) aumento de la cantidad de agua por la perforación de más pozos (aumento de los factores de producción); b) aumento de la cantidad de agua debido a la mejora en la operación del embalse (cambio de la función producción).

se vende a un valor P_1 , y un proyecto de energía hidroeléctrica aumenta la energía hidroeléctrica disponible a H_2 , el precio de la energía disminuirá a lo largo de la curva de demanda, hasta llegar al valor P_2 ; y el beneficio del proyecto de energía hidroeléctrica será el área $H_1, 1, 3, H_2$.

Para bienes de mercado perfecto, es posible medir directamente la curva de demanda. El incremento en la producción de trigo, debido a un proyecto de irrigación, suministra un buen ejemplo de esta situación. Para los bienes de mercado imperfecto, se podrá estimar la curva de demanda.

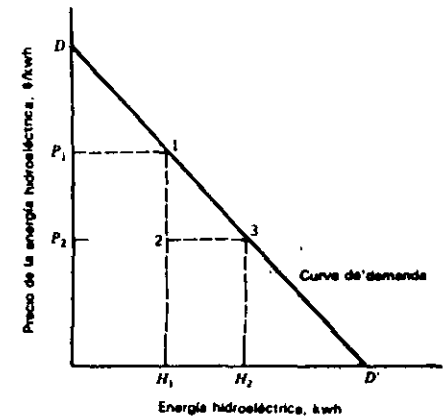


Figura 5-5. Medición de los beneficios debido al aumento en la energía hidroeléctrica.

Los "Principios y Normas" suministran tres maneras de medir los beneficios primarios de un mercado imperfecto y de los bienes no cuantificables directamente: 1) por la disposición a pagar; 2) por un cambio en los ingresos netos; y 3) mediante el costo alternativo. La estimación de los beneficios primarios derivados de la disposición a pagar, es muy útil para los bienes finales, tales como el esparcimiento, el agua residencial, la energía residencial y el control residencial de las inundaciones.¹⁹ Se pueden aproximar los beneficios, especialmente si existe poco cambio en el precio unitario, si se multiplica el precio unitario promedio por la cantidad aumentada del bien producido. El cambio en los ingresos netos es lo más apropiado para los bienes intermedios (o sea, los utilizados para producir más bienes). Entre los ejemplos de los bienes intermedios se incluyen el agua de irrigación, la potencia hidroeléctrica para la industria y el control de avenidas para proteger la agricultura y la industria. El

¹⁹ U.S. Water Resources Council, "Water and Related Land Resources Establishment of Principles and Standards for Planning." Federal Register 38 (10 sept. 1973): 86.

método del costo alternativo es aplicable sólo cuando el bien o el servicio del proyecto se proveerá de un modo definitivo. En este caso, se puede aproximar el beneficio de un proyecto, considerando el costo de la siguiente mejor alternativa. Por ejemplo, el valor de la electricidad no es lo que el consumidor paga por ella; porque los servicios públicos están reglamentados y no existe el libre mercado; por consiguiente, es posible aproximar los beneficios de una planta de energía hidroeléctrica por el costo del siguiente mejor medio de suministrar electricidad adicional—por ejemplo, una planta de energía nuclear.

A fin de ilustrar el método de la disposición a pagar para un bien no cuantificable directamente se calculan los beneficios directos del control de avenidas mediante las pérdidas que se evitan: esto es, constituye un beneficio evitar las pérdidas por inundación por medio del proyecto. Esta situación también ilustra el principio de "con y sin", según el cual, los ingresos sin el proyecto, se restan de los ingresos con el proyecto. Los beneficios del control de avenidas se basan en la pérdida promedio anual por inundación (PPAI), la cual se puede calcular como se muestra en la figura 5-6. (En la Sección 7-5, se verá que los beneficios de un proyecto de control de avenidas son iguales a la PPAI sin el proyecto, menos la PPAI con el proyecto.) El procedimiento utilizado para hallar la PPAI puede dividirse en cinco etapas.²⁰

Etapas: 1: Determinar la curva de tirante-daño para la llanura de inundación. ¿Sea, ¿qué daño es causado por los diversos tirantes del agua de inundación? Se puede deducir aproximadamente esta relación ajustando una curva entre los puntos que representan las inundaciones anteriores y sus respectivos daños (en dólares constantes). Un segundo método, más exacto, se basa en la suposición de que la relación de tirante contra por ciento de daños es casi la misma para casas de un tipo similar.²¹ La figura 5-7 muestra las curvas correspondientes a cuatro tipos de casas. Para poder utilizar estas curvas son necesarios dos tipos de datos: el nivel de los primeros pisos y el valor de las casas. El nivel de los primeros pisos se puede determinar aproximadamente, a partir de planos detallados, o medirse directamente con un nivel de mano. Los valores de las casas se pueden obtener de los registros de impuestos; sin embargo, un examen "de parabrisa" (o sea, efectuar un recorrido en automóvil por la vecindad), acompañado de un agente de bienes raíces, puede dar una estrecha aproximación. El valor del contenido de una casa se puede calcular que sea entre 30 y un 50 por ciento del valor de la estructura.

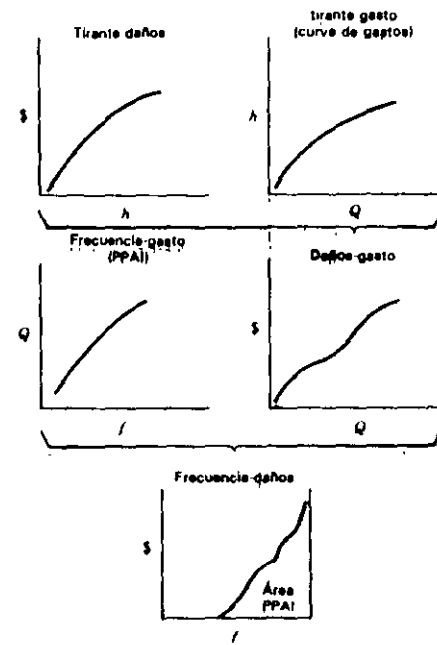


Figura 5-6. Etapas en el cálculo de la PPAI.

Etapas: 2: Construir la curva de gastos del río, mediante el cálculo del perfil de la superficie del

diante a cuatro tipos de casas. Para poder utilizar estas curvas son necesarios dos tipos de datos: el nivel de los primeros pisos y el valor de las casas. El nivel de los primeros pisos se puede determinar aproximadamente, a partir de planos detallados, o medirse directamente con un nivel de mano. Los valores de las casas se pueden obtener de los registros de impuestos; sin embargo, un examen "de parabrisa" (o sea, efectuar un recorrido en automóvil por la vecindad), acompañado de un agente de bienes raíces, puede dar una estrecha aproximación. El valor del contenido de una casa se puede calcular que sea entre 30 y un 50 por ciento del valor de la estructura.

²⁰ Solicitar al Hydrologic Engineering Center, U.S. Army Corps of Engineers, 609 Second Street, Davis, Cal., 95616 un programa de computadora que calcule la PPAI.

²¹ N. S. Grigg y D. J. Helweg, "The State of the Art of Estimating Flood Damage in Urban Areas", Water Resources Bulletin 11 (abril 1975).

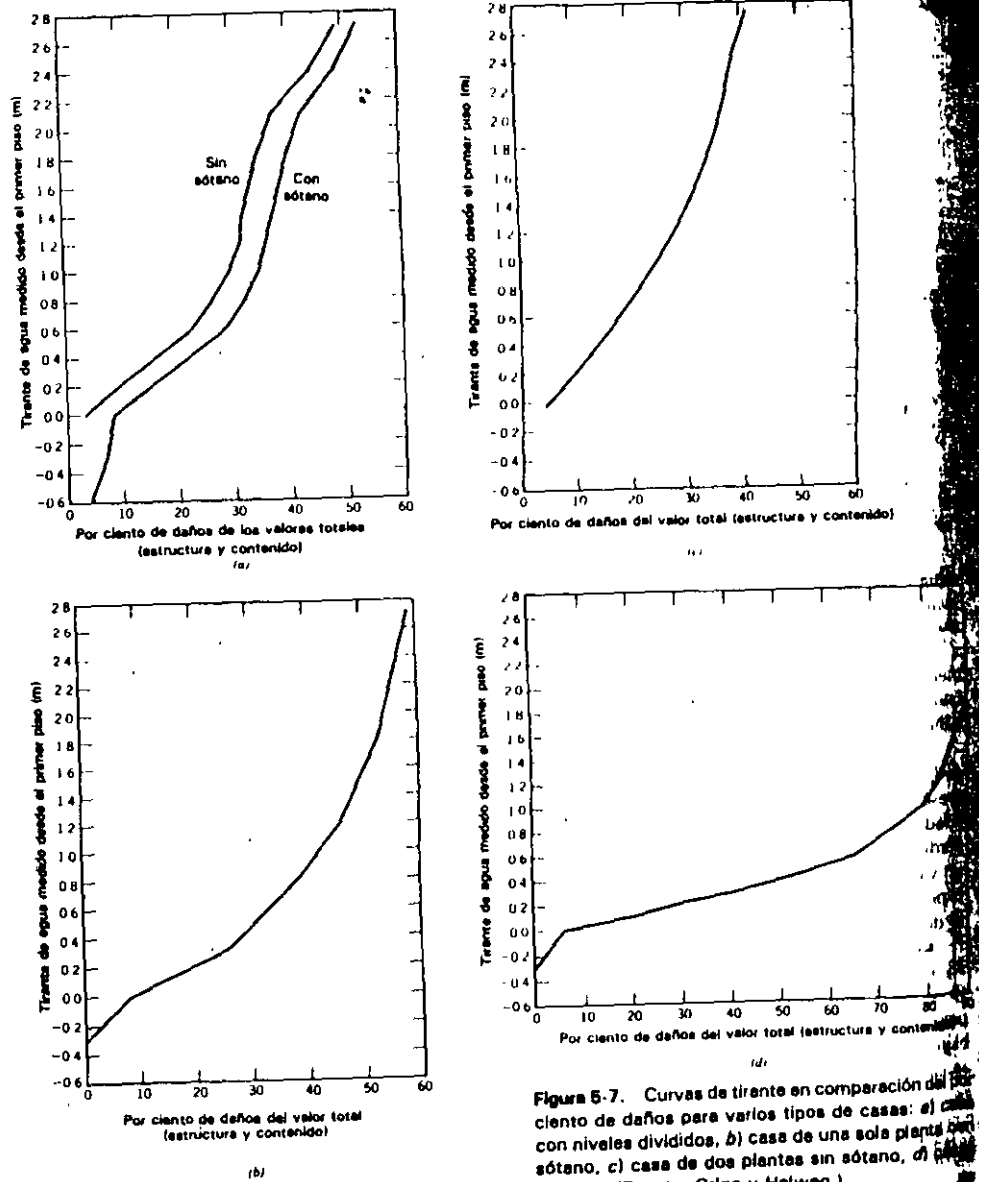


Figura 5-7. Curvas de tirante en comparación del por ciento de daños para varios tipos de casas: a) con niveles divididos, b) casa de una sola planta con sótano, c) casa de dos plantas sin sótano, d) con sótano. (Fuente: Grigg y Helweg.)

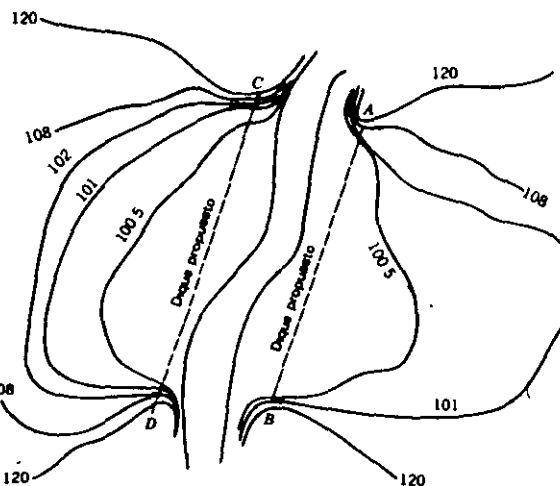


Figura 5-8. Mapa del estudio topográfico de la llanura de inundación de Lazy Acres Estates (las elevaciones son en metros sobre el nivel del mar).

agua (véase el ejemplo 5-7).²² La curva de gastos suministra la relación funcional entre el gasto del río y el nivel (tirante de agua).

Etapas 3: Combinar las curvas de las dos primeras etapas en una curva de daños contra gastos. Esto es la relación funcional entre los dólares del daño y el tirante del agua de inundación.

Etapas 4: Efectuar el análisis de frecuencia de las avenidas (véase el ejemplo 6-2), el cual expresa la relación entre el gasto del río y su probabilidad o frecuencia de exceso. Como se busca la pérdida promedio anual por inundación, se trata de un valor esperado el cual, no se debe olvidar, es la probabilidad del evento, multiplicada por el costo del mismo.

Etapas 5: Combinar las curvas de las etapas 3 y 4 (o sea, la curva de gasto contra daños y la curva de gasto contra frecuencia). Esta curva final representa la curva de daños contra frecuencia. El área bajo esta curva representa la pérdida promedio anual por inundación (PPAI), en donde

$$PPAI = \sum \Delta(f_i)D_i \quad (5-12)$$

$\Delta(f_i)$ es el intervalo de probabilidad de la inundación de orden i , y D_i es el daño causado por la inundación de orden i .

EJEMPLO 5-7:
Cálculo de la pérdida promedio anual por inundación (PPAI)

Se desea calcular la PPAI de Lazy Acres Estates, cerca de Fort Collins, Col., a lo largo de Cache le Poudre Creek. Este fraccionamiento fue construido a lo largo de un amplio trecho del cañón (véase la figura 5-8). Suponer que cuando el río (el nivel del agua) alcanza los 100 m, habrá inundación. Se han recolectado en la tabla 5-14 los datos de la curva de tirante-daño. Suponer que el contenido de las viviendas representa un 30 por ciento del valor de las mismas.

El registro de 30 años de una estación de aforo cerca de Lazy Acres muestra un gasto promedio de 90.56 m³/s sin asimetría y una desviación estándar de 0.516 (para la distribución Log Pearson III). Puede desprejarse la diferencia entre las elevacio-

²² U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, HEC-2, Water Surface Profiles, en el HEC User's Manual, op cit.

Tabla 5-14. Datos sobre las viviendas en las llanuras de inundación

No.	Tipo	Valor*	Elevación del primer piso (m)
2	De una planta (sin sótano)	\$24,600	100.20
4	De una planta (sin sótano)	24,600	100.40
4	De nivel dividido (sin sótano)	29,200	102.00
4	De nivel dividido (sin sótano)	29,200	101.20
12	Casas móviles	11,500	100.00
8	Casas móviles	11,500	100.40
4	De dos plantas (sin sótano)	32,300	100.40
8	De dos plantas (sin sótano)	32,300	100.60

* Sólo el valor de la estructura, tomado de las ventas de bienes inmuebles.

nes aguas arriba y aguas abajo de la superficie del agua.

La curva de gastos para la estación de aforo se muestra en la tabla 5-15.

SOLUCIÓN

Hallar, en primer lugar, la curva de tirante-daño. Al hacer el cálculo del valor de las casas, sumado su contenido, se obtienen los valores enumerados en la tabla 5-16.

Se puede ahora calcular el daño total para cada tirante de inundación y construir la curva de tirante-daño (figura 5-9).

La tabla 5-15, la curva de gastos, constituye la segunda etapa. En la tercera etapa, se combina la tabla 5-17 con la figura 5-9, la curva de tirante-daño, para obtener la curva de gasto contra daños (figura 5-10).

Tabla 5-15. Curva de gastos del arroyo Cache Le Poudre

Elevación de la superficie del agua (m)	Gasto (m ³ /s)
99.0	90
99.5	100
100.0	120
100.5	200
101.0	340
101.5	640
102.0	1070
102.5	1590

Tabla 5-16. Valor de las casas y su mobiliario

Tipo	Valor total
De una planta	\$31,980
De nivel dividido	\$37,960
Casa móvil	\$14,950
De dos plantas	\$41,990

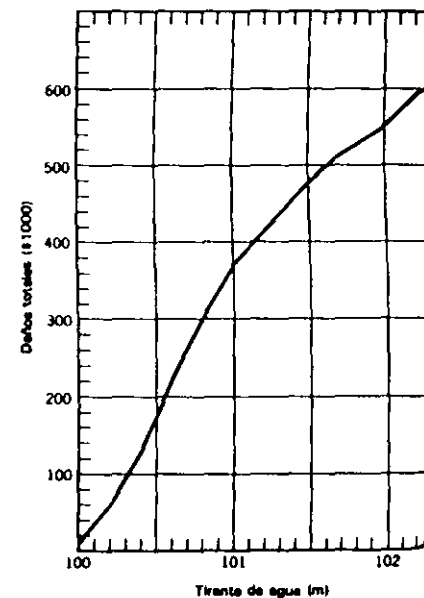


Figura 5-9. Curva de tirante-daño.

Tabla 5-17. Cálculos de tirante-daño (daños en \$1,000)

Elevación del agua	12 casas móviles de \$1,000 c/u a 100.0 m		2 casas de una sola planta a 100.20 m		8 casas móviles a 100.4 m		4 casas de una sola planta a 100.4		4 casas de dos plantas a 100.4 m		8 casas de dos plantas a 100.6 m		4 casas de nivel dividido a 101.2 m		4 casas de nivel dividido a 102.0 m		Suma de los daños
	Por caso de daños	Total de daños	Por caso de daños	Total de daños	Por caso de daños	Total de daños	Por caso de daños	Total de daños	Por caso de daños	Total de daños	Por caso de daños	Total de daños	Por caso de daños	Total de daños	Por caso de daños	Total de daños	
100	6	10.8															10.8
100.2	27	48.4	7.5														62.8
100.4	53	95.1	18	4.5	6	7.2	7	9.0	5	8.4	5	18.8				131.2	
100.6	66	118.4	28	17.9	27	32.3	18	23.0	8	13.4	5	26.9				221.8	
100.8	75	134.6	35	22.4	53	63.4	28	35.8	13	21.8	8	28.9				304.9	
101.0	82	147.1	39	24.9	66	78.9	35	44.8	18	30.2	13	43.7				368.6	
101.2	85	152.5	42	26.9	75	88.7	39	48.9	21	35.3	18	60.5	3	4.8		419.4	
101.4	86	154.3	46	28.8	82	98.1	42	53.7	24	40.3	21	70.5	8	13.7		469.4	
101.6	88	159.7	47	30.1	85	101.7	45	57.6	27	43.3	24	80.6	15	22.8		496.0	
101.8	88	159.7	49	31.3	86	102.9	47	60.1	29	46.7	27	80.7	21	31.8		525.3	
102.0	90	161.5	52	33.3	89	106.2	49	62.7	32	53.7	29	97.4	28	38.5	3	4.6	557.8
102.2	90	161.5	53	33.9	89	108.4	52	68.5	34	57.1	32	107.5	30	45.8	9	13.7	582.2
102.4	90	161.5	54	34.5	90	109.6	53	71.6	35	58.8	34	114.2	32	48.8	15	22.8	615.8
102.6	90	161.5	56	35.8	90	107.8	54	69.1	36	60.5	35	117.8	34	51.8	21	31.9	635.6
102.8	90	161.5	58	37.1	90	107.6	56	71.6	37	62.1	35	120.9	36	53.1	28	39.5	653.4
103.0	90	161.5	58	37.1	90	107.6	58	74.2	40	67.2	37	124.3	37	56.2	30	45.6	673.7
103.2	90	161.5	58	37.1	90	107.6	58	74.2	40	67.2	37	124.3	37	56.2	32	48.6	676.7

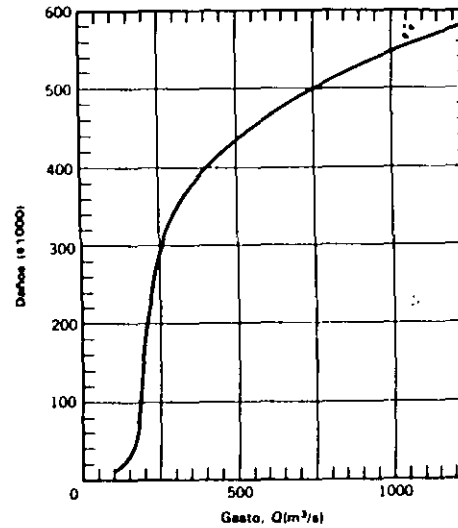


Figura 5-10. Curva de gastos-daños

Ya ha sido completada la cuarta etapa (el análisis de frecuencia de las avenidas) y los resultados se dan en la tabla 5-18. El ejemplo 6-12 ilustra esta etapa, la cual utiliza la distribución Log Pearson III. La fórmula es

$$\log Q = \bar{X} + KS \quad (5-13)$$

Tabla 5-18. Relación entre la frecuencia y el gasto

Frecuencia de exceso	Gasto (m³)
0.01	1436
0.02	1040
0.04	725
0.10	415
0.20	246
0.50	91
0.80	33
0.90	20
0.96	12
0.98	8
0.99	6

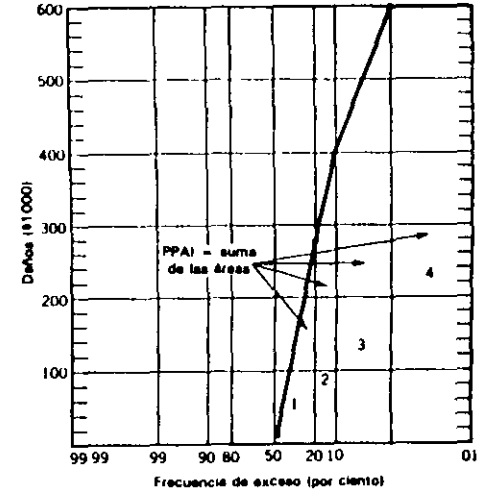


Figura 5-11. Curva de frecuencia-daño (el área bajo la curva equivale a la PPAI)

en donde \bar{X} es la media de los logaritmos de los gastos Q ; K (una función de la frecuencia de exceso y de la asimetría) se toma de la tabla 6-3 y S es la desviación estándar de los logaritmos. Luego, al hallar los gastos Q , para diversas frecuencias de exceso, se puede construir la tabla 5-18. Por ejemplo, el gasto correspondiente a la frecuencia de exceso 0.01 es

$$\log Q = 1.957 + (2.326)(0.516) = 3.157$$

$$Q_{0.01} = 1436 \text{ m}^3$$

Para la quinta etapa, se combinan la figura 5-10 con la tabla 5-18; para construir la curva de daños contra frecuencia (figura 5-11). Es posible calcular el área por el método trapezoidal de integración, sumando las áreas parciales (esto es, las áreas 1, 2, 3 y 4) entre las líneas de frecuencia. Por ejemplo, el área 1 es el área del trapecoide

$$\frac{10.8 + 280}{2} (0.3) = 43.6$$

el área 2 es

$$\frac{280 + 405}{2} (0.1) = 34.2$$

el área 3 es

$$\frac{409 + 604}{2} (0.09) = 45.4$$

y el área 4 es

$$(604)(0.01) = 6.0$$

Luego, el área total es

$$43.6 + 34.2 + 45.4 + 6 = 129.2$$

Por tanto, la PPAI es igual a \$129,200.

Para calcular los beneficios de un proyecto de control de avenidas se tendría que calcular la PPAI con el proyecto, y restarla de la PPAI sin el proyecto. Como se verá en la sección 7-5, por ejemplo, si se fuera a construir un dique para proteger a Lazy Acres contra todas las inundaciones menores que la fre-

Tabla 5-18. Costos de producción de un huerto de cítricos en el condado de San Diego

I. Costos fijos/hectáreas		
Operación		
Mano de obra para la irrigación*	\$135	
Control de insectos nocivos y enfermedades	110	
Fertilización	105	
Control de las malas yerbas	140	
Poda y eliminación de la maleza	60	
Protección de los bosques	138	
Misceláneos (reemplazo del núcleo de árboles, etc.)	50	
		\$903
Gastos generales en efectivo		
Impuestos	\$300	
Mantenimiento y reparación	88	
Gastos generales (oficina, etc.)	100	
Administración	150	
		\$638
Gastos generales de la inversión		
Depreciación	\$670	
Intereses sobre la inversión	1098	
		\$1768
II. Costos variables		\$3309/ha.
III. Beneficios		
Mano de obra para la cosecha	\$11.60/ton.mét.	
Ingresos por la venta de la cosecha	\$89/ton. mét.	

*Se supone que es fijo, a pesar de que en realidad varía ligeramente con la cantidad de agua de irrigación aplicada (Q)
 FUENTE: Adaptado de San Diego County Farm Advisor's Office Communication, 1974.

cuencia de exceso de 10 por ciento, los beneficios serían de

$$\$129,200 - \$51,400 = \$77,800$$

o sea, el área total bajo la curva menos el área a la derecha de la línea de 10 por ciento de frecuencia de exceso —o sea, las áreas 3 y 4 de la figura 5-11.

Para ilustrar la estimación de los beneficios mediante el cambio en los ingresos netos de un bien de mercado imperfecto, se deducirá una curva de demanda (véase la figura 5-5). La curva deducida de demanda (la que se utiliza cuando no se puede obtener directamente la curva de demanda) grafica los valores de un recurso contra la cantidad demandada, pero calcula los valores en forma indirecta.

EJEMPLO 5-8:
Calcular la deducción de una curva de demanda²³

Se desea hallar la curva deducida de demanda para agua de irrigación en un área destinada al cultivo de frutales, a fin de completar el análisis económico del proyecto. Suponiendo que las funciones producción son similares para las cosechas (frutales) cultivadas en el área, se procederá como sigue:

1. Hallar la función producción.
2. Determinar todos los costos en que incurre el granjero, con la excepción del agua.
3. Suponer un precio para el agua.
4. Calcular la demanda, suponiendo que los granjeros maximizan sus beneficios netos, y graficar el punto.
5. Aumentar el precio del agua y repetir la etapa 4, hasta alcanzar el precio más elevado del agua.
6. Trazar la curva de demanda, conectando los puntos generados en la etapa 4.

²³ O. J. Helweg y D. Alvarez, *Economic Impact of Water Quality in River Basin Management*, California Water Resources Center Contribution 168. Marzo 1978.

Por lo común, la función producción de un cultivo puede aproximarse por medio de una ecuación cuadrática tal como

$$Y = A + BQ + CQ^2 \quad (5-14)$$

En donde Y es el rendimiento del cultivo, Q es la cantidad de agua aplicada y A, B y C son parámetros que se hallan mediante el ajuste de la curva por el método de los mínimos cuadrados, como el programa POLYREG de computadora, el apéndice B.

En el servicio de extensión agrícola para los cítricos en el área considerada, se obtiene el siguiente dato. El agua aplicada tiene una calidad promedio de STD de cerca de 600 mg/l. (Se puede suponer que no hay lluvias durante la estación de crecimiento.)

Agua aplicada (cm)	Producción (toneladas métricas/ha)
48.5	53.0
66.3	66.2
77.5	64.4
86.7	73.6
92.9	69.2

El mismo agente de extensión ha suministrado los costos promedio de los granjeros en dicha área, que se muestran en la tabla 5-19

SOLUCIÓN

A partir del programa de regresión polinómica del apéndice B, calcular la función producción (véase la figura 5-12), como

$$Y = -0.0383 + 1.4813Q - 0.0078Q^2$$

En la suposición de que el granjero desea maximizar la ganancia, y empezando con un precio del agua de \$1/m³, calcular la función ganancia como

$$\pi = PY - C_1Q - C_2Y - C_3 \quad (5-15)$$

en donde π es la ganancia, P es el precio por tonelada métrica de fruta (\$89/t), C₁ es el costo unita-

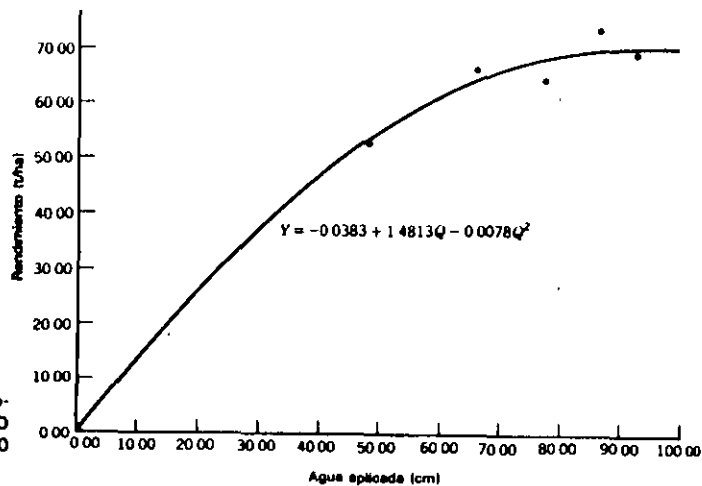


Figura 5-12. Función producción de los cítricos (STD del agua de irrigación, 800 mg/l).

rio del agua (\$/cm), C_2 es el costo de recolección de la cosecha por tonelada métrica (\$1.60/t), y C_3 es el costo fijo. Sustituir a continuación la ecuación 5-14 en la ecuación 5-15. Para hallar la máxima ganancia, diferenciar con respecto a Q e igualar a cero el resultado.

$$\frac{d\pi}{dQ} = P(B + 2CQ) - C_1 - C_2(B + 2CQ) = 0 \quad (5-16a)$$

Se despeja Q y se obtiene

$$Q = \frac{C_1 - PB + C_2B}{2C(P - C_2)} \quad (5-16b)$$

Precio del agua, C_1 (\$/cm)	Demanda de agua, Q (cm/ha)
1	84.2
2	83.6
3	82.7
4	82.0
6	81.3
8	80.6

Finalmente, calcular los valores de Q para diferentes precios.

La figura 5-13 muestra qué inelástica es la demanda del agua (o sea, un cambio grande en el

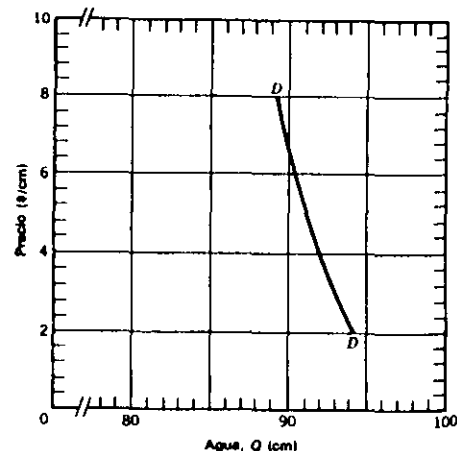


Figura 5-13. Curva de demanda del agua de irrigación.

precio, causa sólo una pequeña disminución en la demanda). El área bajo esta curva, de un aumento en el volumen del agua, se aproxima al beneficio del agua (o sea, el valor de la misma).

Los beneficios de bienes de mercado imperfecto, o que no son cuantificables directamente, se pueden aproximar por medio del método del costo alternativo, o por el costo de la alternativa siguiente menos costosa. Ya se deberá haber tomado la decisión para seguir adelante; de otro modo, el uso del costo alternativo para justificar un proyecto puede producir resultados absurdos (por ejemplo, podría utilizarse el costo de un túnel trasatlántico para justificar la construcción de un puente entre los Estados Unidos y Europa). Es común que los beneficios del suministro de agua y de la energía hidroeléctrica se aproximen por el método del costo alternativo.²⁴

Por ejemplo, el costo del agua para uso municipal e industrial refleja sólo el costo de entrega y no el beneficio verdadero en el mercado (o sea, la verdadera disposición de pagar del usuario). El costo de la mejor alternativa siguiente (de menor costo) y que entrega la misma cantidad y calidad del agua que en el plan de abastecimiento de agua que se evalúa se convierte en el beneficio del plan en el cálculo económico.

EJEMPLO 5-9:
Cálculo de los beneficios a partir de los costos alternativos

Se ha seleccionado un sistema de pozos para suministrar el agua necesaria para uso municipal e industrial en la ciudad de Waterlivet. La siguiente mejor alternativa es un sistema de agua superficial que cuesta \$120,000 (descontado). Si el valor presente de los costos del sistema de pozos es de \$100,000, ¿cuáles serán los beneficios netos?

SOLUCIÓN

Tomando el costo alternativo del sistema de agua superficial, como el beneficio del sistema de pozos,

se calculan los beneficios netos del sistema de pozos como iguales a \$120,000 - \$100,000, o sea, \$20,000

Los beneficios de esparcimiento se pueden aproximar de diversas maneras; por ejemplo, por medio de los costos del pasaje hasta un sitio de recreo o por el aumento del valor del terreno que rodea al sitio. James y Lee presentan un ejemplo detallado.²⁵ Los beneficios derivados de las bellezas escénicas y otros bienes no cuantificables han sido aproximados mediante encuestas de opinión, pero en la mayoría de los casos, sólo se describen y no se cuantifican.

3) Tasas de descuento: La tasa de descuento—un término más general que “tasa de interés”, “renta” o “tasa sobre el dinero prestado”—puede reflejar riesgo, incertidumbre y cada una de todas las otras medidas subjetivas. Por lo que toca a los proyectos federales, la tasa de descuento se fijó en 6 7/8 por ciento en 1974. Según la publicación *Principles and Standards* del WRC, la tasa de descuento deberá ser equivalente al costo en que incurre el gobierno al pedir dinero prestado. A este respecto WRC debe consultar al Secretario del Tesoro, el 1° de julio de cada año; si en ese momento el costo promedio de los préstamos tomados por el gobierno difiere en un 0.25 por ciento del costo promedio de los préstamos tomados el año anterior, la tasa oficial de descuento se cambia en un 0.5 por ciento en la misma dirección.

Algunos economistas consideran que esta tasa de descuento es demasiado baja, porque no tiene en cuenta los subsidios ocultos del gobierno en los préstamos federales. Por ejemplo, Newnan declara que “la tasa de interés debería ser el mayor de los costos siguientes: el costo del dinero tomado a préstamo (más el subsidio en bonos libres de impuestos), el costo de oportunidad del gobierno y el costo de oportunidad de los contribuyentes.”²⁶ Para otros países, el planificador tendrá que determinar

²⁵ James y Lee, *Economics of Water Resources Planning*, op. cit., capítulo 16.

²⁶ D.G. Newnan, *Engineering Economic Analysis* (San José: Engineering Press, 1976). Véase también a R.L. Perkman y W.K. Viscusi, op. cit., págs. 244-245.

²⁴ U.S. Water Resources Council *Manual*, op. cit., pág. III-A 2.

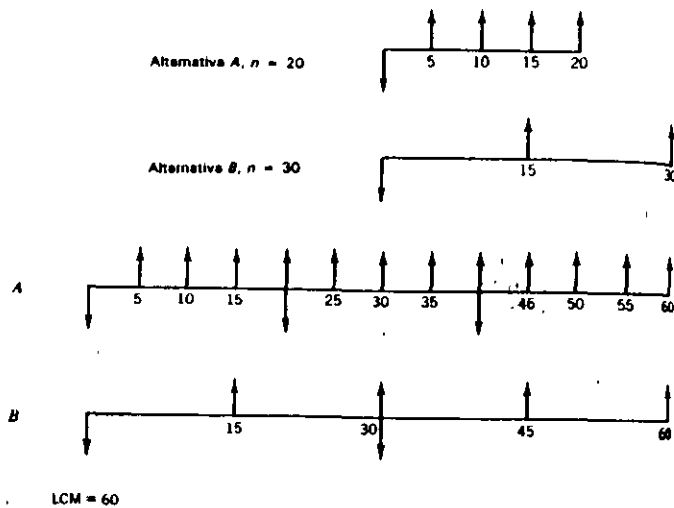


Figura 5-14. Uso del mínimo común múltiplo B (MCM) de las vidas económicas según el método de evaluación del valor presente.

cuál es la política del gobierno. Si no hay lineamientos, pueden seguirse las normas de Newnan.

4) **La vida económica:** Normalmente, el período de análisis n representa la vida económica del proyecto. La frase "vida económica" se refiere al tiempo que pasa antes de que la continuación del proyecto sea antieconómica. Varios factores pueden afectar a este período: la velocidad de obsolescencia, el azolado de un embalse, el desgaste del equipo y otros factores más.

Si dos alternativas tienen vidas económicas diferentes, debe elegirse un período de tiempo igual al mínimo común múltiplo (MCM) de las vidas económicas y repetirse los proyectos hasta alcanzar dicho múltiplo. Este procedimiento supone que la misma sustitución tendrá lugar al mismo costo. Puede no ser necesario convertir las vidas económicas al MCM, si se utilizan las comparaciones de costos anuales, o los métodos de análisis de las tasas de rendimiento (véanse el capítulo 8 y el apéndice A).

En cuanto al análisis del valor presente, si una alternativa tiene una vida económica de 20 años y otra una vida económica de 30 años el MCM sería de 60 años. Como se ilustra en la figura 5-14,

el primer proyecto se repetiría tres veces y el segundo, dos veces, a fin de construir los diagramas de flujo de efectivo y realizar el análisis.

La figura 5-15 muestra la sensibilidad con respecto a n del valor presente de una serie uniforme para varias tasas de interés. Se notará que mientras más alta sea la tasa de interés, menos sensitivo será el valor presente con respecto a n . Este fenómeno resulta de la naturaleza exponencial de la fórmula de descuento (véase el apéndice A). Aun a un 6 por ciento, la diferencia entre el valor presente a 50 años y el valor a 100 años, es despreciable; por consiguiente, para la mayor parte de los proyectos de obras públicas, la vida económica exacta no constituye un factor crítico.

Dónde hallar los datos: De los tres métodos principales para localizar los datos de costos; el más exacto consiste en consultar las revistas del ramo y los índices de los compradores para obtener los nombres y direcciones de los fabricantes y luego solicitar por teléfono o por escrito cotizaciones específicas de costos. Se cuenta con revistas especializadas en cada disciplina de la ingeniería, tales como *Chemical Engineering* y *Flood Product De-*

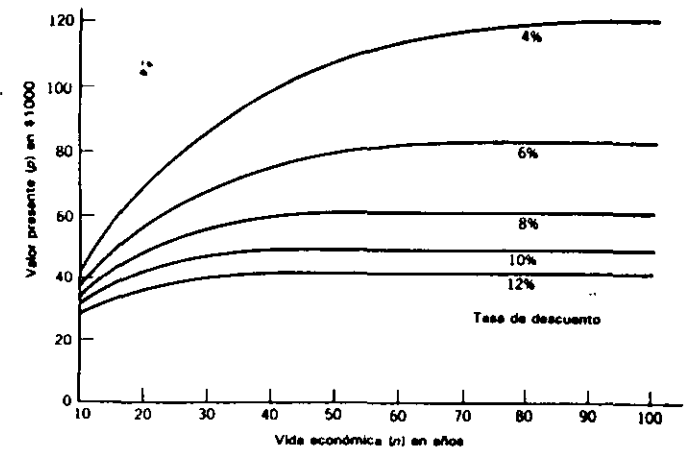


Figura 5-15. El valor presente de \$ 5,000 en beneficios anuales contra la vida económica con diversas tasas de descuento.

velopment, además de numerosas guías de compradores y directorios del ramo. Se deberá usar este método para planes de ejecución y para obtener especificaciones de concurso.²⁷

Se puede asimismo consultar las publicaciones que presentan los datos de costos sobre una base semanal actualizada. Por ejemplo, el *Engineering News Record*, publicado por McGraw-Hill registra las fluctuaciones semanales, tanto en los costos de construcción como en los precios de los materiales.²⁸ Otras referencias suministran lineamientos

para estimar costos que son más adecuados para los planes de evaluación general, (véase la tabla 5-20).²⁹

Estos costos deberán ser ajustados con la inflación (véase la sección 5-4).

La tercera fuente de datos de costos es la menos confiable, pero la más aplicable a los estudios de apoyo o de evaluación general, para los cuales resulta suficiente una primera estimación. La mayor parte de las compañías que se ocupan de la planea-

²⁷ Publicaciones representativas. *Thomas Register of American Manufactures and First Hands in All Lines* (Nueva York, Thomas Publishing Co.) una guía anual de compradores en varios volúmenes, para muchos productos diferentes, *Rubber Red Book* (Nueva York: Palmerton Publishing Co.) una lista anual de fabricantes, proveedores, marcas de fábrica y nombres comerciales, organizaciones técnicas y comerciales y consultores, así como una sección de "quién es quién"; y Margaret Frisk, *Encyclopedia of Associations*, 3 vols. (*National Organizations of the U.S. Geographic-Executive Index, and New Associations*), 9a ed (Detroit: Gale Research Co., 1975), la cual suministra una lista de las asociaciones, sus direcciones, números telefónicos, publicaciones de la asociación, asociaciones desaparecidas y los cambios de nombre.

²⁸ *Engineering News-Record*, McGraw-Hill's Construction Weekly, McGraw-Hill Building, 1221 Avenue of the Americas, Nueva York, NY 10020.

²⁹ Otras referencias incluyen Max, Peter y Klaus Timmerhaus, *Plant Design and Economics for Chemical Engineers* (Nueva York: McGraw-Hill, 1968); *Sewage Treatment Plant and Sewer Construction Cost Indexes*, Programs Assessment Branch, Municipal Waste Water Systems Division, Office of Water Programs Operation, U.S. Environmental Agency; R. Smith *Electrical Power Consumption for Municipal Wastewater Treatment*, National Environmental Protection Agency, Environmental Protection Technology Series EPA-R2-73-281 (Washington, D.C.: U.S. Government Printing Office, Julio, 1973); W. L. Paterson y R.F. Banker, *Estimating Costs and Manpower Requirements for Conventional Wastewater Treatment Facilities*, preparado para la dependencia Office of Research and Monitoring, Environmental Protection Agency, Water Pollution Control Research Series 17090 DAN10/71 (Washington, D.C.: U.S. Government Printing Office, Oct, 1971), y Robert S. Godfrey, *Building Construction Control Data*, 1976, 34a ed (Duxbury, Mass.: Robert Snow Means Co., publicado anualmente).

Tabla 5-20. Costo de la construcción con lámina metálica

Construcción con lámina metálica, incluyendo gastos fijos y precios	Personal	Producción diaria	Unidad	Materiales	Instalación	Total
Sellado de juntas, material inoxidable cubierto de cobre, continuo 0 018 pulg., menos de 500 lb	1 operario para el trabajo con lámina metálica	110	S.F.	0.95	1.05	2.00
Más de 2000 lbs		145	S.F.	0.85	0.80	1.65
Tela, algodón saturado con asfalto, grado de especificación	1 techador	40	S.Y.	0.40	2.50	2.90
Grado de servicio corriente			S.Y.	0.20	2.50	2.70
Tela de malla abierta saturada, de 40 oz.			S.Y.	0.60	2.50	3.10
Tela de malla cerrada, saturada, de 17 oz.			S.Y.	0.65	2.50	3.15
Fibra de vidrio, recubierta de resina			S.Y.	0.25	2.50	2.75
Recubierta de asfalto, 40 oz			S.Y.	0.65	2.50	3.15

FUENTE: Godfrey, 1976 (Las abreviaturas se explican en la referencia).

ción y construcción han ideado curvas que grafican el costo de cada artículo con respecto a su tamaño, o algún otro parámetro. Algunas de estas curvas de estimación son producidas por el *Bureau of Reclamation (BUREC)*, y el *Corps of Engineers (COE)* (véanse las figuras 5-16 y 5-17).

Clasificación

La mayor parte de las firmas de ingeniería, especialmente aquellas que preparan especificaciones y realizan trabajos de diseño, obtienen catálogos de equipos y precios de diversos proveedores. Los datos económicos específicos de un proyecto pueden clasificarse por estructuras o por segmentos del proyecto. De otro modo se pueden archivar como materiales, tipo de construcción (por ejemplo, movimientos de tierra) o algún otro factor.

Evaluación

La evaluación de los datos económicos es causa de muchos desacuerdos entre los públicos, los planificadores y los clientes. Muy a menudo el análisis económico realizado por los proponentes de un plan produce beneficios netos positivos, mientras que el realizado por los oponentes presenta beneficios netos negativos. Para evaluar los datos económicos, se requiere examinar tanto la técnica de análisis económico como los datos económicos a fin de identificar exactamente dónde se hallarían las diferencias. Sólo cuando se hayan identificado las diferencias, podrán los proponentes y oponentes discutir el tema y llegar a un acuerdo.

Procesamiento

Los diagramas de flujo de efectivo, junto con curvas de estimación y fórmulas, se utilizan a menudo

EJEMPLO 5-10:
Estimación de los costos de un sistema de abastecimiento de agua

Se desea estimar, para un plan de ejecución, el costo del capital y los costos de operación y mantenimiento de un sistema de abastecimiento de agua, con los siguientes parámetros de diseño:

- La longitud L de la tubería es de 2,000 m.
- La carga estática H_s es de 34 m.
- La capacidad Q del sistema es de $1.4 \text{ m}^3/\text{s}$.
- El volumen de agua requerido es de $61,000 \text{ m}^3/\text{día}$.
- El ancho de la servidumbre es de 1.5 m.
- El costo del terreno es de \$50,000/a (o sea, \$124,000/ha) y la velocidad en las tuberías no debe exceder de 1.8 m/s.

El coeficiente n de rugosidad de Manning para una tubería de concreto es de 0.013. Suponer una eficiencia de un 70 por ciento en la planta de bombeo, una tasa de descuento de un 12 por ciento y una vida económica de 30 años. Los otros valores se pueden hallar en las figuras.

SOLUCIÓN

Etapas: Hallar el costo de capital utilizando la ecuación 5-17. La ecuación de continuidad ($Q = AV$) suministra un diámetro de la tubería de 0.995 m y un área de 0.778 m^2 . El costo de la tubería instalada es de

$$C_1 = (5.11)(2000)(0.995^{1.29}) = \$10,150$$

El costo C_2 del sistema de bombeo, es una función de los KW requeridos (véase la figura 5-20), lo cual es, a su vez, una función de la carga total H y del gasto Q . La carga total consta de la carga estática H_s y de la carga de fricción H_f

$$H = H_s + H_f$$

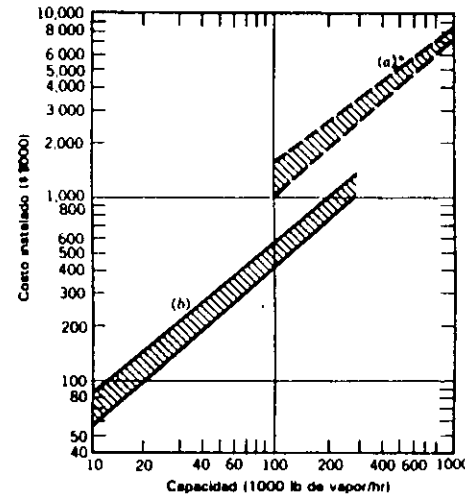
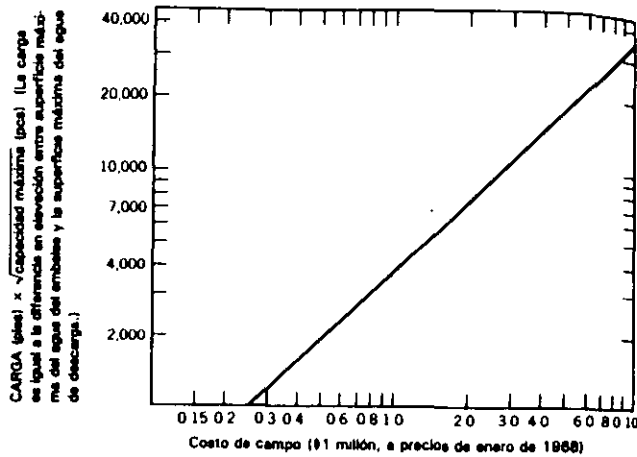


Figura 5-18. Estimación del costo del capital fijo, costo instalado de los generadores de vapor, U.S. Gulf Coast, 1989. a) Variación de los costos con una presión manométrica de 850 lb/pulg², 900 °F b) Variación del costo con una presión manométrica de 150 y 205 lb/pulg², saturados, empacados y semilevantes, al aire libre. (Fuente: Perry y Chilton.)

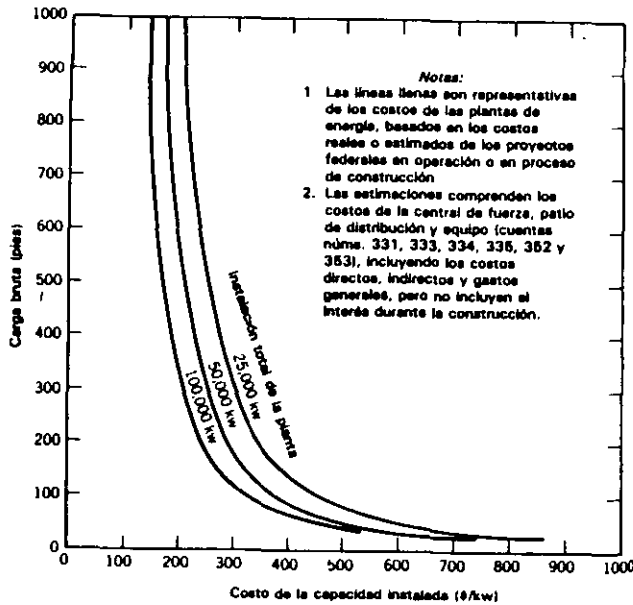
en el procesamiento de los datos económicos. La figura 5-18, muestra un procedimiento para estimar el costo de capital de un sistema de abastecimiento de agua y la figura 5-19, muestra un procedimiento para estimar los costos de operación y de mantenimiento del sistema. El costo de capital está constituido por tres partes: el costo de la tubería instalada, el costo del sistema de bombeo y el costo por servidumbre. El costo de la tubería instalada se puede estimar por la ecuación

$$C_1 = 5.11LD^{1.29} \quad (5-17)$$

en donde L es la longitud de la tubería, y D es el diámetro expresado en metros (véase la figura 5-18). El costo del sistema de bombeo se puede estimar de la figura 5-20.

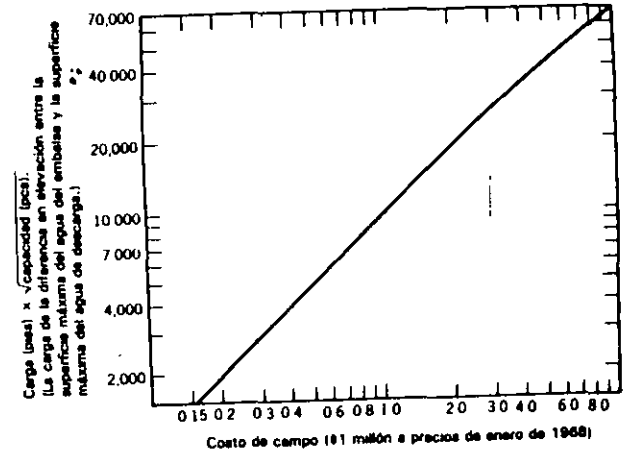


(a)

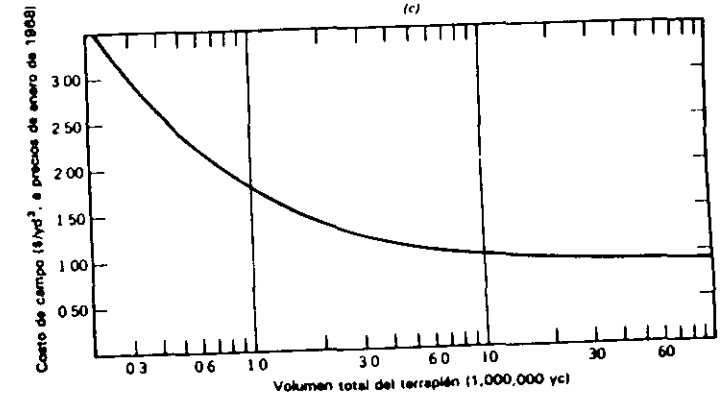


(b)

Figura 5-17. a) Costo de campo de los trabajos para la descarga de una presa de tierra. (Tomado del U.S. Bureau of Reclamation.) b) Costos de instalación de la planta de fuerza en los grandes proyectos hidroeléctricos. (Fuente: Federal Energy Regulatory Commission, Hydroelectric Power Evaluation.)



(c)



(d)

Figura 5-17. (Continuación) c) Gráfica de estimación del costo del vertedor (Fuente: U.S. Bureau of Reclamation) d) Gráfica de estimación del costo de una presa de tierra. (Fuente: U.S. Bureau of Reclamation.)

El valor de H_f , calculado por la ecuación de Chézy-Manning, es de

$$H_f = \frac{V^2 n^2 L}{R^{4/3}}$$

en donde R es el radio hidráulico

$$R = \frac{A}{P} = \frac{0.778}{3.126} = 0.249$$

Luego

$$H_f = \frac{(1.8)^2 (0.013)^2 (2000)}{(0.249)^{4/3}} = 6.99 \text{ m}$$

$$H = 34 + 6.99 = 41.0 \text{ m}$$

$$KW = \frac{QH\gamma}{e}$$

$$C_2 = (\$850/KW)(803 \text{ KW}) = \$682,550$$

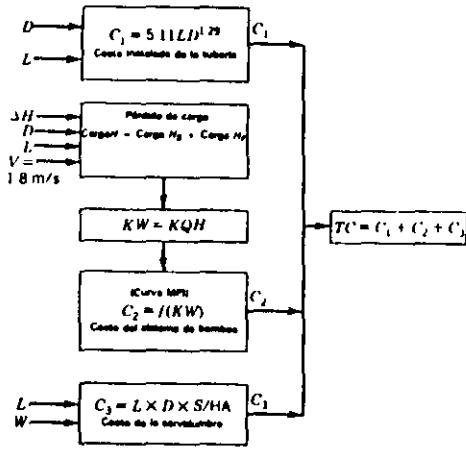
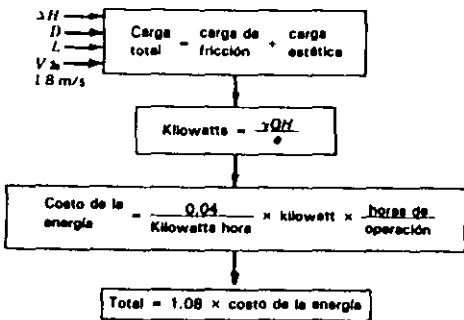


Figura 5-18. Estimación del costo del capital de un sistema de abastecimiento de agua (sistema a presión).



Q - gasto en m^3/s
 H - carga total (= carga de fricción, H_f + carga estática, H_s)
 e - eficiencia
 γ - peso específico del agua, 9.79 lb/m^3 @ 20 °C

Figura 5-19. Estimación del costo de operación y mantenimiento de un sistema de abastecimiento de agua (sistema a presión).

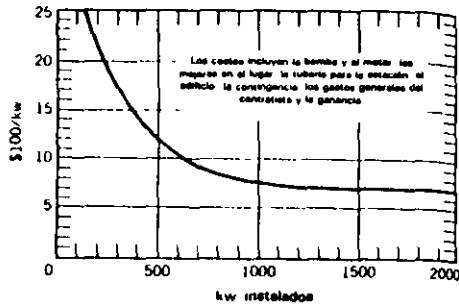


Figura 5-20. Costo del capital de un sistema de bombeo. (Fuente: Melcom Pirnie, Inc., ENR, dic. 1977)

Finalmente, el costo por servidumbre C_3 , se puede calcular como

$$C_3 = \frac{(2000)(1.5)(124,000)}{10,000} = \$37,200$$

Luego, el costo total de capital resulta ser

$$TC = \$10,150 + \$682,550 + \$37,200 = \$730,000$$

Para anualizar el costo de capital, se multiplica el costo total por el factor de recuperación del capital,

$$\left[\frac{A}{P}, 12\%, 30 \right] = 0.124$$

Por tanto, el costo anualizado de capital = $(730,000)(0.124) = 91,000$

En la tabla A-2 se resumen las diversas fórmulas de descuento, y las tablas A-3a hasta la A-3f, inclusive, proporcionan una selección de factores de descuento para las diversas tasas de interés y los periodos de análisis.

Etapas 2: Hallar los costos de operación y mantenimiento (figura 5-19). De los cálculos del costo de capital se tiene que

$$Potencia = 803 \text{ KW}$$

Para hallar el número diario de horas de operación, se divide el volumen diario de agua requerida por la tasa de bombeo, en m^3/hr .

$$61,000 / (1.4)(3600) = 12.1 \text{ hr}$$

Hallar a continuación el costo diario de la energía.

$$Costo\ de\ la\ energía/día = (0.04)(803)(12.1) = \$389$$

Luego,

$$Costo\ diario\ de\ operación\ y\ mantenimiento = (1.08)(389) = \$420$$

$$El\ costo\ de\ operación\ y\ mantenimiento = (\$420)(365) = \$153,000$$

Etapas 3: Hallar el costo anual total.

$$CTA = \text{costo anualizado de capital} + \text{costo anual de operación y mantenimiento} = 91,000 + 153,000 = \$244,000$$

Análisis

En un tipo de análisis, los costos y beneficios se interpretan a la luz de la inflación. Por lo general, la inflación se desprecia en el análisis económico; no obstante, el planificador puede incluirla si cambia el resultado. Si hubiera un cambio diferencial en el precio, como sucede cuando el valor de la energía hidroeléctrica aumenta con mayor rapidez que la tasa de inflación, deberá corregirse el cambio en el precio.

Por ejemplo, el flujo de efectivo A en la figura 5-21 muestra los beneficios en términos de dólares, cuyo monto o valor verdaderos disminuyen con el tiempo. Esto equivale a un aumento en la tasa de descuento. Si se desea hallar el valor presente P de los dólares futuros, F , en el año n , la fórmula es

$$P = \frac{F}{(1+g)^n(1+r)^n} \quad (5-18)$$

en donde r es la tasa de descuento y g es la tasa de inflación. En el flujo B, en el cual los beneficios fu-

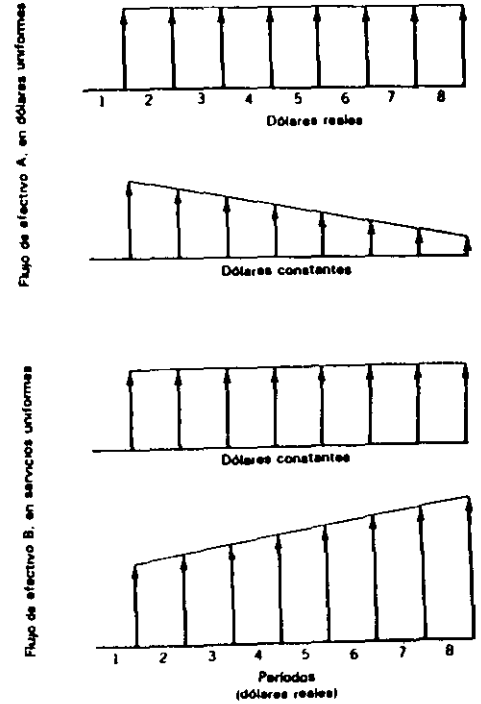


Figura 5-21. El efecto de la inflación sobre un flujo de efectivo con dólares uniformes y un flujo de efectivo con servicios uniformes

turos se expresan, no en términos de dólares, sino en términos de un servicio constante; los beneficios aumentan a una tasa uniforme —la cual disminuye la tasa de descuento. Cuando se quiere hallar el valor presente del beneficio en n años, se usa la fórmula

$$P = \frac{F(1+g)^n}{(1+r)^n} \quad (5-19)$$

Los datos económicos pueden, asimismo, analizarse a la luz de las tasas de descuento. La figura

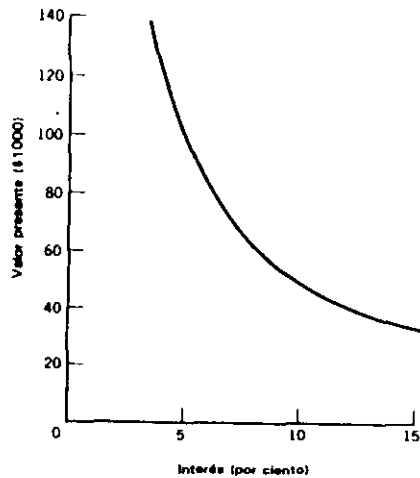


Figura 5-22. Valor presente de \$5,000 en beneficios anuales a diversas tasas de interés en un período de 100 años.

5-22 ilustra cómo el valor presente de una serie anual uniforme varía con los cambios en el interés aplicado. Mientras más elevada sea la tasa de interés, menos importantes serán los beneficios futuros. La comparación sería todavía más impresionante si se fuera a considerar el valor presente de un pago futuro, en lugar de sólo una serie de pagos anuales.

Debido al hecho de que los costos se materializan al inicio de un proyecto, las tasas elevadas de descuento favorecen a los proyectos o alternativas que tienen beneficios a corto plazo y desalientan proyectos a largo plazo cuyos beneficios se extienden en el tiempo. Las tasas elevadas de descuento penalizan los proyectos que benefician a las generaciones futuras—lo cual puede ser una de las razones por las que Hall y Dracup sugieren una tasa baja de interés de un 3 a un 4 por ciento para los proyectos de recursos hidráulicos.³⁰

³⁰ W. A. Hall y J. A. Dracup, *Water Resources Systems Engineering* (Nueva York: McGraw-Hill, 1970), págs. 20-21.

Son tres las dificultades inherentes a la selección de una tasa de descuento. En primer lugar, la tasa de descuento mide el valor en tiempo del dinero, de una persona o sociedad en particular; por consiguiente, cuando se selecciona una tasa de descuento para un proyecto a largo plazo, se imponen sesgos sobre las generaciones futuras. La segunda dificultad estriba en el problema de cuantificar beneficios y costos intangibles. Finalmente, es difícil pronosticar el efecto de la inflación sobre la tasa de descuento.

La tasa de descuento muestra a cuánto del consumo presente se está dispuesto a renunciar a fin de reservar algo para el futuro. Por ejemplo, ¿cuáles serán los beneficios anuales de tener secoyas en un parque nacional? Aun cuando se aumenten los beneficios anuales, el valor presente será menor de lo que la mayoría de la gente piensa, debido a que es descontado (véase la figura 5-22). Por el contrario, si se talará el árbol en este momento, se recibiría el valor total de la madera—no es necesario descuento alguno, puesto que el árbol ya tiene su valor presente. Por tanto, una comparación económica de estas dos alternativas podría demostrar que talar el árbol en este momento suministraría el beneficio neto más elevado, aun cuando se piense intuitivamente de otro modo.

EJEMPLO 5-11: El efecto del descuento sobre beneficios futuros

Calcular cuál sería la tasa de interés requerida para conservar un árbol que podría suministrar \$120,000 de madera en este momento y que se estima que tiene un valor anual para los turistas y los aficionados a las caminatas tan elevado como \$5,000/año (\$5 por admirarlo; 1000 personas por año).

SOLUCIÓN De la fórmula del apéndice A,

$$P = A/i$$

$$\$120,000 = \$5,000/i \quad (5-20)$$

$$i = 0.0416 \text{ o sea, alrededor de un 4 por ciento}$$

Se trata de una tasa de interés muy baja—que muestra que el análisis económico realizado puede no revelar en forma correcta las preferencias de la sociedad.

5-4 DATOS FINANCIEROS

Como ya se indicó anteriormente, el análisis financiero es muy diferente del análisis económico. Se trata de determinar mediante dicho análisis si se puede obtener, y de qué modo, el dinero necesario para realizar un proyecto; si los réditos generados por el proyecto estarán disponibles en el momento y en las cantidades adecuadas para que se pueda reembolsar el dinero tomado a préstamo y cómo deberán repartirse los costos del proyecto entre aquellos que se benefician del mismo. Por el contrario, mediante el análisis económico se determina si los beneficios del proyecto sobrepasan a los costos, sin tener en cuenta la factibilidad del proyecto.

Recolección

Datos que se deben recolectar: Los datos financieros necesitan satisfacer tres preguntas: 1) ¿Dónde podrá el cliente obtener el dinero para financiar el proyecto? 2) ¿Podrá el proyecto, el cliente o ambos reembolsar el dinero tomado a préstamo, y cuál será la mejor manera de hacerlo? 3) ¿Quiénes deberán pagar por el proyecto, y cómo se deberán dividir los costos entre dichos beneficiarios? Las respuestas a estas preguntas determinan si la alternativa es o no financieramente factible.

Dónde localizar los datos: Los planificadores cuya ayuda se solicita para preparar el financiamiento de un proyecto, deben hallar las fuentes apropiadas de financiamiento y determinar los procedimientos adecuados para obtener el dinero. La mayor parte de los proyectos hidráulicos en gran escala son parcialmente financiados por dependencias nacionales o internacionales. El Banco Mundial hace préstamos a los países en vías de desarrollo. Para muchos proyectos en los Estados Unidos, el gobierno federal paga una parte (a menudo una gran parte) de la construcción. Por ejemplo, el U S Geo-

logical Survey ha asumido un 50 por ciento de los costos de muchos estudios de agua subterránea. Asimismo, el U S Army Corps of Engineers ha pagado el 100 por ciento de los costos del control de avenidas y porcentajes menores de otros costos en muchos proyectos; aunque al presente trata de que los estados compartan los gastos. Se deberán establecer contactos con cada una de las dependencias para obtener información sobre la política presente.

Clasificación

Puede resultar provechoso formar un archivo de las fuentes disponibles de financiamiento y sus requerimientos. Es útil un archivo de requerimientos legales para el financiamiento y amortización de los bonos y las deudas permisibles de las ciudades, los estados y otras unidades gubernamentales.

Evaluación

Quizá el error más frecuente que cometen los planificadores sea el de subestimar los costos de un proyecto. Cuando los costos de capital se extienden durante varios años, se les debe aplicar una corrección correspondiente a la inflación, de manera que se puedan expresar en dólares corrientes (actuales en ese momento). Esta corrección se puede efectuar mediante el índice de precios.

Uno de dichos índices es el de costos de Marshall & Stevens (M & S), que relaciona los costos de las industrias de procesos, año por año, con una base de 100 en 1926 (véase la figura 5-23). Una vez determinado el costo de una pieza de equipo tomándolo de un libro de información del año 1970, por ejemplo, el planificador hallará a menudo que es necesario expresar el costo en dólares corrientes, o en los dólares de otros años.

EJEMPLO 5-12: Ajuste de los datos de costos

Estimar el costo en 1975 de una pieza de equipo que costaba \$7500 en diciembre de 1970, utilizando el índice de costos M & S. Suponer que los costos deseados son los correspondientes a diciembre de 1975.

SOLUCIÓN

El costo del proyecto, sin Wesley sería de \$30,000, de manera que el costo separable de Wesley sería de \$40,000 — \$30,000 = \$10,000. El costo separable de Jennings es de \$40,000 — \$20,000 = \$20,000. El costo no separable es de \$40,000 — \$10,000 — \$20,000, o sea \$10,000.

Los dos irrigadores del ejemplo 5-13 podrían dividir el costo no separable en proporción a la cantidad de agua que cada uno toma del pozo. Existen otros métodos de dividir los costos (ya sean no separables o totales) —por ejemplo, se le podría pedir a los usuarios prioritarios que pagaran una cantidad mayor. No obstante, el método más popular consiste en dividir el costo no separable en proporción a los beneficios que los usuarios reciben del proyecto. Este método de "costos separables-beneficios residuales" (CSBR) lo recomienda el *Green Book*. James y Lee clasifican en una tabla todas las combinaciones anteriores y las presentan en detalle.³¹

El método CSBR se modifica ligeramente por lo general si el agua (o cualquier otra cosa que conduzca el proyecto) se puede obtener con menor costo por algún otro método en cuyo caso se utiliza dicho costo alternativo en lugar del beneficio neto para dividir los costos no separables. Este procedimiento impide que un usuario abandone el proyecto, y los otros usuarios se benefician debido a que el usuario retenido comparte el costo.

La asignación de costos tiene una terminología especial. Un acuerdo para compartir los costos, entre un proyecto o sus usuarios y otra dependencia (generalmente el gobierno federal) estipula qué cuota pagará este último. La división de los costos puede ser independiente de la asignación de los costos. Un centro de costos es un grupo de usuarios que comparten el uso o los intereses institucionales. Por ejemplo, cada compañía o distrito de irrigación podría ser un centro de costos; o si no todos los irrigadores podrían agruparse en un centro de costos de irrigación. Un elemento de proyecto es una parte

física diferenciada de un proyecto tal como una planta de generación de energía, o un canal. Los costos directos son aquellos costos que sirven sólo a un centro de costos, mientras que los costos separables son los costos necesarios para añadir un usuario (un centro de costos o un elemento) al proyecto. El costo no separable es igual al costo total, menos todos los costos separables. Se incurre en costo conjunto cuando un elemento presta servicios a más de un centro de costos; como cuando se utiliza un canal tanto para el abastecimiento de agua, como para el control de avenidas. Finalmente, un costo común es un costo fijo que no se puede asignar a cualquier otra salida, es similar al costo no separable, excepto que se relaciona sólo con los costos fijos. Los costos conjuntos y los costos comunes son subconjuntos de los costos no separables.

Cuando se utiliza el método CSBR se aplican las siguientes reglas para la asignación de costos:

1. Cada centro de costos no deberá pagar menos que su costo separable, ni más que los beneficios recibidos.
2. Al final de la asignación, la suma de las asignaciones deberá ser igual al costo total del proyecto.
3. En cada etapa, la suma de las fracciones utilizadas para asignar el costo no separable, deberá ser igual a 1.0.
4. En cada etapa, la suma de las asignaciones deberá ser igual al costo no separable.

Teniendo en cuenta estas reglas, el método CSBR se aplica como se indica a continuación:

1. Separar a los usuarios por centros de costos— primero por el uso, luego por subdivisión, si fuera aconsejable. Los centros de costos son instituciones con las cuales los clientes pueden suscribir contratos para el uso del agua.
2. Calcular los beneficios correspondientes a cada centro de costos.
3. Calcular los costos separables, comenzando con el elemento más general. (Los costos de los elementos más específicos se separan en las etapas subsiguientes.)

4. Hallar los beneficios residuales, restando los resultados de la etapa 3 de los de la etapa 2.
5. Calcular la fracción de los beneficios residuales, obtenidos por cada centro de costos. (La suma de estas fracciones deberá ser igual a 1.0.)
6. Asignar el costo no separable de acuerdo con estas fracciones —esto es, la etapa 5 se multiplica por el costo no separable. (La suma de las asignaciones deberá ser igual al costo no separable.)
7. Calcular el costo separable del siguiente elemento más general (que quedó de la etapa 3) y continuar como en las etapas 3 hasta 6, inclusive. Tener la seguridad de que la suma de todos los costos asignados sea igual al costo total después de que hayan sido asignados todos los costos.
8. Utilizar los costos asignados para determinar las cuotas mínimas de los usuarios.

EJEMPLO 5-14:

Asignación de costos por costos separables — beneficios residuales

Un embalse de uso múltiple cuesta \$10 millones. Proveerá al Distrito de Irrigación de Sutter (DIS) con 70 millones de m³ de agua al año, con beneficios estimados de \$800,000, y al Distrito de Irrigación de Inyo (DII) con 40 millones de m³ de agua al año, con beneficios estimados de \$350,000. Además, la ciudad de Greeley recibirá beneficios de protección contra inundaciones, estimados en \$40,000 anuales. El costo del embalse sin el agua del DIS se estima en \$7.8 millones; sin el agua del DII, en \$8 millones, y sin el control de avenidas, en \$7.6 millones. Será necesario construir un canal con un costo de \$2 millones para distribuir el agua de irrigación. Si el canal se construyere sólo para el DII, costaría \$1.3 millones; si fuera construido sólo para el DIS, costaría \$1.7 millones.

Distribuir los costos entre dichos centros, mediante los métodos CSBR y calcular cuánto tendrían que cobrar el DIS y el DII por su agua de irrigación. Suponer una vida de proyecto de 50 años y una tasa de descuento de un 12 por ciento. Suponer asimismo, que están disponibles fuentes alternas de agua para el DIS y el DII con un costo de valor presente (descuento) de \$8.5 y \$3 millones, respectivamente. La ciudad de Greeley podría obtener la misma pro-

tección contra inundaciones por medio de diques de \$2.5 millones (valor presente).

SOLUCIÓN

Siguiendo las etapas descritas anteriormente, se asignan los usuarios a sus centros de costos —o sea, DIS, DII, y Greeley (véase la tabla 5-21 que tiene los cálculos). A continuación, calcular el valor presente de los beneficios:

$$\begin{aligned} \text{DIS: } & (8.3049)(\$800,000) = \$6,644,000 \\ \text{DII: } & (8.3049)(\$350,000) = \$2,907,000 \\ \text{Control de avenidas en Greeley:} & \\ & (8.3049)(\$450,000) = \$3,737,000 \end{aligned}$$

Como la alternativa de \$2.5 millones para el control de avenidas en Greeley tiene un costo menor que los beneficios calculados, se usan los \$2.5 millones en lugar de \$3,737,000 en la línea 4 de la tabla 5-21

En la etapa 3, se calculan los costos separables Para el embalse (línea 5),

$$\begin{aligned} \text{DIS: } & \$10 \text{ millones} - \$7.8 \text{ millones} = \$2.20 \text{ millones} \\ \text{DII: } & \$10 \text{ millones} - \$8 \text{ millones} = \$2 \text{ millones} \\ \text{C/A } & \$10 \text{ millones} - \$7.6 \text{ millones} = \$2.4 \text{ millones} \end{aligned}$$

Para el canal (línea 10),

$$\begin{aligned} \text{DIS: } & \$2 \text{ millones} - \$1.3 \text{ millones} = \$700,000 \\ \text{DII: } & \$2 \text{ millones} - \$1.7 \text{ millones} = \$300,000 \end{aligned}$$

Los beneficios restantes (etapa 4) se muestran en la línea 6 de la tabla 5-21. Calcular, en la etapa 5, la fracción del costo no separable (costo conjunto) que se ha de asignar a cada centro de costos, dividiendo los beneficios residuales de cada centro de costos entre el total de los beneficios residuales (línea 7):

$$\begin{aligned} \text{DIS: } & \$4,444,000/\$5,451,000 = 0.815 \\ \text{DII: } & \$907,000/\$5,451,000 = 0.167 \\ \text{C/A: } & \$100,000/\$5,451,000 = 0.018 \end{aligned}$$

En la etapa 6, asignar el costo no separable (costo conjunto, o sea, \$3.4 millones) a cada centro de

³¹ James y Lee, *Economics of Water Resources Planning*, op. cit.

Tabla 6-21. Asignación de los costos (en \$M)

	DIS	DII	Control de avanzas en Grealey	
1. Beneficios anuales	0.8	0.35	0.46	
2. Valor presente descontado	6.844	2.907	3.737	
3. Costo alternativo	8.500	3.000	2.500	
4. Mínimo de 2 y 3	6.844	2.907	2.500	
5. Costos separables del embalse	2.200	2.00	2.400	= 6.800
6. Beneficios residuales (4 - 5)	4.444	0.907	0.100	
7. Fracción de los beneficios residuales	0.816	0.187	0.018	
8. Asignación conjunta de los gastos	2.771	0.688	0.081	= 3.400
9. Beneficios residuales (6 - 8)	1.673	0.339		
10. Costo separable del canal	0.700	0.300		= 1.000
11. Beneficios residuales (9 - 10)	0.973	0.039		
12. Fracción de los beneficios residuales	0.961	0.039		
13. Costos conjuntos	0.861	0.039		= 1.000
14. Total de costos asignados (5 + 8 + 10 + 13)	6.832	2.807	2.461	= 12.000
15. Costos anualizados	0.7986	0.360		
16. Costo del agua (\$/100 m ³)	1.14	0.88		

costos, multiplicándolo por cada fracción (véase la tabla 5-12). Proceder de la misma manera para el canal, hasta que hayan sido asignados todos los costos. Finalmente hallar el costo del agua de irrigación, anualizando los costos totales y dividiéndolos entre el agua entregada.

DIS: $[(0.120417)(\$6,632,000)]/70$ millones
= \$0.0114/m³

DII: $[(0.120417)(\$2,907,000)]/40$ millones
= \$0.0088/m³

Análisis

Los planificadores analizan los datos financieros procesados a fin de obtener, o bien los mejores términos para el cliente o si no, el método de asignación de costos que mejor se ajuste a la situación. También requiere análisis la selección del tipo de financiamiento por bonos, si fuera necesario.

Para el financiamiento local, existen tres tipos de bonos: bonos de obligación general, bonos a cor-

to plazo por anticipación de impuestos y bonos de valoración. Todos estos bonos se conocen como *bonos municipales*. Uno de los atractivos que tienen dichos bonos para los inversionistas es que el interés pagado está exento del impuesto federal sobre la renta. Por lo general, los bonos municipales son adquiridos por las grandes firmas de corredores (o sea, los bancos o las instituciones financieras), quienes a su vez los venden a los inversionistas individuales. Por lo general se contrata a consultores financieros y apoderados legales para que tomen a su cargo todos los detalles. Según lo establecen las leyes federales, la cantidad de bonos de obligación general que puede vender un gobierno local está limitada a un por ciento fijo del monto evaluado de la propiedad. Además, la mayor parte de los bonos deberán ser aprobados por los electores.

Los bonos a corto plazo por anticipación de impuestos —los que son reembolsados de las rentas generadas por el proyecto— se pueden a veces vender sin la aprobación de los electores. La seguridad de cada bono a corto plazo por anticipación de impues-

tos se mide por la relación entre las rentas afianzadas y los requerimientos anuales del servicio de los bonos. La relación exacta depende de la certeza que se tenga de los ingresos de un proyecto individual; sin embargo, la mayoría de las relaciones se hallan entre 1.25 y 1.5. Por ejemplo, si se estimara que un proyecto de abastecimiento de agua para una ciudad pequeña produciría \$250,000/año en cuotas de agua y que el reembolso de los bonos (principal o intereses) fuera de \$200,000/año, la cobertura sería de 250,000/200,000, o sea, 1.25.

Los bonos de valoración son respaldados por títulos sobre la propiedad. Por ejemplo, si varios propietarios quisieran una línea de alcantarillado para su subdivisión, cada uno de ellos reembolsaría una parte del costo según algún tipo de fórmula para la que se ha llegado a un completo acuerdo —basada por lo común sobre el valor de su propiedad. En otras palabras, utilizarían su propiedad como colateral para garantizar el pago.

Los clientes deberán coordinar su servicio de la deuda, igualando las rentas procedentes de los impuestos, proyectos, etc., con la sincronización y las cantidades de pago de los bonos. Hay dos tipos de bonos, los bonos con fondo de amortización y los bonos de vencimiento escalonado. El principal de un bono con fondo de amortización se paga con una exhibición consolidada al vencimiento, mientras que los bonos de vencimiento escalonado venden en diferentes fechas durante la vida económica del proyecto, o de la duración de la deuda (véase el ejercicio 5-13).

5-5 DATOS LEGALES

La ley de aguas es importante, y puede ser muy compleja, especialmente en las áreas semiáridas. Sólo se reseñarán aquí los principios más importantes.

Ley de las aguas superficiales

Existen dos enfoques con respecto a la ley de las aguas superficiales: la doctrina de la apropiación previa, o sea, la filosofía de que "el que llega primero hace valer sus derechos antes que los demás"; y la

doctrina ribereña, que une los derechos al uso del agua con el terreno que la bordea.

La doctrina ribereña. Esta doctrina se apoya sobre la suposición de que las personas que poseen el terreno que bordea a una corriente tienen derecho al uso del agua de dicha corriente. Esta doctrina ribereña, formulada en las áreas ricas en agua de Europa, forma la base de la ley de las aguas en el este de los Estados Unidos, en donde siempre hay flujo de agua en los ríos; los proyectos de energía hidroeléctrica no disminuyen la cantidad del flujo de agua y hay poca necesidad de irrigación.

Según esta doctrina, cada propietario ribereño no deberá interferir con el uso del agua por parte de los otros propietarios ribereños, y el derecho al uso del agua está unido al terreno que bordea a la corriente o al lago. Si el terreno se divide de tal manera que una parcela deja de bordear a la corriente, dicha parcela pierde sus derechos de agua.

La doctrina ribereña no permite el almacenamiento para uso futuro, ni la transferencia de los derechos del agua a otros terrenos (puesto que un derecho al uso del agua forma parte de la propiedad). Si hubiera escasez de agua, ésta se asignaría por lo común bajo un sistema de prioridades —primero para usos domésticos, luego para irrigación, para usos industriales y así sucesivamente. El agua se comparte por la misma clase de usuarios; de manera que, si tres industrias ribereñas necesitan 4 m³/s cada una y sólo quedan 4 m³/s en el río se asignaría a cada industria 3 m³/s.

La doctrina de la apropiación previa. Esta doctrina, que se originó en las partes más secas del sur de Europa, permite a las personas reclamar tanta cantidad del flujo del río como pueden dedicar a usos razonables y benéficos. Esto es similar a la denuncia de una mina de plata —la primera persona que encuentra dicho lugar es el dueño de la mina. De hecho, muchos de los primeros derechos de aguas, en los Estados Unidos, asignados bajo la doctrina de la apropiación previa, eran para actividades mineras en el Oeste. Cuando toda el agua del río ha sido adjudicada, los rezagados se consideran desafortunados. Si el agua no se dedica a usos benéficos se puede perder el derecho al uso del agua. Cada derecho al uso del agua es para una cantidad específica, y cuando

el flujo del río disminuye por debajo del nivel necesario para satisfacer las necesidades totales, los apropiadores más nuevos deberán dejar de desviar el agua, hasta que no se hayan satisfecho todos los derechos más antiguos. Estos derechos al uso del agua pueden venderse y los puntos de desviación cambiados en tanto que nadie resulte perjudicado. Además, el agua puede almacenarse para uso futuro.

Aplicaciones de las doctrinas. Algunos estados combinan ambas doctrinas, pero en la mayoría los derechos ribereños están cuantificados. A menos que los derechos ribereños estén cuantificados, resulta difícil administrar un sistema de abastecimiento de agua —especialmente durante la sequía, cuando la cantidad de agua disponible no se puede calcular con exactitud. En varios estados se está cambiando a la doctrina de la apropiación previa, ya que tiene un mejor sentido económico. Un irrigador no puede invertir en un cultivo, a menos que sepa que el agua estará disponible, especialmente si dicho cultivo requiere un uso intensivo del agua. Además, el uso más benéfico puede estar a varios kilómetros del río —una desviación prohibida por la doctrina ribereña.

Desde un punto de vista económico, es conveniente permitir la transferencia de los derechos del agua debido a que, teóricamente, el agua se transferirá al uso más productivo. Sin embargo, algunos estados que hacen uso de la doctrina de la apropiación previa, limitan la transferencia de los derechos al uso del agua, reduciendo así este beneficio económico.

En algunos países, toda el agua ha sido nacionalizada y, teóricamente, es adjudicada por el gobierno federal. En otros países, los grandes proyectos monopolizan el agua superficial, de tal manera que las aplicaciones para las cuales se construyeron los proyectos, controlan en efecto los derechos al uso del agua. El agua de los ríos internacionales se distribuye por lo general mediante acuerdos o tratados.

Ley de las aguas subterráneas

La ley de las aguas subterráneas está menos desarrollada que la ley de las aguas superficiales, debido a que los legisladores no siempre estuvieron conscientes de la interconexión que existe entre el agua sub-

terránea y el agua superficial. Son tres las doctrinas básicas de la ley de las aguas subterráneas: la doctrina de la apropiación previa, la doctrina ribereña y el sistema de permisos. Son varios los estados que han integrado sus leyes de agua en una verdadera apropiación previa. En Colorado, por ejemplo, si una persona bombea de un acuífero que está hidráulicamente conectado con un río, y hay una solicitud sobre el río (esto es, si un apropiador más antiguo no recibe suficiente agua), el propietario del pozo deberá devolver al río la cantidad agotada por el pozo. El propietario del pozo puede hacer esto regresando sencillamente al río una parte del agua bombeada, puesto que la cantidad de agua que no llega al río a causa de un pozo es casi siempre menor que el gasto del mismo. Además, la máxima depresión del pozo puede tener lugar meses después del período de bajo flujo. Esto crea algunas posibilidades interesantes con respecto a la administración conjuntiva del agua.

La doctrina ribereña para el agua subterránea, algunas veces llamada la doctrina de la ley común, establece básicamente que los terratenientes pueden bombear el agua que se encuentra bajo el terreno de su propiedad. El problema con este sistema es que debido a que el agua fluye por debajo del terreno, un terrateniente puede "tomar" el agua de sus vecinos, al bombear más agua que ellos. Este problema ha sido resuelto en algunos casos, permitiendo a cada vecino bombear un cierto porcentaje del rendimiento de servicio. En otros casos, las autoridades han invocado la doctrina del uso correlativo, según la cual se les permite a los terratenientes bombear en proporción a la utilización histórica. Esta doctrina ha sido la causa, especialmente en California, de las llamadas "carreras de velocidad hasta la casa de bombas", en las cuales, los propietarios de los pozos que prevén una batalla legal, bombean toda el agua que sea posible, esperando establecer así una máxima utilización histórica, y obtener un mayor porcentaje en el arreglo ante los tribunales.

Con el sistema de permisos, se conceden permisos para perforar pozos, y para bombear determinadas cantidades de agua para usos y situaciones aprobadas. Algunos estados que utilizan el sistema de permisos, como es el caso de Florida, establecen legalmente que los permisos deberán renovarse después de un

cierto tiempo. Este procedimiento permite que el agua sea transferida al uso más benéfico y asegura además que el gasto total no sea mayor que el rendimiento de servicio del acuífero.

Varios estados carecen prácticamente de leyes de agua subterránea. En tales casos, la ley que pudiera existir ha sido creada por decisiones legales.

Aspectos legales de la planeación

Es muy frecuente encontrar que los aspectos legales de un plan son los más restrictivos. Los planes de políticas pueden requerir que se investiguen, las maneras de cambiar la legislación del agua; esto hace necesario que los planificadores estén bien versados en las leyes de las aguas.

El planificador necesita, asimismo, tener en cuenta las leyes ambientales y las leyes institucionales. Si el agua ha de ser transferida o expropiada, a fin de ejecutar el plan, deberá detallarse el método de transferencia o expropiación: ¿Cuáles son los procedimientos para perforar los pozos y utilizar el agua subterránea? ¿Qué requerimientos legales se deberán cumplir para utilizar las zonas no saturadas como almacenamiento? El análisis legal da las respuestas a estas preguntas, con lo que se obtienen los datos necesarios para las etapas de formulación y evaluación del proceso de planeación. Resulta obvio que un plan ilegal esté condenado a fallar por lo que las alternativas se deben mantener legalmente factibles.

5-6 DATOS SOCIALES

El planificador tendrá necesidad de contar con algún tipo de datos que no hayan sido cubiertos en las secciones anteriores —efectos de la preparación para las emergencias, ciertas infraestructuras de la comunidad (comunicaciones, infraestructura económica, etc.), efectos de seguridad y salubridad del proyecto y otros. Es obvio que se deberán administrar todos y cada uno de los datos pertinentes al esfuerzo de planeación.

Un conjunto de datos, que todavía no ha sido cubierto tendrá importancia para los planificadores

que operan en países extranjeros. El planificador que trabaja fuera de su país debe comprender la importancia que tiene la comunicación entre dos o más culturas. Este aspecto, que podría ser la parte más importante de un estudio de planeación en un país extranjero, es similar al análisis institucional.

Los planificadores que buscan llevar a cabo estudios en áreas extranjeras, que carecen de instituciones políticas obvias, o que poseen culturas totalmente ajenas, tendrán en efecto que investigar las formas sociales básicas. Los antropólogos culturales llaman a esto un estudio etnográfico. Si el presupuesto de planeación y las circunstancias lo permitieran, se podrían contratar los servicios de un antropólogo especializado para un estudio de este tipo. No obstante, se puede lograr una comprensión básica del proceso consultando la tabla 5-22, adaptada del libro de Hall.³² Los antropólogos recolectan los datos por la observación de una cultura, y la tabla 5-22 ilustra una manera de clasificar y procesar los datos.

Una etnografía es un análisis que resulta del estudio que hace un antropólogo cultural de una sociedad. En la tabla 5-22, los principales elementos culturales aparecen en la lista de la columna del extremo izquierdo y sus contrapartes adjetivales están enumerados en la hilera superior. Las interacciones de estos elementos, incluyen las maneras de comunicarse de la gente —los llamados sistemas de mensajes primarios (SMP). Hall describe la matriz como el equivalente cultural de la tabla periódica de los átomos del químico. Una matriz rellena clasificaría una cultura completamente, identificando las instituciones factibles y no factibles y los enfoques para que la ejecución del proyecto se lleve a buen término.

Un planificador que opere en un país extranjero, debe familiarizarse con la cultura del país, y el libro de Hall constituye un buen punto de partida. Son muchos los planes que nunca se han realizado debido a que los planificadores han impuesto inconscientemente sus normas y valores culturales en las sociedades extranjeras. El estudio antropológico

³² Edward T. Hall, *The Silent Language* (Nueva York: Doubleday, 1959)

Tabla 5-22. Un mapa de la cultura

Sistemas de mensaje primario	Del tipo de interacción 0	Organizacionales 1	Económicos 2	Sexuales 3	Territoriales 4
Interacción	Comunicación Calificadores vocales Cinésica Lenguaje 00	Status y participación 01	Intercambio 02	Cómo interactúan los sexos 03	Lugares de interacción 04
A Asociación	Comunidad 10	Sociedad Clase Casta Gobierno 11	Papeles económicos 12	Papeles sexuales 13	Papel que representan los grupos locales 14
Subsistencia	Comunidad ecológica 20	Agrupamientos ocupacionales 21	Trabajo Trabajo formal Ocupaciones de mantenimiento etc. 22	División del trabajo según los sexos 23	Lugar donde comen y cocinan los individuos, etc. 24
Bisexualidad	Comunidad sexual 30	Agrupamientos matrimoniales 31	Familia 32	Los sexos. Masculino vs. femenino (biológicamente) (técnicamente) 33	Áreas asignadas a los individuos en virtud de su sexo 34
Territorialidad	Territorio comunitario 40	Territorio del grupo 41	Áreas económicas 42	Territorios correspondientes a los hombres y a las mujeres 43	Espacio Espacio formal Espacio informal Fronteras 44
Temporalidad	Ciclos comunitarios 50	Ciclos del grupo 51	Ciclos económicos 52	Actividades cíclicas de los hombres y las mujeres 53	Ciclos territorialmente determinados 54
Aprendizaje	Instrucción comunitario — lo que se enseña y lo que se aprende 60	Grupos de aprendizaje — instituciones de enseñanza 61	Premios por enseñar y aprender 62	Qué enseñanzas se imparten a los sexos 63	Centros de aprendizaje 64
Juegos	Juego comunitario — las artes y los deportes 70	Grupos de juego — equipos y compañías 71	Deportes y entretenimiento profesionales 72	Entrenamientos de los hombres y las mujeres, diversiones y juegos 73	Áreas de recreación 74
Defensas	Defensas de la comunidad — sistemas estructurados de defensa 80	Grupos de defensas. ejércitos, policía, salud pública, religión organizada 81	Patrones económicos de defensa 82	Lo que defienden los sexos (el hogar, el buen nombre, etc.) 83	Cuáles son los lugares que se defienden 84
Explotación	Redes de comunicación 90	Redes organizacionales (cluidades, grupos de edificios, etc.) 91	Alimentos, recursos y equipo industrial 92	Qué preocupa a los hombres y a las mujeres de los demás y de ellos mismos 93	Propiedad: lo que está encerrado, contado y medido 94
Religión	Relación entre los sacerdotes y los legos 100	Organizaciones religiosas 101	Diezmos 102	Papel que representan los sexos 103	Propiedad del culto 104

Tabla 5-22. (Continuación)

Temporales 5	Educativos 6	Recreativos 7	Protectores 8	De explotación 9	Espirituales 10
Tiempos de interacción 05	Enseñanza y aprendizaje 06	Participación en las artes y los deportes (activa y pasiva) 07	Proteger y ser protegido 08	Utilización de los teléfonos, las señales, la escritura 09	Cultos en público 010
Papeles, según los grupos clasificados por edades 15	Maestros y alumnos 16	Animadores y atletas 17	Protectores (doctores, clero, soldados, policías, etc.) 18	Uso de las propiedades del grupo 19	Funciones religiosas 110
Cuando los individuos comen, cocinan, etc. 25	Aprendizaje mediante el trabajo 26	El placer derivado del trabajo 27	Cuidado de la salud; protección de la subsistencia 28	Uso de los recursos de alimentos y equipos 29	Enfoque de la riqueza 210
Periodos asignados a los individuos, en virtud de su sexo 35	Papeles de los sexos en la enseñanza y el aprendizaje 36	Participación en las diversiones, según el sexo 37	Protección del sexo y de la fertilidad 38	Uso de la decoración y el adorno para la diferenciación de los sexos 39	Ética sexual 310
Programación del espacio 45	Asignación del espacio individual para la enseñanza y el aprendizaje 46	Entretenimientos, tomar parte en juegos, etc., en términos del espacio 47	Privacidad 48	Uso de las cercas y de los demarcadores 49	Los lugares sacros 410
Secuencias de tiempo Ciclos Calendario 55	Cuándo aprende el individuo 56	Cuando el individuo toma parte en juegos 57	Descanso, vacaciones, días festivos 58	Uso de los dispositivos para indicar el tiempo 59	Los ciclos de la vida y la vida futura 510
Programación del aprendizaje (por grupos) 65	Aculturación Crianza Aprendizaje informal Educación 66	Hacer divertido el aprendizaje 67	Aprendizaje de la autodefensa y cómo mantenerse saludable 68	Uso de los auxiliares de entrenamiento 69	Educación religiosa 610
Edificaciones del año dedicadas a los juegos 75	Juegos instructivos 76	Recreación Diversion Tomar parte en juegos 77	Ejercicio 78	Uso de los materiales para recreo (juguetes) 79	Ritual 710
Cuándo se aplicará la defensa 85	Científica, religiosa y militar 86	Ejercicios en masa y juegos militares 87	Protección Defensas formales Defensas informales Defensas técnicas 88	Uso de los materiales para la protección 89	Actividad misionera 810
Cuáles periodos se miden y se registran 95	Edificios para escuelas, ayuda para el entrenamiento, etc. 96	Artículos relacionados con las diversiones los deportes y sus industrias 97	Fortificaciones Armamentos Equipos médicos Dispositivos de seguridad 98	Sistemas materiales Contacto con el medio ambiente Hábitos motores Tecnología 99	Actitud con respecto a otras religiones 910
Días de fiestas 105	Papeles en la enseñanza 106	Mitos 107	Sistema ético 108	Uso de los objetivos religiosos 109	El sacerdote Supremacía ritual Ética 110

co puede convertirse en la clave principal de la ejecución de un plan. Para una descripción de los efectos de la cultura sobre la planeación, véase el libro de Nair, *Blossoms in the Dust*³³

La recolección de datos socioeconómicos para un estudio, podrá parecer abierta —o sea una tarea que no tiene fin. Con excepción de los datos de costos y beneficios obtenidos, esta área resulta extraña para muchos ingenieros y no ha recibido suficiente atención. Sucede con frecuencia que los datos más difíciles de obtener pueden muy bien ser los más importantes. Se tiene la esperanza de que este capítulo suministre suficiente guía a fin de que resulten evidentes los datos adicionales requeridos para un estudio de planeación.

LECTURAS RECOMENDADAS

- American Association for the Advancement of Science, *Water for Industry*. Washington, D.C.: AAAS, 1956.
- American Water Works Association. *Energy and Water Use Forecasting*. Denver, Col.: AWWA, 1980.
- ASCE Committee on Irrigation Water Requirements. "Consumptive Use of Water and Irrigation Water Requirements." ASCE Irrigation and Drainage Division, 1974.
- Berkman, P.L., and W.K. Viscussi. *Damming the West*. Nueva York: Grossman, 1973
- Brill, D. E., Jr., S. G. Veloglo, y R. W. Fuessle. "Water and Energy Systems: A Planning Model." *ASCE Journal of Water Resources Planning Management Division* 103, No. WR1, mayo 1977.
- Buras, N. "Determining the Feasibility of Incorporating Water Resources Constraints in Energy Models," Report 1147. Palo alto, Cal.: Electric Power Research Institute, agosto 1979.
- Cassuto, A. E., y S. Ryan. "Effect of Price on the Residential Demand for Water within an Agency." *Water Resources Bulletin* 15, No. 2, abril 1979
- Chalmers, J. A., y E. J. Anderson. "Economic/Demographic Assessment Manual." Mountain West Research, Inc., nov 1977.
- Clouser, R. L., y W.L. Miller. "Household Water Use: Technology Shifts and Conservation Implications" *Water Resources Bulletin* 16, No. 3, junio 1980
- Chapin, L. S., Jr. *Urban Land Use Planning*, 2nd ed. Urbana, Ill.: University of Illinois Press, 1972.
- Croxtan, F. E., D. J. Cowden y S. Klein *Applied General Statistics*, 3rd ed. Englewood Cliffs, N. J. Prentice-Hall, 1967.
- Davis, G. H., y L. A. Wood "Water Demands for Expanding Energy Development." Circular 703. Reston, Va.: U.S. Geological Survey, 1974.
- Eckstein, O. *Water Resource Development: The Economics of Project Evaluation*. Cambridge: Harvard University Press, 1958.
- Engineering News Record*. Highstown, Nueva York: McGraw-Hill (publicado semanalmente).
- Fair, G. M., J. C. Ceyer, y D. A. Okun. *Elements of Water Supply and Wastewater Disposal*, 2a ed. Nueva York: John Wiley, 1971.
- Fisk, N. *Encyclopedia of Associations*, 9a ed. Detroit: Gale Research Co., 1975.
- Flack, J. E. "Achieving Urban Water Conservation." *Water Resources Bulletin* 16, No. 1 feb 1980.
- Flynn, C. B., y R. T. Schmidt. "Sources of Information for Social Profiles" Department of Sociology, University of Kansas, dic. 1977.
- Godfrey, R. S. (ed) *Building Construction Cost Data*. Duxbury, Mass.: Robert Snow Means Co (publicado anualmente).
- Gold, H., et al. "Water Requirements for Steam-Electric Power Generation and Synthetic Fuel Plants in the Western United States." EPA Report 600/7-77-037. Washington, D.C.: U.S. Environmental Protection Agency, 1977.
- Gray, S. L. y R. A. Young, "Economic Considerations in Evaluating Large Scale Water Transport". Ensayo leído en la *Arid Lands Section*, 47a Reunión de la *Rock Mountain and South Western Division de la American Association for the Advancement of the Science*, 28 de abril de 1972.
- Hagan, R. M., y E. B. Roberts. "Energy Impact Analysis in Water Project Planning." *ASCE Journal of Water Resources Planning and Management Division* 106, No. WR1, marzo 1980
- Hall, E. T. *The Silent Language*. Nueva York: Doubleday, 1959.
- Hampton, N. F., y B. Y. Ryan, Jr. "Water Constraints in Emerging Energy Production." *Water Resources Bulletin* 16, No. 3 junio 1980.
- Hanke, S. H. "Demand for Water under Dynamic Conditions." *Water Resources Research* 6, No. 5, oct 1970.
- Howe, C. W. *Benefit Cost Analysis for Water System Planning*. Washington, D.C.: American Geophysical Union, 1971.
- Howe, C. W., y F. P. Linaweaver, Jr. "The Impact of Price on Residual Water Demand and Its Relation to Systems Design and Price Structure." *Water Resources Research* 3, No. 1 feb. 1967
- Hudson, H. E., y J. Abu-Lughod. "Water Requirements " In *Water for Industry*, Washington, D.C.: AAAS, 1956
- Isard, W. *Methods of Regional Analysis: An Introduction to Regional Science*. Cambridge, Mass.: MIT Press y Nueva York: John Wiley, 1960
- Isserman, A. W. "The Accuracy of Population Projections for Subcountry Areas" *American Institute of Planners Journal* 43, No. 3, julio 1977
- James, L. D., y R. R. Lee. *Economics of Water Resources Planning*. Nueva York: McGraw-Hill, 1971
- Kyed, J. M., y J. M. Matarazzo. *Scientific Technical and Engineering Societies Publications in Print, 1974-75*. Nueva York: R. R. Bowker, 1974
- Laura, D. T., y C. H. Ghang. "Models for Municipal and Industrial Water Demand Forecasting in North Carolina." *Water Resources Research Institute*, University of North Carolina nov. 1975.
- Linsley, R. K., y J. B. Franzini, *Water Resources Engineering*, 3rd ed. Nueva York: McGraw-Hill, 1979
- Lynn, G. D., W. G. Luppold, y C. Kiker. "Water Price Responsiveness of Commercial Establishments." *Water Resources Bulletin* 14, No. 3, junio 1978
- MacKichan, K.A. "Estimated Use of Water in the United States " Circular 115, U.S. Geological Survey, 1950.
- McDonald, R. J. *Institutional Analysis, Manual, Urban Studies Program*. U.S. Army Corps of Engineering Institute for Water Resources, nov 1977.
- McJunkin, F. E. "Population Forecasting by Sanitary Engineers." *Journal of the Sanitary Engineering Division, ASCE* 90, No. 5A4, agosto 1964.
- Maddaus, W. O., y D. L. Feuerstein. "Effect of Water Conservation on Water Demands " *ASCE Journal of Water Resources Planning and Management Division* 105, No. WR2, sept. 1979.
- Murray, C. R., y B. Reeves. "Estimated Use of Water in the United States in 1975 " U.S. Geological Survey Circular 765, 1977.
- National Academy of Sciences. "Potential Technological Advances and Their Impact on Anticipated Water Requirements " Washington, D.C.: NAS, 1971.
- Newnan, D. G. *Engineering Economic Analysis*. San Jose, Cal: Engineering Press, 1976
- Oppenheim, A. N. *Questionnaire Design and Attitude Measurement* Nueva York., Basic Books, 1966.
- Palmer, R. N., et al. "Comparative Assessment of Water Use and Environmental Implications of Coal Slurry Pipelines." U.S. Geological Survey Open File Report 77-698, 1977.
- Patterson, W. L., y R. F. Banker. *Estimating Costs and Manpower Requirements for Conventional Wastewater Treatment Facilities*. EPA Research Series 17090, DAN 10/71, oct 1971.
- Pearl, R., y L. J. Reed "On the Rate of Growth of the Populations of the United States " Acta de Sesión de National Academy of Science, vol 6 No. 6, junio 1920
- Peters, M., y K. Timmerhaus. *Plant Design and Economics for Chemical Engineers*. Nueva York: McGraw-Hill, 1968.
- Perry, R. H., y C. H. Chilton. *Chemical Engineers Handbook*, 5a ed Nueva York: McGraw-Hill, 1973.
- Plotkin, S. E., H. Gold, y I. L. White. "Water and Energy in the Western Coal Lands." *Water Resources Bulletin* 15, No. 1, feb. 1979
- Probst, R. F., y H. Gold. *Water in Synthetic Fuel Production*. Cambridge: MIT Press, 1978
- Ritschard, R. L., y K. Tsao. "Energy and Water Consumption Strategies in Irrigated Agriculture." *Water Resources Bulletin* 16, No. 2, abril 1980
- Rubber Red Book Nueva York: Palmerton (publicado anualmente)
- Schmitt, R., y A. Corsetti. "Shortcut Methods of Forecasting City Population " *Journal of Marketing*, abril 1953.
- Shryock, H. S., J. S. Seigel, y Assoc. *The Methods and Materials of Demography*. Nueva York: Academic Press, 1976
- Siegel, J. S., H. S. Shryock, y B. Greenberg. "Accuracy of Postcensal Estimates of Population for States and Cities " *American Sociological Review* 19, 1954.
- Smith, R. *Electrical Power Consumption for Municipal Waste Water Treatment* EPA Technology Series EPA-R2-73-281. Washington, D.C.: U.S. Government Printing Office, 1973
- Sonnon, M. B., y D. E. Evenson. "Demand Projections Considering Conservation " *Water Resources Bulletin* 15, No. 2, abril 1979.

³³ K. Nair, *Blossoms in the Dust* (Nueva York: Praeger, 1962)

Stanbery, V. B. *Better Population Forecasting for Areas and Communities*. U.S. Department of Commerce. Washington, D.C.: U.S. Government Printing Office, 1952.

Subcommittee on Evaluation Standards. *Proposed Practices for Economic Analysis of River Basin Projects Report to the Inter-Agency Committee on Water Resources*, 1958.

Thomas Publishing Co. *Register of American Manufacturers and First Hands in All Lives*. Nueva York: Thomas Publishing Co., 19

United Nations. "The Determinants and Consequences of Population Trends." Vol. I, Series A, *Population Studies* 50. Nueva York: United Nations, 1973.

U.S. Bureau of the Census. *Statistic Abstracts of the United States*. Washington, D.C.: U.S. Government Printing Office, 1965.

U.S. Bureau of the Census. "Environmental/Socioeconomic Data Sources." Washington, D.C.: U.S. Government Printing Office, 1976.

U.S. Bureau of the Census. "Profile of Census Programs." Washington, D.C.: U.S. Government Printing Office, 1978.

U.S. Bureau of Reclamation. *Reclamation Instructions: Series 580, Economic and Financial Analysis Techniques and Standards*. U.S. Department of the Interior. Washington, D.C.: U.S. Government Printing Office, may 1966.

U.S. Environmental Protection Agency. *Sewage Treatment Plant and Sewer Construction Cost Indexes*. Program Assessment Branch, Municipal Waste Water Systems Division, Office of Water Program Operation. Washington, D.C.: U.S. Government Printing Office, 19.

U.S. Public Health Service. "Manual of Individual Water Supply Systems." Pub. 24 (rev). Washington, D.C.: U.S. Public Health Service, 1962.

U.S. Soil Conservation Service. "Crop Consumptive Irrigation Requirements and Irrigation Efficiency Requirements for the United States." Washington, D.C.: U.S. Department of Agriculture, 1976.

U.S. Water Resources Council. *Manual of Procedures for Evaluating Benefits and Costs of Federal Water Resources Projects* (resena de anteproyecto), Washington, D.C. USWRC, febrero de 1979.

U.S. Water Resources Council. "Water and Related Land Resources, Establishment of Principles and Standards for Planning." *Federal Register* 38, No. 74. 10 sept. 1973.

White, H. R. "Empirical Study of the Accuracy of Selected Methods of Projecting State Populations". *Population Index*, julio 1952.

Ejercicios

1. Trazar u obtener un mapa del estado, provincia, cuenca fluvial, o del condado, que muestre las dependencias (instituciones) que se ocupan del agua. Tener cuidado de mostrar los traslapes de las diferentes jurisdicciones (esto es, federales, estatales, del condado, locales). Utilizar, si fuera posible, las superposiciones.
2. Se desea determinar la exactitud deseada (nivel de confianza e intervalo de error) de una encuesta pública. Suponiendo un costo de \$20 por entrevista y una desviación estándar de 0.5, ¿qué nivel de confianza e intervalo de error se podría recomendar al cliente? Suponer que los beneficios del error y la confianza son

$$B = 2000 + C^2 - e^E$$

en donde B representa los beneficios en dólares, C es el nivel de confianza, en por ciento, E es el intervalo de error, en por ciento, y e es el logaritmo natural (o sea, 2.718).

3. Suponer que la población del estado y la nación son como sigue:

	Población de la nación Y (x 10 ⁶)	Población del estado X (x 10 ⁶)
1955	5	2.3
1960	10	3.3
1965	15	4.0
1970	20	4.5
1975	25	9.8

¿cuál será el pronóstico de la población del estado para 1985, si la población nacional estimada para dicho año fuera de 35 millones? Indicar las razones que aconsejaron la utilización del método.

4. Hallar la población de los Estados Unidos hasta 1970. Hacer un pronóstico para 1980, utilizando los datos de la tabla 5-6. Verificar el resultado obtenido, comparándolo con la población verdadera en 1980. ¿Cuál es el error cometido?
5. Se efectúa un estudio de evaluación general del abastecimiento de agua para un condado

que experimenta en la actualidad un rápido proceso de urbanización. Debido al hecho de que la demanda de agua está estrechamente correlacionada con el crecimiento de la población, se desea estimar la población para el año 1990. La población ha crecido durante los últimos 20 años, como se indica a continuación

Año	Población
1960	440,000
1965	580,000
1970	800,000
1975	1,201,000
1980	1,700,000

Justificar el método utilizado.

6. Utilizando la figura 5-16, estimar el costo de un generador de vapor a 200 lb/pulg², con una capacidad de 30,000 lb de vapor por hora. La fecha proyectada de la construcción se ha fijado para 1976. Utilizar el índice anual M & S de la figura 5-24. Suponer que el Índice M & S para 1969, equivale a 183.2.
7. Suponer que la figura 5-17a suministra el costo de las obras de salida de una presa de tierra en el año 1968, y que el índice anual M & S para 1968 fue 268.4, y que el de 1980 fue 520. Si la capacidad de diseño de las obras de salida es de 20,000 pcs, y la diferencia entre la máxima superficie del embalse y la máxima superficie en el canal de descarga es de 80 pies, ¿cuál es la estimación del costo?
8. Dados los siguientes datos, estimar el costo de un sistema de abastecimiento de agua, utilizando el método indicado en el ejemplo 5-10.

La longitud de la tubería es de 3,500 m.
 La carga estática es de 80 m
 La capacidad del sistema es de 2 m³/s.
 El ancho requerido de la servidumbre es de 2 m.
 El costo del terreno es de \$20/m².
 El costo de la energía es de \$0.08/KW.
 El total de agua que se necesita diariamente es de 80,000 m³.

Suponer una tubería de concreto con una velocidad de 1.8 m/s.

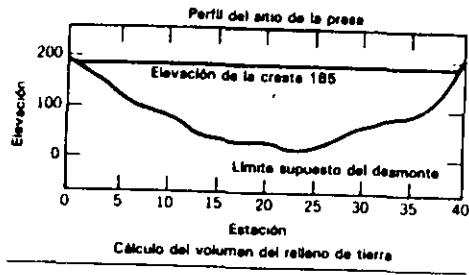
9. De la información proporcionada en el ejemplo 5-8, ¿cuál es el precio más elevado del agua que se pudiera obtener, y por qué?
10. Si la tasa de inflación es del 8 por ciento y la tasa de descuento es de 12 por ciento, ¿cuál es el valor presente de lo siguiente? (Suponer recibos de fin de año.)
 - a. Un ingreso uniforme de \$5,000 por año, durante cinco años.
 - b. Un suministro constante de alimentos durante cinco años, el cual está valuado en \$5,000 por año para el tiempo cero.

11. Se está trabajando en un plan regional de ejecución por sectores (interestatal) y se desea calcular el esquema de costo compartido. El proyecto es un embalse de uso múltiple que suministrará protección contra inundaciones, agua de irrigación, agua para uso municipal e industrial y energía hidroeléctrica.

Los beneficios anuales por control de avenidas son de \$280,000. El agua de irrigación se valúa en \$2/100 m³, y el agua para uso municipal e industrial se valúa en \$5/100 m³. Los beneficios anuales de la energía se estiman en \$1.3 millones. Suponer una tasa de descuento de un 10 por ciento y una vida económica del proyecto de 50 años.

La empresa PG & E, una compañía de servicios públicos, comprará la energía, y el gobierno federal suministrará los fondos para el control de avenidas. El distrito de irrigación de East Yolo contratará anualmente 60 millones de m³ de agua de irrigación; y la ciudad de Davis comprará anualmente 20 millones de m³ de agua para uso municipal e industrial.

El costo total del embalse (incluyendo la planta de fuerza) es de \$12 millones. Si se excluyera el suministro de agua de irrigación costaría \$10.2 millones; si se excluyera el suministro del agua para uso municipal e industrial (y se repusiera el suministro de irrigación), costaría \$11.3 millones; si se excluyera el control de avenidas, costaría \$9.8 millones; y si se exclu-



Estación	Altura del relleno	Capacidad por pie lineal	Capacidad promedio por pie lineal	Distancia	Volumen de la sección
0 + 00	0	15	185	500	92,500
5 + 00	59	355	718	500	359,000
10 + 00	108	1080	1515	400	606,000
14 + 00	144	1950	2075	300	622,500
17 + 00	158	2200	2225	400	890,000
21 + 00	157	2250	2375	200	475,000
23 + 00	166	2500	1900	700	1,330,000
30 + 00	119	1300	1085	500	592,000
35 + 00	90	870	443	470	208,200
39 + 70	0	15			
TOTAL					5,125,700
TOTAL REDONDEADO					5,100,000

Figura 6-26. Perfil del sitio de la presa y cálculos de volúmenes para el ejercicio 12. (Fuente: U.S. Bureau of Reclamation.)

Yera la energía hidroeléctrica, el costo sería de \$8.5 millones.

El costo del sistema de distribución del agua es de \$4 millones. Si sólo se construyera el sistema de distribución para irrigación, cos-

taría \$1.8 millones; y si sólo se construyera el sistema de distribución para uso municipal e industrial, costaría \$2.4 millones. Suponer que no existen alternativas más económicas para ninguno de los centros de costos.

¿Qué precio deberá cobrar por el agua el Distrito de Irrigación de East Yolo?

- Estimar, para un estudio de apoyo, el costo de una presa, un vertedor y las obras de descarga del embalse de Chimney Swift; el embalse almacena 4,476.900 acre-pie, lo que requiere una superficie máxima del agua en el embalse a la elevación de 180 pies. La figura 5-25 muestra el perfil del sitio de la presa y el volumen del relleno. El vertedor deberá ser capaz de descargar 90,000 pcs, y la capacidad máxima de las obras de descarga es de 11,000 pcs. La máxima elevación del agua de descarga es de 93 pies. Todos los materiales necesarios para la presa y el concreto se pueden hallar a menos de una milla del sitio. Utilizar las figuras 5-17a, 5-17b, 5-17c y 5-17d para hacer las estimaciones de los costos.
- Una ciudad ha vendido la cantidad de \$1 millón en bonos de \$1000, a una tasa de interés de un 5 por ciento y con un vencimiento a 20 años. La ciudad paga al presente \$50,000 al año para reembolsar una deuda que durará otros 10 años. Suponiendo que la ciudad desea mantener los pagos del servicio de la deuda tan uniformes como sea posible durante los próximos 20 años, desarrollar un programa de reembolso que muestre el principal, el interés y el número de bonos retirados cada año (adaptado de James y Lee).

Capítulo 6

Modelos de recursos hidráulicos

Los modelos son simplificaciones físicas o matemáticas de los sistemas naturales. Los modelos de simulación y optimización facilitan el análisis y el diseño de los planes y proyectos de recursos hidráulicos. En un sentido, los modelos se utilizan para analizar los datos físicos, sociales y económicos; en otro sentido, se puede considerar que los modelos constituyen clases de datos, en sí y de por sí.

El término *modelo* es hoy en día de uso corriente para describir las ecuaciones de los sistemas físicos, y las técnicas para hallar soluciones óptimas. Un modelo matemático es simplemente una ecuación o conjunto de ecuaciones (o relaciones matemáticas) que describen un proceso físico. Con frecuencia los modelos incorporan técnicas numéricas, de manera que puedan ser adaptados a soluciones por computadora. En este capítulo se clasifican modelos escogidos de simulación de acuerdo a las disciplinas de los recursos hidráulicos y, asimismo, se clasifican modelos escogidos de optimización de acuerdo a la estrategia de las soluciones.

Estos modelos son necesarios en los estudios de abastecimiento de agua, de energía hidroeléctrica y de control de avenidas. A fin de diseñar un embalse para la conservación (que es el término utilizado para el abastecimiento de agua y la energía hidroeléctrica), un ingeniero debe conocer la cantidad y sincronización de los flujos del río que se puede esperar lleguen al embalse. Asimismo, estos datos permitirán al ingeniero pronosticar la cantidad, tasa y confiabilidad del agua, de la energía hidroeléctrica, o de ambos, que pueda suministrar el embalse. De un modo similar, las personas que ejecutan estudios de control de avenidas, necesitan conocer la frecuencia y el nivel de las crecientes a fin de definir el plano de la inundación, establecer las tasas de seguros contra inundaciones y diseñar las medidas de control de las avenidas. Estos datos también se pueden utilizar para dimensionar los embalses y diques utilizados en el control de las avenidas.

Modelado de los ríos

6-1 MODELOS HIDROLÓGICOS

La hidrología de las aguas superficiales se refiere principalmente al modelado de los ríos (ecuaciones que presentan aproximaciones al flujo de los ríos) y del modelado de las cuencas (ecuaciones que presentan aproximaciones a la relación entre pre-

cipitación y escurrimiento). Estos modelos son necesarios en los estudios de abastecimiento de agua, de energía hidroeléctrica y de control de avenidas. A fin de diseñar un embalse para la conservación (que es el término utilizado para el abastecimiento de agua y la energía hidroeléctrica), un ingeniero debe conocer la cantidad y sincronización de los flujos del río que se puede esperar lleguen al embalse. Asimismo, estos datos permitirán al ingeniero pronosticar la cantidad, tasa y confiabilidad del agua, de la energía hidroeléctrica, o de ambos, que pueda suministrar el embalse. De un modo similar, las personas que ejecutan estudios de control de avenidas, necesitan conocer la frecuencia y el nivel de las crecientes a fin de definir el plano de la inundación, establecer las tasas de seguros contra inundaciones y diseñar las medidas de control de las avenidas. Estos datos también se pueden utilizar para dimensionar los embalses y diques utilizados en el control de las avenidas.

pone de modelos más refinados, tal como el modelo autorregresivo, integrado de promedios móviles (ARIMA).¹

El flujo de un río se puede descomponer en una componente estocástica aleatoria y una componente periódica. Si no cambian las medias y variancias de la componente periódica, se dice que el proceso es estacionario; de lo contrario, se dice que es no estacionario. Para los procesos estacionarios, es suficiente la parte AR (autorregresiva) del modelo ARIMA; sin embargo, éste no es a menudo el caso. El modelo lineal general AR (que es en realidad un modelo lineal de Markov) se puede formular como sigue:

$$x_i = a_0 E_i + \sum_{j=1}^m a_j x_{i-j}, \quad i = 1, \dots, m \quad (6-1)$$

en donde x_i es el flujo en el período i (por ejemplo, en el mes i); a_j representa los coeficientes de la correlación de regresión; E_i es el elemento estocástico; x_{i-j} es el flujo en los períodos anteriores y m es el orden del modelo. Un modelo de Markov de primer orden sería

$$x_i = a_0 E_i + a_1 x_{i-1} \quad (6-2)$$

El orden del modelo se escoge mediante pruebas estadísticas muy complejas.²

EJEMPLO 6-1:

Modelo estocástico del flujo de un río

Se presume que un modelo AR de primer orden de Markov será suficiente para modelar los flujos mensuales de Steve Creek. Dado el registro de siete años que se muestra en la tabla 6-1, correspondiente a los flujos de enero y febrero, hallar el pronóstico del flujo correspondiente a febrero (x_2) e indicar la bondad del modelo para el pronóstico de los flujos.

¹ Véase G. E. P. Box y G. M. Jenkins, *Time Series Analysis Forecasting and Control* (San Francisco, Holden-Day, 1970).

² Véase V. Yejevich, *Stochastic Process in Hydrology* (Fort Collins, Col., Water Resources Pubs., 1972).

Tabla 6-1. Flujos mensuales del río en Steve Creek

Año	Flujos en enero ($10^6 m^3$)	Flujos en febrero ($10^6 m^3$)
1974	2.8	3.7
1975	2.6	3.6
1976	3.0	3.8
1977	2.4	3.4
1978	2.8	3.8
1979	2.6	3.6
1980	2.1	3.0

En la realidad, no se utilizaría un registro tan corto ni un modelo tan sencillo. (El ejercicio 6-8 presenta una solución más apegada a la realidad.) Supóngase que x_1 , el flujo correspondiente a enero, es igual a $5.2 \times 10^6 m^3$. Se aísla el elemento estocástico E_i y se multiplica por la desviación estándar σ . E_i , una desviación normal estándar aleatoria generada por la computadora, es igual a 1.2. El modelo básico es

$$x_{i+1} = a_0 + a_1 x_i + E_i \sigma_i \quad (6-3a)$$

SOLUCIÓN

La figura 6-1 es una gráfica de x_i contra x_{i+1} correspondiente a los flujos de Steve Creek

En primer lugar, se lleva a cabo el análisis de correlación. Las "ecuaciones normales"³ son

$$a_0 = \frac{(\sum x_{i+1})(\sum x_i^2) - (\sum x_i x_{i+1})(\sum x_i)}{N \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2} = \bar{x}_{i+1} - a_1 \bar{x}_i \quad (6-3b)$$

$$a_1 = \frac{N \sum (x_i x_{i+1}) - (\sum x_i)(\sum x_{i+1})}{N \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2} \quad (6-3c)$$

$$a_1 = \frac{(7)(65.08) - (18.1)(24.9)}{(7)(47.29) - (327.61)} = 0.8918$$

$$a_0 = 0.8918$$

³ T. T. Soong, *Probabilistic Modeling and Analysis in Science and Engineering* (Nueva York, John Wiley, 1981), págs. 331-35

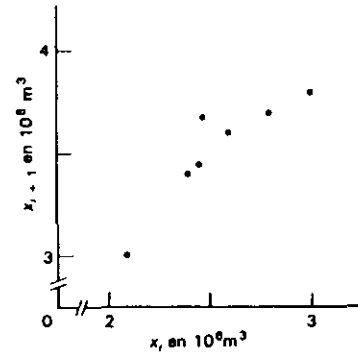


Figura 6-1. Una gráfica de x_i contra x_{i+1} , correspondiente al proyecto de Steve Creek.

Esto es una buena correlación (si es perfecta, $r = 1$), lo que indica que el modelo es aceptable.

El principal inconveniente en el uso de los modelos AR en los pronósticos a largo plazo, estriba en el hecho de que no reproducen los ciclos de sequía (el efecto de José) ni los ciclos de inundación (el efecto de Noé). Existe una tendencia en los eventos hidrológicos extremos, tales como los años de inundación, de ocurrir en serie; por consiguiente, los modelos AR son más apropiados para simular series anuales.

Análisis de frecuencia de las avenidas (AFA): Los estudios de las crecientes tratan de los flujos pico. Ninguna distribución de probabilidad conocida se ajusta al proceso; no obstante, varias de ellas se acercan bastante. La aceptada por el Water Resources Council es la de Log Pearson Tipo III.⁴ (Para una introducción al análisis de frecuencia de las avenidas, véase el Boletín 13.⁵ Para construir una distribución Log Pearson Tipo III, procedáse como sigue:

1. Enlistar por orden de magnitud todas las avenidas máximas anuales del registro
2. Calcular la frecuencia de exceso (posiciones de graficado) y graficar cada punto (véase la figura 6-2)
3. Calcular los parámetros de la fórmula de distribución (Log Pearson Tipo III).
4. Calcular analíticamente de 5 a 10 puntos, y trazar la curva que pase por los mismos (véase la figura 6-2).
5. Para elegir la magnitud de la creciente para la frecuencia de exceso deseada es preciso analizar tanto la solución gráfica como la analítica.

$$a_0 = 3.557 - (0.8918)(2.5897) = 1.251$$

$$a_0 = 1.25$$

$$\sigma_i = \left[\frac{\sum (x_i - \bar{x})^2}{(N - 1)} \right]^{0.5}$$

$$= (0.407/6)^{0.5}$$

$$= 0.26 \quad (6-3d)$$

$$x_2 = (1.25) + (0.892)(5.2) + (1.2)(0.26)$$

$$x_2 = 6.20$$

Por tanto, el pronóstico del flujo en febrero, es de $6.20 \times 10^6 m^3$.

Para evaluar la exactitud del modelo, se utilizaría el muestreo dividido (que es la comparación del "pronóstico" de los flujos, con el registro histórico); no obstante, se puede calcular el coeficiente de correlación r por la ecuación:

$$r = \left[\frac{N \sum (x_i x_{i+1}) - (\sum x_i)(\sum x_{i+1})}{\left[(N \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2) (N \sum x_{i+1}^2 - (\sum x_{i+1})^2) \right]^{0.5}} \right]^{0.5}$$

$$= \left[\frac{(7)(64.82) - (18.1)(24.9)}{\left[(7)(47.29) - (327.61) \right] \left[(7)(89.05) - (620.01) \right]^{0.5}} \right]^{0.5}$$

$$= 0.95 \quad (6-3e)$$

⁴ U.S. Water Resources Council, *Guidelines for Determining Flood Flow Frequency*, USWRC Bulletin 17 (Washington, D.C., U.S. Government Printing Office, marzo 1976). La mayor parte de la siguiente presentación sobre el Log Pearson III se basa en este texto.

⁵ Subcommittee on Hydrology, Inter Agency Committee on Water Resources, "Methods of Flow Frequency Analysis," abril 1966. Publicado por el Soil Conservation Service (SCS) y el U.S. Department of Agriculture (USDA).

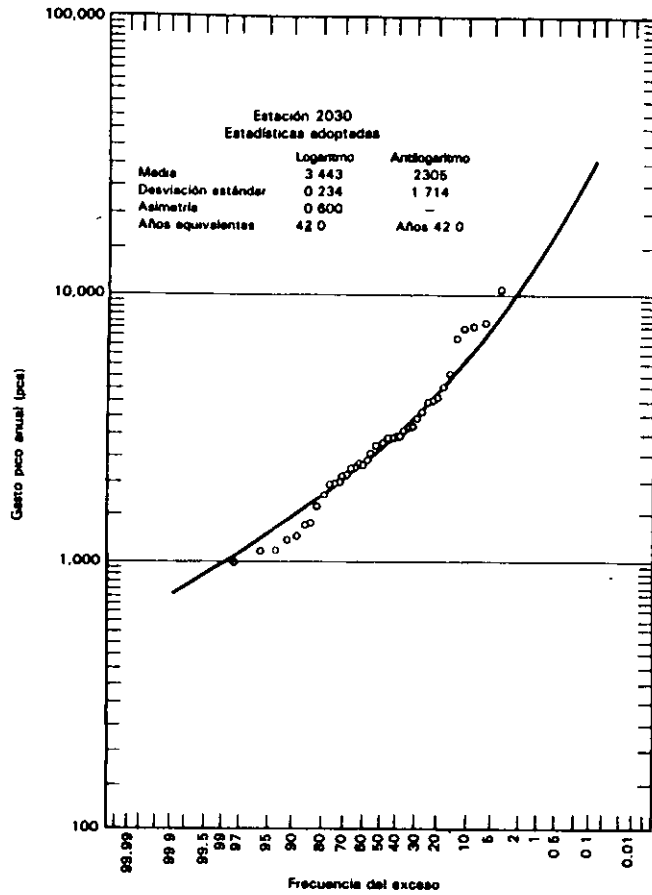


Figura 6-2. Distribución de las crecientes, con un valor extremo alto para el proyecto del río Shepeng, cerca de Roxbury, Conn. (Fuente: Hydrologic Engineering Center.)

Para completar el primer paso, se enlistará solamente la avenida máxima de cada año. Puesto que la transformación logarítmica de cero equivale a menos infinito, se puede añadir un flujo insignificante a los años de cero avenida y posteriormente restar dicho valor. Verifíquese la causa de las avenidas para asegurarse de que el registro es homogéneo. Un registro homogéneo es aquel en el cual todas las crecientes tienen la misma causa (por ejemplo, la precipita-

ción). La fusión de las nieves, los huracanes o la ruptura de una presa pueden ser, asimismo, causa de avenidas. Si dichos eventos están presentes, se deberán eliminar de los cálculos analíticos.

La cuenca deberá haberse mantenido estable durante el período de análisis. Si ha habido urbanización u otro cambio, el registro de flujos no será consistente y no dará buenos resultados estadísticos. La longitud del registro deberá ser por lo me-

nos de 10 años. Si la longitud del registro es menor de 50 años, estimense las crecientes combinando el análisis de frecuencia de las avenidas con el modelado de la cuenca de acuerdo con los procedimientos indicados en la tabla 6-2. Se pueden incorporar al registro todos y cada uno de los eventos históricos que ocurrieron antes de que se aforara el río, tal como una gran inundación de la que hablan las gentes del pueblo o cuya información apareció en los periódicos, si se amplía el período de análisis y se estima la magnitud de la inundación.

Los valores extremos son aquellos que ocurren en los límites de la gráfica y que no parecen ajustarse a la curva (véanse las figuras 6-2 y 6-3). Se comprende intuitivamente que se trata de eventos raros que ocurrieron casualmente mientras se aforaba el río y que si el período del registro hubiera sido más largo, se hubieran ajustado a la curva. Por consiguiente, muchos hidrólogos utilizan solamente su criterio de ingenieros y, o bien los mueven gráficamente sobre la curva, o si no, los ignoran, a fin de calcular analíticamente los parámetros.

Los lineamientos WRC proponen pruebas estadísticas para decidir si un punto de datos, es un valor extremo. Si la asimetría de la estación es mayor que 0.4, verifíquese primero si hay valores extremos altos; si la asimetría de la estación es menor que -0.4, verifíquese primero si hay valores extremos bajos. Si la asimetría de la estación está entre 0.4 y -0.4, verifíquese si hay valores extremos altos y bajos antes de eliminar cualesquiera puntos de datos.

La prueba para los valores extremos altos es.

$$x_H = \bar{x} + K_N S \quad (6-4a)$$

en donde x_H es el logaritmo del flujo por encima de los puntos de datos y se consideran como valores extremos altos. En esta ecuación, \bar{x} es la media de los logaritmos, S es la desviación estándar de los logaritmos, y K_N es una función de N y se le encuentra en la tabla 6-3a.

La prueba para los valores extremos bajos es:

$$x_L = \bar{x} - K_N S \quad (6-4b)$$

en donde x_L es el logaritmo del flujo por debajo del cual los puntos de datos se consideran como valores extremos bajos M , la media ajustada de los logaritmos, puede substituir a \bar{x} , si se utilizan datos históricos para ampliar el registro. (Véanse los lineamientos WRC para la información relativa a los procedimientos.)

Después de ordenar el registro homogéneo de los flujos anuales máximos, se calculan las posiciones de graficado (la frecuencia de exceso) de cada avenida, utilizando uno de varios métodos. La fórmula general es

$$P = \frac{(m - a)}{(N - a - b + 1)} \quad (6-5)$$

en donde P es la probabilidad de exceso (o sea, la posición de graficado), m es el orden del evento (o sea, en las listas ordenadas de las avenidas), N es el número de eventos en el registro y a y b son constantes. Uno de los métodos que es más aceptado es la fórmula de Weibull, en la cual a y b son iguales a cero. El método de la mediana (introducido por Beard) igual a a y b a 0.3.

En el tercer paso, calcúlense los parámetros correspondientes a la curva Log Pearson Tipo III, con

Tabla 6-2. Procedimientos para estimar crecientes con base en registros cortos

Los análisis han de incluir	Longitud del registro disponible		
	10 a 24	25 a 50	50 o más
Análisis estadísticos	X	X	X
Datos históricos	X	X	X
Comparaciones con cuencas similares	X	X	-
Estimaciones de las avenidas a partir de la precipitación	X	-	-

FUENTE: WRC Guidelines

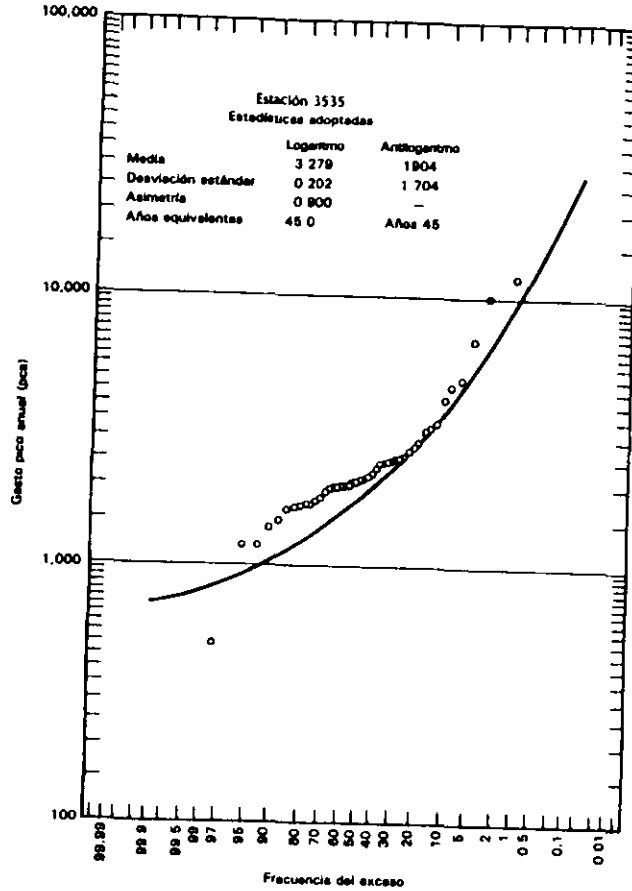


Figura 6-3. Distribución de las crecientes, con un valor extremo bajo. (Fuente: Hydrologic Engineering Center.)

el uso de las siguientes fórmulas. Para este paso deben calcularse los logaritmos de todos los flujos.

$$\bar{x} = \frac{\sum x}{N} \quad (6-6)$$

$$s = \left[\frac{\sum (x - \bar{x})^2}{(N - 1)} \right]^{0.5} = \left[\frac{(\sum x^2) - 1/N(\sum x)^2}{(N - 1)} \right]^{0.5}$$

$$C = \frac{N \sum (x - \bar{x})^3}{(N - 1)(N - 2)S^3} \quad (6-7)$$

$$= \frac{N^2(\sum x^3) - 3N(\sum x)(\sum x^2) + 2(\sum x)^3}{N(N - 1)(N - 2)S^3} \quad (6-8)$$

en donde x es el logaritmo (de base 10) de la avenida máxima anual, N es el número de flujos en el

Tabla 6-3a. Valores de K_N para las pruebas de valores extremos: valores de K_N para un nivel de significancia de 10 por ciento¹

Tamaño de la muestra	Valor de K	Tamaño de la muestra	Valor de K	Tamaño de la muestra	Valor de K	Tamaño de la muestra	Valor de K
10	2.038	45	2.727	80	2.940	115	3.084
11	2.088	46	2.738	81	2.945	116	3.087
12	2.134	47	2.744	82	2.949	117	3.070
13	2.175	48	2.753	83	2.953	118	3.073
14	2.213	49	2.760	84	2.957	119	3.075
15	2.247	50	2.768	85	2.961	120	3.078
16	2.279	51	2.775	86	2.966	121	3.081
17	2.309	52	2.783	87	2.970	122	3.083
18	2.335	53	2.790	88	2.973	123	3.086
19	2.361	54	2.798	89	2.977	124	3.089
20	2.385	55	2.804	90	2.981	125	3.092
21	2.408	56	2.811	91	2.984	126	3.095
22	2.429	57	2.818	92	2.989	127	3.097
23	2.448	58	2.824	93	2.993	128	3.100
24	2.467	59	2.831	94	2.998	129	3.102
25	2.486	60	2.837	95	3.000	130	3.104
26	2.502	61	2.842	96	3.003	131	3.107
27	2.519	62	2.849	97	3.006	132	3.109
28	2.534	63	2.854	98	3.011	133	3.112
29	2.549	64	2.860	99	3.014	134	3.114
30	2.563	65	2.866	100	3.017	135	3.116
31	2.577	66	2.871	101	3.021	136	3.119
32	2.591	67	2.877	102	3.024	137	3.122
33	2.604	68	2.883	103	3.027	138	3.124
34	2.616	69	2.888	104	3.030	139	3.126
35	2.628	70	2.893	105	3.033	140	3.129
36	2.639	71	2.897	106	3.037	141	3.131
37	2.650	72	2.903	107	3.040	142	3.133
38	2.661	73	2.908	108	3.043	143	3.135
39	2.671	74	2.912	109	3.046	144	3.138
40	2.682	75	2.917	110	3.049	145	3.140
41	2.692	76	2.922	111	3.052	146	3.142
42	2.700	77	2.927	112	3.055	147	3.144
43	2.710	78	2.931	113	3.058	148	3.146
44	2.719	79	2.935	114	3.061	149	3.148

FUENTE: U.S. Water Resources Council, 1978

¹ Esta tabla contiene valores de un lado de K_N para un nivel de significancia de 10 por ciento para una distribución normal. Las pruebas realizadas para seleccionar los procedimientos utilizados de detección de valores extremos indican que estos valores de K_N son aplicables a las distribuciones Log-Pearson Tipe III, sobre la gama comprobada de los valores de asimetría.

período del registro, \bar{x} es la media logarítmica de las avenidas, S es la desviación estándar de los logaritmos y C es el coeficiente de asimetría de los logaritmos. Es aconsejable graficar los datos en papel

logarítmico de probabilidad, a fin de evaluar los puntos y detectar posibles valores extremos.

La asimetría es muy sensible a la longitud del registro y a los valores extremos. En la figura 6-4 se

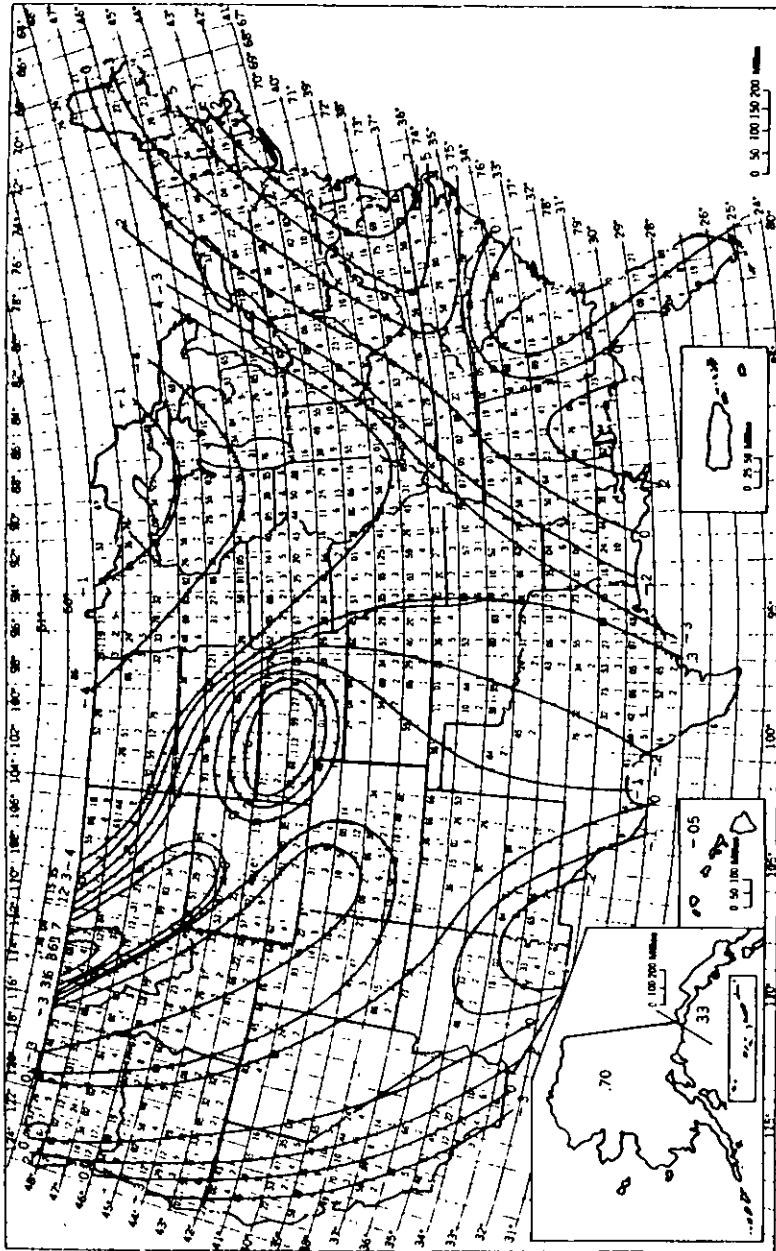


Figura 6-4. Coeficientes de asimetría generalizados de los logaritmos del máximo flujo anual de los ríos. El coeficiente promedio de asimetría está expresado por cuadrángulos de 1°. La cifra inferior en cada cuadrángulo representa el número de estaciones de aforo para las cuales se calculó el promedio mostrado en la parte superior. (Fuente: Lineamientos de la WRC.)

muestra la asimetría generalizada para lugares con registros cortos (menores de 25 años). Si el río ha sido aforado durante más de 100 años, la asimetría deberá calcularse a partir de la ecuación 6-8. Para registros con menos de 100 años, los lineamientos de la WRC recomiendan utilizar una combinación de la asimetría calculada y de la asimetría generalizada, como se indica a continuación,

$$\hat{G} = \bar{G} \left(1 - \frac{N - 25}{75} \right) + G \left(\frac{N - 25}{75} \right) \quad (6-9)$$

en donde \bar{G} es la asimetría calculada (de la ecuación 6-8), G es la asimetría generalizada (del mapa WRC, mostrado en la figura 6-4) y \hat{G} es la asimetría adoptada.

Para el cuarto paso, se utiliza la fórmula

$$x = \bar{x} + K S \quad (6-10)$$

en donde K es la desviación Log Pearson III (una función de P y G) que se encuentra en la tabla 6-3b.

Sólo se necesitan de 5 a 10 puntos para construir la curva. Cuando se hace la gráfica en papel logarítmico de probabilidad, como en la figura 6-2, la desviación estándar determina la pendiente de la línea, y la asimetría determina la curvatura (una curva convexa muestra una asimetría positiva). Si la asimetría fuera cero, los puntos representarían una línea recta; y si la desviación estándar fuera cero, la línea sería horizontal. Por supuesto, \bar{x} se encuentra entrando a la curva con $P = 0.5$ como abscisa,

Tabla 6-3b. Valores de K de la distribución Log Pearson tipo III

G	Frecuencia de exceso						
	0.50	0.20	0.10	0.05	0.02	0.01	
	Frecuencia de retorno						
	2	5	10	25	50	100	200
3.0	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970
2.8	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973	4.867
2.6	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889	4.718
2.4	-0.351	0.537	1.262	2.258	3.023	3.800	4.584
2.2	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444
2.0	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.606	4.298
1.8	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147
1.6	-0.254	0.676	1.329	2.163	2.780	3.388	3.980
1.4	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828
1.2	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661
1.0	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489
0.8	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312
0.6	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132
0.4	-0.068	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949
0.2	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763
0.0	0.000	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576
-0.2	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388
-0.4	0.066	0.855	1.231	1.608	1.834	2.029	2.201
-0.6	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016
-0.8	0.132	0.856	1.166	1.448	1.608	1.733	1.837
-1.0	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664
-1.2	0.195	0.965	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501
-1.4	0.225	0.936	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351

Tabla 6-4. Cálculo de las sumas totales

Año	Pico anual (pcs)	Logaritmo (x)	x ²	x ³
1945	2290	3.36984	11.28852	37.92784
1946	1470	3.16732	10.03192	31.77429
1947	2220	3.34635	11.19808	37.47282
1948	2970	3.47276	12.06006	41.88170
1949	3020	3.48001	12.11047	42.14456
1950	1210	3.08279	9.50359	29.29759
1951	2490	3.39620	11.53417	39.17238
1952	3170	3.50106	12.25742	42.91397
1953	3220	3.50786	12.30508	43.16450
1954	1760	3.24551	10.53335	34.18613
1955	8800	3.94448	15.55892	61.37186
1956	8280	3.91803	15.35096	60.14552
1957	1310	3.11727	9.71737	30.29167
1958	2500	3.39794	11.54600	39.23260
1959	1960	3.29226	10.83898	35.88473
1960	2140	3.33041	11.09163	38.93968
1961	4340	3.63749	13.23133	48.12884
1962	3080	3.48572	12.15024	42.35235
1963	1780	3.25042	10.56523	34.34144
1964	1380	3.13988	9.85886	30.95559
1965	980	2.99123	8.94746	28.76390
1966	1040	3.01703	9.10247	27.48243
1967	1580	3.19866	10.23143	32.72685
1968	3630	3.55991	12.87296	45.11459
N = 24	-	80.84043	273.68646	931.44732

y se lee el valor de Q_{0.5} en las ordenadas. Por ejemplo, Q_{0.5} en la figura 6-2 es cerca de 2,600 pcs.

En el último paso, se analizan las soluciones gráfica y analítica. Se deberá ajustar para la probabilidad esperada, y deberán graficarse las líneas de intervalos de confianza de 0.95 y 0.05 como se indica en los lineamientos WRC. Tal vez lo más importante es que se debe educar al cliente para que comprenda la incertidumbre y el riesgo implicados. Esto se puede hacer suministrando un rango de flujos posibles para la frecuencia de exceso del 1 por ciento. Es preciso abstenerse de llamar a esta condición la "avenida de 100 años". Cuando se utiliza el término "avenida de 100 años", el cliente puede pensar que la avenida no ocurrirá en 100 años, en lugar de darse cuenta de que existe una

probabilidad de 1 por ciento de que ocurrirá en ese mismo año.

EJEMPLO 6-2:
Análisis de frecuencia de las avenidas*

Se desea construir la distribución de frecuencias de Fishkill Creek, cerca de Beacon, N.Y., con la información dada en la tabla 6-4. Calcúlense las posiciones de graficado con el uso de la fórmula de Weibull y los parámetros para la distribución Log Pearson Tipo III para las crecientes mayor y menor. ¿Cuál es la avenida que tiene una frecuencia de exceso de 0.01 (una avenida de 100 años)?

* Adaptado de *Guías del WRC*, op. cit., págs. 12-68

SOLUCIÓN

Según la fórmula de Weibull, $P = m/(N + 1)$, la primera posición de graficado (la probabilidad) sería $P_1 = 1/(24 + 1) = 0.04$, y la última sería $P_{24} = 24/(24 + 1) = 0.96$.

A continuación calcúlense las estadísticas (los parámetros Log Pearson Tipo III). Primero la media de la ecuación 6-6:

$$\bar{x} = \frac{\sum x}{N} = \frac{80.84043}{24} = 3.36835$$

Luego la desviación estándar de la ecuación 6-7

$$S^2 = \frac{\sum x^2 - (\sum x)^2/N}{N - 1} = \frac{273.68646 - (80.84043)^2/24}{23}$$

$$S = (1.3875/23)^{0.5} = 0.24561$$

y finalmente, el coeficiente de asimetría de la ecuación 6-8:

$$G = \frac{N^2(\sum x^3) - 3N(\sum x)(\sum x^2) + 2(\sum x)^3}{N(N - 1)(N - 2)S^3} = \frac{131.350}{179.9284} = 0.730$$

Como la estación tiene menos de 25 años de datos, se deberá utilizar una asimetría generalizada. Para este ejemplo se puede determinar, una asimetría generalizada de 0.6 con el mapa de la figura 6-4. Ahora se pueden calcular las coordenadas de la curva de frecuencias. En la tabla 6-3b se pueden encontrar los valores apropiados de K para un coeficiente de asimetría de 0.6. A continuación se presenta un cálculo de ejemplo para una probabilidad de exceso de 0.01 con el uso de la ecuación 6-10:

$$\log Q = \bar{x} + KS = 3.36835 + 2.75514(0.24561) = 4.0450$$

$$Q = 11100 \text{ pcs}$$

En la tabla 6-5 se obtiene el resto de los puntos.

Tabla 6-5. Cálculo de las coordenadas de la curva de frecuencias

P	K(0.6,P)	Log Q	Q
0.99	-1.88029	2.9085	808
0.90	-1.20028	3.0736	1180
0.50	-0.09945	3.3439	2210
0.10	-1.32850	3.6948	4950
0.05	-1.79701	3.8097	8450
0.02	-2.35931	3.9478	8870
0.01	-2.75514	4.04500	11100
0.005	-3.13232	4.1377	13700

La curva de frecuencias se grafica en la figura 6-6

Modelado de una cuenca

Los dos enfoques principales para el modelado de las cuencas de los ríos son el enfoque de los parámetros agrupados y el enfoque de los parámetros distribuidos. El primero es una especie de enfoque del tipo de "caja negra", en el cual todas, o casi todas las variables están "agrupadas" en varios parámetros, mientras que el último asigna valores a cada uno de los factores importantes que afectan la relación entre la precipitación y el escurrimiento.

De los dos tipos principales de modelos, sólo se considerará el modelo lineal, o hidrograma unitario. El modelo no lineal desarrollado por Amoroch, ⁷ suministra a menudo un mejor ajuste, especialmente en las cuencas empinadas, pero no tiene tanta aceptación como el modelo del hidrograma unitario.

El modelo lineal (o hidrograma unitario) supone que es posible aproximar las características de la cuenca, mediante la forma de una tormenta uniforme de 1 pulg de precipitación. Una vez que se haya obtenido esta forma, se puede generar el escurrimiento directo de cualquier tormenta, por la adición de hidrogramas unitarios. Puesto que los registros de precipitación son, por lo común, más largos y más completos que los registros de flujo de los ríos, en muchos lugares, este procedimiento es

⁷ J. Amoroch y G. T. Orlob, "Non-linear Analysis of Hydrologic Systems", Water Resources Center Contribution no. 40, University of California at Berkeley, 1961

más aplicable que el análisis directo del flujo de los ríos.

Para construir un modelo lineal, se siguen las siguientes etapas.

Etapla 1. Examinar los registros de la precipitación y del flujo del río, y se toman datos de tormentas aisladas (que se espera sean de una intensidad uniforme). Normalmente, la duración de la tormenta deberá ser menor que un tercio del tiempo de concentración (t_c) de la cuenca (o sea, el tiempo que le lleva a la lluvia llegar a la salida desde los puntos más lejanos). Si el estudio realizado fuera para la protección de inundaciones, resultará preferible una tormenta de avenida a una tormenta normal. (La figura 6-8 muestra el hidrograma de este tipo de tormenta.)

Etapla 2. Determinar la componente de escurrimiento directo de los hidrogramas de la tormenta aislada, separando el escurrimiento base (esto es, el flujo normal del río, causado por lo general por el agua subterránea). Esto requiere de un cierto criterio de ingeniería, ya que son varios los métodos que se pueden utilizar, y son posibles varias curvas de escurrimiento base (véase la figura 6-5). No obstante, por suerte, los resultados del modelo no son demasiado sensibles a la separación del escurrimiento base. Un método común consiste en prolongar la rama de acceso hasta debajo del pico del hidrograma y luego conectar este último con el punto de recesión o rama descendente, donde resulta insignificante el efecto de la tormenta (curva IV en la figura 6-5).

Etapla 3. Calcular la precipitación efectiva (o precipitación en exceso) que corresponde al volumen de escurrimiento directo de la tormenta, restando el volumen de escurrimiento directo de la precipitación total, a fin de calcular las pérdidas. Las pérdidas de precipitación pueden calcularse por los más conocidos, tales como la ecuación de Horton y la suposición de una pérdida uniforme. La figura 6-6 muestra cómo se puede actuar la pérdida de precipitación, según la ecuación de Horton

$$f = f_0 + (f_i - f_0)e^{-kt} \quad (6-11)$$

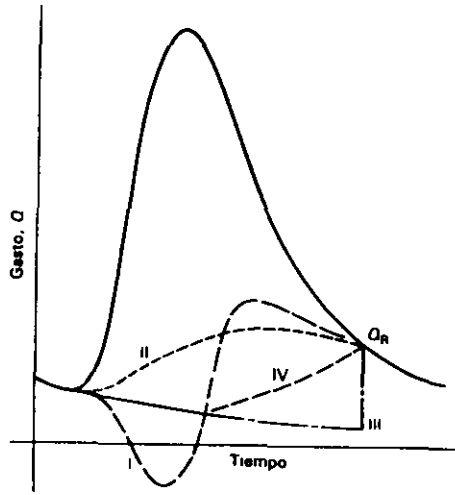


Figura 6-5. Tipos de separación del escurrimiento base: I, almacenamiento alto en márgenes; II, suelo muy poroso; III y IV, separación arbitraria. (A + Q_R, el gasto es todo escurrimiento base.)

en donde f_0 es la capacidad de infiltración inicial del suelo en pulg/hr, f_c es la tasa constante final de la capacidad de infiltración, en pulg/hr, y k es una constante que depende del suelo y de la vegetación.

Etapla 4. Dividir las ordenadas del hidrograma observado, por el volumen de escurrimiento directo de la cuenca para la tormenta (en pulg o en cm). Las ordenadas resultantes son para 1 pulg de escurrimiento directo.

El método del hidrograma unitario supone que la tormenta es uniforme en el área de la cuenca. Debido a esta suposición, las cuencas deberán tener un área no mayor de 100 mi² (260 km²). Las cuencas de menor área dan, por lo común, mejores resultados. Las cuencas de mayor área deberán dividirse en subcuencas y los hidrogramas se combinan con un tránsito de avenidas. Además, las formas de dos hidrogramas procedentes de dos tormentas similares pueden no ser las mismas, de manera que, cuando se construya el hidrograma unitario, se usará

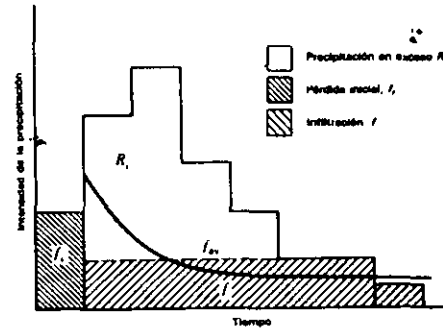


Figura 6-6. Infiltración, según el método de Horton.

rán hidrogramas procedentes de varias tormentas y se promediarán las ordenadas. Finalmente, si la suposición lineal es demasiado simple, se deberá utilizar un modelo no lineal.

EJEMPLO 6-3: Modelado de una cuenca por el método del hidrograma unitario

Se ha seleccionado una tormenta uniforme para modelar una cuenca de 40 mi². Se estimará el escurrimiento base mediante la curva IV de la figura 6-5. La figura 6-7 muestra el histograma y el correspondiente hidrograma de la tormenta. Calcular el hidrograma unitario de la cuenca (modelo de la cuenca).

SOLUCIÓN

Para calcular las ordenadas del hidrograma unitario (UH), se deberán reducir las ordenadas del escurrimiento directo a una escala de 1 pulg de precipitación efectiva. Calcular, con este fin, cuántas pulgadas de escurrimiento directo generó la tormenta aislada, calcular el volumen de escurrimiento directo (o sea, 59,850 pcs-2 hr) y dividir dicho volumen por las ordenadas de escurrimiento directo (véase la tabla 6-6).

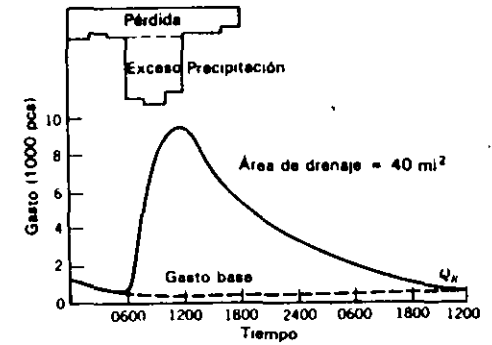


Figura 6-7. Histograma e hidrograma de la cuenca.

$$ED = 59,850 \left(\frac{2 \text{ hr-pulg}^1}{s} \right) \left(\frac{1}{40 \text{ mi}^2} \right) \left(\frac{12 \text{ pulg}}{\text{pie}} \right) \times \left(\frac{\text{mi}^2}{5280^2 \text{ pies}^2} \right) \left[\frac{(2)(3600)s}{2 \text{ hr}} \right] = 4.64 \text{ pulg}$$

Una vez que se ha calculado el hidrograma unitario de una cuenca, se pueden modelar tormentas de cualquier intensidad y duración, por la superposición de los diferentes hidrogramas unitarios. El ejemplo 6-4 muestra cómo se puede lograr esto. La duración de la tormenta de diseño deberá ser menor que el 25 por ciento de la duración de la tormenta aislada que se seleccionó para calcular el hidrograma unitario. Si no fuera éste el caso, la precipitación efectiva de la tormenta de diseño deberá descomponerse en duraciones iguales a la duración de la tormenta aislada. Por ejemplo, si la tormenta aislada duró seis horas, la tormenta de diseño (o sea, aquella tormenta para la cual se construyen las obras de control de avenidas) deberá estar entre 4.5 y 7.5 horas

EJEMPLO 6-4: Cálculo de la tormenta de diseño

Para un estudio de planeación de ejecución de control de avenidas, se debe calcular la avenida con una

Tabla 6-6. Cálculo de las ordenadas de un hidrograma unitario

Fecha	Hora	Gasto total	Gasto base	Escurrimiento directo	Ordenada del hidrograma unitario	Horas
2 / 18	0800	500	500	0	0	0
	0800	5600	450	5150	1110	2
	1000	9200	400	8800	1900	4
	1200	10100	400	9700	2090	6
	1400	7800	450	7350	1580	8
	1600	6600	450	6150	1330	10
	1800	5550	500	5050	1090	12
	2000	4700	550	4150	890	14
	2200	4000	600	3400	730	18
	2400	3300	600	2700	680	18
	0200	2700	600	2100	450	20
	0400	2300	650	1650	360	22
	0600	1850	650	1300	280	24
	0800	1850	700	950	200	26
	1000	1400	700	700	150	28
	1200	1200	750	450	100	30
	1400	1000	750	250	50	32
	1600	800	800	0	0	34
59,850					2 hr-pcs	

frecuencia en exceso de 5 por ciento a partir de la tormenta del 5 por ciento. Se ha seleccionado la tormenta de diseño del folleto TP 40⁸ como se muestra en la tabla 6-7. Se ha calculado asimismo el hidrograma unitario para una tormenta de una hora. Suponer un escurrimiento base constante de 10 pcs.

SOLUCIÓN

La figura 6-8 muestra los cálculos. Afortunadamente se dispone de códigos de computadora para el modelado del hidrograma unitario. Uno de los programas de mayor uso es el HEC 1, Flood Hydrograph Package⁹ (paquete de hidrogramas de avenidas) que calcula automáticamente las tasas de pérdida; y puede, asimismo, calcular los hidrogramas de la

⁸ National Weather Service, "Rainfall Frequency Atlas of the United States, 30-Minute to 24 Hour Durations, 1-to 100-Year Return Periods," Technical Publication 40, 1961.

⁹ U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, Floods Hydrograph Package, Users Manual, disponible en el Hydrologic Engineering Center, 609 2nd St., Davis, Cal., 95616.

Tabla 6-7. Ordenadas del hidrograma unitario para una hora y lluvia efectiva de la tormenta de diseño

Ordenadas del HU de 1 h (pcs)	Precipitación efectiva (pulg)
10	0
100	1.0
200	2.0
150	3.0
100	1.0
50	
1	1
0	0

falla de una presa, los hidrogramas sintéticos de cuencas no aforadas y otros usos.

Análisis regional¹⁰

Mediante el análisis regional, se obtienen los datos faltantes, por medio de la correlación de los datos limitados, con datos más extensos procedentes de áreas circundantes. Por ejemplo, una estación de aforo que tiene sólo un registro de 10 años, podría hallarse cerca de otras estaciones de aforo con registros mucho más largos —por ejemplo, 75 años. Se supone que la correlación entre los 10 años de datos existentes, y los correspondientes 10 años de datos de las otras estaciones, se puede utilizar para ampliar el registro de la estación de aforo que tiene el registro mucho más corto.

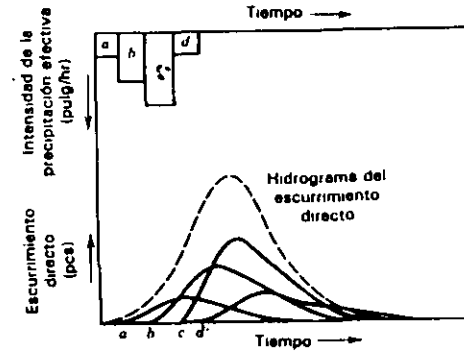
A fin de determinar si un registro más largo se puede correlacionar o no con un registro más corto, se usará la siguiente fórmula:

$$N'_1 = \frac{N_1}{1 - [(N'_2 - N_1)/N'_2]R^2} \quad (6-12)$$

en donde

N'_1 es la medida de la bondad del ajuste (o sea, mientras que N'_1 sea mayor que N_1 , cuanto más cerca esté N'_1 a N_2 será mejor).

¹⁰ Esta presentación se basa en el libro del U.S. Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, HEC-4, Monthly Streamflow Simulation 723-2340, manual del usuario feb. 1971



Tiempo (horas)	HU de 1 hora (pcs)	Precipitación efectiva (pulg)	Escurrimiento directo (pcs)					Gasto base (pcs)	Gasto total (pcs)
			(a)	(b)	(c)	(d)	Subtotal		
0	0								
	10	1.0	10				10	10	20
	100	2.0	100	20			120	10	130
	200	3.0	200	200	30		430	10	440
	150	1.0	150	400	300	10	860	10	870
	100		100	300	600	100	1100	10	1110
	50		50	200	450	200	900	10	910
	0		0	100	300	150	550	10	560
				0	150	100	250	10	280
					0	50	50	10	60
						0	0	10	10
Totales	610	7.0	610	1220	1830	610	4270	100	4370

NOTA La duración unitaria asociada con un hidrograma unitario deberá hallarse dentro de un 25 por ciento de la duración de los incrementos de la precipitación efectiva. Se dispone de técnicas que permiten cambiar la duración unitaria de un hidrograma unitario, por ejemplo, para convertir un hidrograma unitario de 3 horas a un hidrograma unitario de 6 horas

Figura 6-8. Modelo de la tormenta de diseño por medio de hidrogramas unitarios (Fuente: Hydrologic Engineering Center.)

N_1 es la longitud del registro corto que se trata de ampliar (estación 1).

N_2 es la longitud del registro de la estación de aforo cercana, que tiene un registro largo.

R^2 es el coeficiente de determinación de los logaritmos de los flujos entre ambas estaciones.

Para hallar la media artificial \bar{x} y la desviación estándar S del registro ampliado de la estación 1, se aplican las siguientes fórmulas.

$$\bar{x}'_1 - \bar{x}_1 = (\bar{x}'_2 - \bar{x}_2)(R) \frac{S_1}{S_2} \quad (6-13)$$

$$S'_1 - S_1 = (S'_2 - S_2)(R^2) \frac{S_1}{S_2} \quad (6-14)$$

EJEMPLO 6-5:
Generación de datos faltantes para una estación de aforo de una corriente

Se desea ampliar los datos de flujo de la estación de aforo 107, utilizando la estación de aforo 106, situada aguas arriba. Las estadísticas correspondientes a las dos estaciones son las siguientes.

- $N_1 = 144$ meses
- $N'_2 = 240$ meses
- $R_2 = 0.92$
- $x_1 = 2.503$
- $x'_2 = 2.875$
- $x_2 = 2.881$
- $S_1 = 0.058$
- $S'_2 = 0.045$
- $S_2 = 0.047$

SOLUCIÓN

Insertando los valores, se tiene que

$$N'_1 = \frac{144}{1 - [(240 - 144)/240]0.92} = 228$$

Esto constituye un buen ajuste, ya que 228 está cerca de 240; de manera que se procede a calcular los valores de la estación 107.

$$\begin{aligned} x'_1 &= 2.503 - (2.875 - 2.881)(0.959)(0.058/0.047) \\ &= -0.0071 \\ \bar{x}'_1 &= 2.496 \\ S'_1 &= 0.058 - (0.045 - 0.047)(0.92)(0.058/0.047) \\ &= -0.0027 \\ S'_1 &= 0.055 \end{aligned}$$

6-2 MODELOS HIDRÁULICOS

La hidráulica trata, entre otras cosas, del flujo en canales abiertos, del flujo en tuberías y de la maquinaria hidráulica (bombas y turbinas). Los modelos del flujo

de las corrientes de agua y los modelos hidráulicos se combinan en los estudios de control de avenidas, en los cuales los modelos de flujo de las corrientes generan los flujos para los modelos hidráulicos del perfil de la superficie del agua en canales abiertos. En los estudios de abastecimiento de agua, los modelos del flujo de las corrientes determinan la capacidad de diseño de los canales y las tuberías. Las plantas de bombeo y de energía hidroeléctrica sólo se podrán dimensionar correctamente después de que hayan sido determinadas las características de las bombas y de las turbinas. Estos y otros estudios requieren el uso de modelos hidráulicos.

Flujo en canales abiertos

Quizá el modelo fundamental que necesita el planificador para realizar estudios de abastecimiento de agua y de control de avenidas, es aquel que mida el gasto. La ecuación de Manning, introducida en el capítulo 4, resulta útil en el caso de condiciones permanentes uniformes.

$$Q = \frac{1}{n} (A)(R^{2/3})(S^{1/2}) \quad (6-15)$$

Cuando se utilizan las unidades inglesas (p/s) es preciso multiplicar el lado derecho de la ecuación por 1.49. Se pueden utilizar, asimismo, vertedores, aforadores Parshall y dispositivos electrónicos. La fórmula para un vertedor rectangular con contracción es

$$Q = C_w L h^{3/2} \quad (6-16)$$

en donde Q es el gasto en pcs, C_w es el coeficiente de contracción (véase la tabla 6-8), L es la longitud de la cresta del vertedor, y h es la altura de la superficie del agua sobre la cresta del vertedor (véase la figura 6-9).

EJEMPLO 6-6:
Cálculo del gasto sobre el vertedor

El tirante de agua h sobre un vertedor rectangular de cresta afilada es igual a 5.6 pies. La longitud L de

Tabla 6-8. Valores de C_w para vertedores rectangulares de cresta afilada

H_d h	Carga, h (pies)					
	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	2.0
0.5	4.18	4.13	4.12	4.11	4.11	4.10
1.0	3.76	3.71	3.69	3.68	3.68	3.67
2.0	3.53	3.49	3.48	3.47	3.46	3.46
10.0	3.36	3.32	3.30	3.30	3.29	3.29
15.0	3.32	3.28	3.28	3.28	3.25	3.25

H_d es la distancia desde el fondo del canal hasta la cresta del vertedero.

Fuente: Unslley y Franzini, *Water Resources Engineering*

la cresta es de 12 pies. Si H_d es 5 pies, ¿cuál es el gasto Q? Se debe observar que h se mide varios pies aguas arriba para que la contracción del agua no lo afecte según fluye sobre el vertedor.

SOLUCIÓN

Se interpola, en la tabla 6-8, para hallar el coeficiente de contracción C_w , que tiene un valor de 3.40. Sustituyendo en la ecuación 6-16,

$$Q = (3.40)(12)(5.6)^{3/2} = 540 \text{ pcs}$$

El parámetro hidráulico más importante en los estudios de control de avenidas es la elevación de la superficie del agua (el perfil). El modelo clásico para calcular los perfiles de la superficie del agua en los canales, tanto naturales como artificiales, es la ecuación de la energía (la ecuación de Bernoulli),

$$\alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} + y_1 + z_1 = \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + y_2 + z_2 + h_e + h_f \quad (6-17)$$

en donde V_i representa las velocidades en los dos puntos de interés (1 y 2), α_i representa las correcciones aplicadas al término de la velocidad, y_i es la

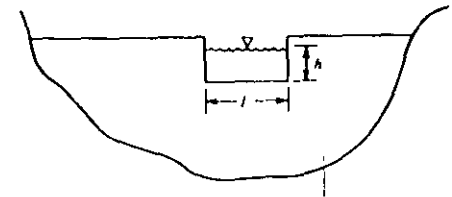


Figura 6-9. Mediciones para la fórmula del vertedor, ejemplo 6-6.

profundidad del agua; z_i es la elevación del fondo del canal respecto a un plano común de referencia, h_f es la pérdida por fricción (pérdida de carga) entre los dos puntos y h_e representa las pérdidas por remolinos, las cuales pueden ser importantes en los canales naturales. Cuando el flujo es subcrítico —lo que es común en los canales naturales— se escoge un punto de control, aguas abajo (o sea, una presa, una estación de aforo, etc.). Mediante un método como el método estándar de etapas,¹¹ se calcula la profundidad del agua, procediendo por etapas, en la dirección aguas arriba. En el caso de un flujo supercrítico, se sigue el mismo proceso, pero los cálculos proceden aguas abajo, debido a que la profundidad del agua está controlada por la geometría o por la situación aguas arriba.

A fin de explicar el método de etapas (con el procedimiento de Chow), se debe simplificar la ecuación 6-17, ecuación de la energía, a la forma

$$Z_1 = S_0 \Delta x + y_1 + Z_2 \quad (6-18a)$$

Esto se ilustra en la figura 6-10. Se define a Z_2 como

$$Z_2 = y_2 + Z_2 \quad (6-18b)$$

La ecuación 6-17 se convierte en

$$Z_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + h_f + h_e$$

¹¹ V. T. Chow, *Open Channel Flow* (Nueva York, McGraw-Hill, 1959)

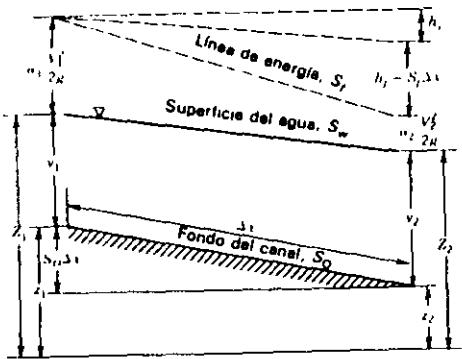


Figura 6-10. Tramo de un canal, mostrando los símbolos correspondientes a la ecuación 6-18.

Las cargas totales en los extremos (véase figura 6-10), resultan ser ahora

$$H_1 = Z_1 + \alpha \frac{V_1^2}{2g} \quad (6-18d)$$

$$H_2 = Z_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} \quad (6-18e)$$

La ecuación 6-18a se puede ahora escribir como

$$H_1 = H_2 + h_f + h_e \quad (6-18f)$$

Esta es la ecuación básica para el método estándar por etapas.

EJEMPLO 8-7:
Cálculo del perfil de la superficie del agua¹²

Un canal trapezoidal tiene las siguientes dimensiones de base $b = 20$ pies, $m = 2(1/m = \text{talud})$, pendiente del fondo $S_0 = 0.0016$, su factor de rugosidad es $n = 0.025$ y conduce un gasto de 4000 pcs. Calcular el perfil de la superficie del agua,

creado por una presa que arremansa el agua hasta una profundidad y de 5 pies, inmediatamente detrás de la presa. Suponer que el extremo aguas arriba del perfil tiene una profundidad igual a 1 por ciento mayor que el tirante normal. El coeficiente de energía es 1.1. La elevación de la base de la presa es de 600 pies SNMM y las estaciones son como se indican en la tabla 6-9. La figura 6-11 muestra la gráfica de los resultados.

SOLUCIÓN

Puede ser que esta solución no tenga mucho sentido para los que no sean ingenieros. La primera etapa consiste en calcular el tirante crítico Z_c y el tirante normal Z_n . Estos dos valores indican que la superficie del agua, Z , en la presa, está por encima del tirante normal y que tiende al mismo, lo que revela lo que se conoce como un perfil superficial M-1¹³

$$Z_c = 2.22 \text{ pies}$$

$$Z_n = 3.36 \text{ pies}$$

La columna 1 de la tabla 6-9 muestra la distancia aguas arriba desde la presa, de cada estación. El primer número representa la distancia expresada en múltiplos de 100 pies; el segundo expresa la fracción en pies de manera que "1 + 55" significa 155 pies.

El área A , el radio hidráulico R , la velocidad V , la carga total H , y la pendiente de la línea de energía S_f en la estación 0 + 00 son:

$$A = y(b + my) \quad (6-19)$$

$$A = 5[20 + (5)(2)] = 150 \text{ pies}^2$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{(b + my)y}{b + 2y(1 + m^2)^{0.5}} = 3.54 \quad (6.20)$$

¹³ Véase Chow, *Open Channel Flow*, o cualquier otro texto de mecánica de fluidos para información sobre la definición de los

¹² Tomado de Chow, *Open Channel Flow* págs. 267 y sig.

Tabla 6-9. Cálculo del perfil de flujo correspondiente al ejemplo 6-7
 $Q = 400 \text{ pcs}$ $N = 0.025$ $S_0 = 0.0016$ $A = 1.10$ H

Estación (1)	Z (2)	y (3)	A (4)	V (5)	$\alpha V^2/2g$ (6)	H (7)	R	Método estándar 12 pies	
0 + 00	605.000	5.00	150.00	2.667	0.1217	605.1			
1 + 55	605.048	4.80	142.08	2.819	0.1358	601.184	1.43	5.17	0.000433
3 + 18	605.109	4.60	134.32	2.979	0.1517	605.261	3.31	4.92	0.000507
4 + 81	605.188	4.40	126.72	3.156	0.1708	605.357	3.18	4.70	0.000698
6 + 78	605.286	4.20	119.28	3.354	0.1925	605.479	3.08	4.50	0.000705
8 + 91	605.428	4.00	112.00	3.572	0.2184	605.644	2.96	4.25	0.000850
11 + 48	605.633	3.80	104.88	3.814	0.2490	605.882	2.84	4.02	0.001020
13 + 04	605.786	3.70	101.38	3.948	0.2664	606.052	2.77	3.88	0.001132
15 + 00	605.999	3.60	97.92	4.085	0.2856	606.285	2.71	3.78	0.001244
16 + 23	606.146	3.55	98.21	4.158	0.2958	606.442	2.68	3.72	0.001310
17 + 77	606.343	3.50	94.50	4.233	0.3087	606.650	2.65	3.68	0.001382
18 + 98	606.507	3.47	93.48	4.278	0.3131	606.820	2.63	3.63	0.001427
20 + 50	606.720	3.44	92.45	4.326	0.3202	607.040	2.61	3.59	0.001471
21 + 87	606.919	3.42	91.80	4.357	0.3248	607.244	2.60	3.57	0.001500
23 + 75									

WENIE Chow, 1959

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{400}{150} = 2.667 \text{ pps} \quad (6-21)$$

$$H = Z_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = 605 + 1.1 \frac{(2.667)^2}{64.4} \quad (6-22)$$

$$H = 605.122 \text{ pies}$$

$$S_f = \frac{n^2 V_1}{2.22R^{4/3}} = 0.00037 \quad (6-23)$$

Como no se conoce el valor de h_b o la velocidad aguas arriba, se utiliza una técnica de aproximaciones sucesivas, en la cual se supone un valor de Z para la estación 1 + 55, y se opera hasta la ecuación 6-22. Se compara el valor de H de la columna 7 con el valor de H de la columna 15. Si son valores cercanos (o sea, dentro de un 0.01), se continúa, si no es así, se revisa la estimación de z y se recalcula H . Se supone que el valor de z , en la estación 1 + 55 es de 605.184. Los cálculos para las colum-

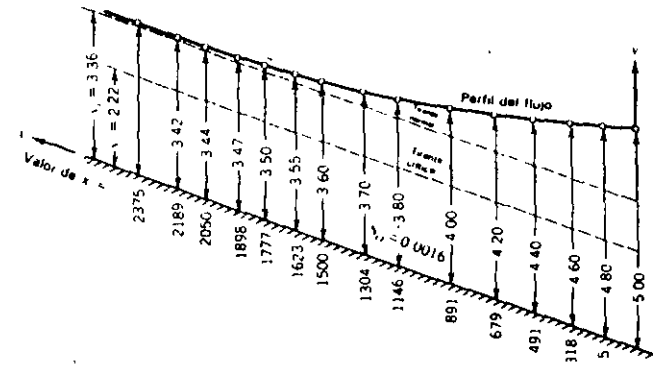


Figura 6-11. Perfil de la superficie del agua correspondiente al ejemplo 6-7.

nas 3 hasta 10, son los mismos de antes. Para obtener a S_f en la columna 11, se promedian los dos valores de S_f' en la columna 10, o sea,

$$\bar{S}_f = (0.00037 + 0.000433)/2 = 0.000402$$

Multiplicando a x , la distancia en pendiente entre las estaciones, por S_f , se obtiene h_f .

$$h_f = x(S_f) = (155)(0.000402) = 0.062$$

Con $h_e = 0$, se calcula H_1 partiendo de la ecuación 6-18f.

$$H_1 = 605.122 + 0.062 = 605.184 \text{ pies}$$

Esto es lo que se estimó, de manera que se hace otra suposición para Z , en la estación 3 + 18; y luego se continúa aguas arriba. Se sigue con este procedimiento hasta que se haya completado el tramo, como se grafica en la figura 6-13 y se tabula en la tabla 6-9.

Existen varios programas de computadora que calculan los perfiles del agua. En el caso de los canales prismáticos, el *Bureau of Reclamation* ha publicado un código interactivo, programado en lenguaje BASIC, en su *Design of Small Canal Structures*.¹⁴ En el caso de los canales naturales, el *Hydrologic Engineering Center* sustenta el programa *Water Surface Profiles, HEC 2* —que es el programa de este tipo de más amplio uso en el mundo. La documentación y copias de este programa general —el cual puede manejar puentes, aliviadores de crecientes, que se salgan de la línea de construcción y otros problemas— se pueden obtener dirigiéndose al *Hydrologic Engineering Center*.

Un modelo para el flujo en canales abiertos, permite al ingeniero hidráulico diseñar las estructuras necesarias y pronosticar, entre otras cosas, la elevación y velocidad del agua en los estudios de las avenidas. Por ejemplo, para definir un plano

¹⁴ A. J. Arsenberry, Jr. et. al., *Design of Small Canal Structures*, U.S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, 1974. Obtenible del Superintendent of Documents, U.S. Government Printing Office, Washington, D.C. 20540.

de inundación, el planificador necesita conocer la elevación de la superficie del agua de la creciente y para diseñar un canal, el planificador necesita conocer la elevación y velocidad del flujo. La tabla 6-10 contiene los lineamientos para las velocidades máximas para diversos materiales de construcción en el canal; la tabla 6-11 suministra lineamientos para la construcción de los taludes utilizando dichos materiales.

Flujo en tuberías

Los modelos de flujo en tuberías se requieren por lo general en la planeación del abastecimiento de agua, pero pueden asimismo utilizarse en otras áreas, como en el caso del flujo de las aguas residuales. Los datos técnicos requeridos son el gasto y la presión en el sistema de tuberías, los cuales son necesarios para obtener un diseño óptimo. Las dimensiones y la resistencia de las tuberías son variables de decisión; y una vez que se conozca el gasto del sistema, se puede calcular la energía requerida para bombear el agua. Estas alternativas se estudian en el capítulo 7.

Los modelos para redes de flujo en tuberías pueden construirse de acuerdo con uno de tres métodos: el método de Hardy-Cross, el método de la teoría lineal y el método de Newton-Raphson. El método de Hardy-Cross es el más antiguo, pero adolece del defecto de necesitar un largo tiempo de convergencia, en el caso de problemas de gran envergadura. El método de Newton-Raphson es probablemente el más conocido, pero el método de Hardy-Cross es aconsejable para ilustrar los procedimientos necesarios. Las siguientes explicaciones están tomadas del texto de Vernard y Street.¹⁵

En el caso de las tuberías o conductos a presión, se modifica la ecuación 6-17, sumando un término de presión.

$$Z_1 + \frac{P_1}{w} + \frac{V_1^2}{2g} + h_p = Z_2 + \frac{P_2}{w} + \frac{V_2^2}{2g} + h_f \tag{6-24}$$

¹⁵ J. K. Vernard y R. L. Street, *Elementary Fluid Mechanics*, 2nd

Tabla 6-10. Velocidades máximas permisibles en los canales y canalones

Material del canal	Velocidad (m / s)	
	Agua limpia	Agua con sedimentos abrasivos
Arena fina	0.45	0.45
Limo arcilloso	0.6	0.6
Grava fina	0.75	1.0
Arcilla endurecida	1.2	0.9
Grava gruesa	1.2	1.8
Pizarra, tepetate	1.8	1.5
Acero	a	2.4
Madera	6.0	3.0
Concreto	12.0	3.6

* Limitado por posible cavitación. FUENTE: Linsley y Franzini, 1964.

en donde los términos son los mismos de la ecuación 6-17, con la excepción de que P_i es la presión en la estación i , w es el peso específico del agua, y h_p es la energía añadida por una bomba. La pérdida por fricción, h_f se puede hallar por la ecuación de Chézy-Manning.

$$h_f = \frac{V^2 n^2 L}{R^{4/3}} \tag{6-25}$$

en donde L es la longitud de la tubería, D el diámetro de la misma y n es el coeficiente de rugosidad de Manning, que se encuentra en la tabla 6-12.

El gasto en las tuberías se puede determinar por medidores mecánicos, o por medidores diferenciales. Si se mide la presión, antes y después de una contracción, el flujo puede calcularse por la ecuación 6-24. El medidor Venturi es análogo en las tuberías al aforador Parshall en los canales.

Quizá el cálculo más común utilizado con datos técnicos, sea el cálculo de las presiones y gastos en las redes formadas por ramales de tuberías que pueden consistir en bombas, turbinas, tanques de almacenamiento y bocas de salida. Se utilizan también en este caso programas de computadora para resolver estos complejos problemas de diseño, y son muchos los que están disponibles en el mercado. No obstante, se presenta una solución manual, a fin de reseñar la técnica de Hardy-Cross.

En el caso de la red de tubería, mostrada en la figura 6-12, se establece un conjunto de ecuaciones simultáneas a fin de satisfacer los principios de continuidad —o sea, los gastos que entran y salen en cualquier intersección, deben ser iguales a cero (es una regla similar a la ley de Kirchoff). Las ecuaciones

Tabla 6-11. Taludes laterales típicos para los canales sin revestimiento

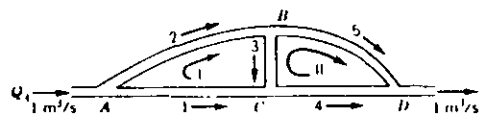
Material en la margen	Taludes (horizontal: vertical)
Corte en roca firme	1:4
Corte en roca fisurada	1:2
Corte en suelo firme	1:1
Corte o relleno en marga gujarrosa	1 1/2:1
Corte o relleno en suelo arenoso	2 1/2:1

Tabla 6-12. Valores del coeficiente de rugosidad de Manning, *n*

Material	<i>n</i>
Plástico, vidrio, tubos estrados	0.009
Cemento muy limpio, metal liso	0.010
Madera cepillada, tubería de asbesto	0.011
Hierro forjado, acero soldado	0.012
Concreto corriente, lona, fierro fundido y asfaltado	0.013
Madera sin capilar, arcilla vitrificada	0.014
Tubería de fierro fundido	0.015
Acero remachado, ladrillo	0.016
Mampostería de piedra sin labrar	0.017
Tierra lisa	0.018
Grava firme	0.023
Tubería de metal corrugado	0.022
Canales naturales en buenas condiciones	0.025
Canales naturales con piedras y vegetación	0.035
Canales naturales en muy malas condiciones	0.060

Fuente: Lindey y Franzini, 1984.

ciones deberán asimismo, satisfacer el principio de la energía, el cual establece que las líneas de gradiente de energía en cualquier intersección deben ser las mismas; o que las pérdidas por fricción alrededor de cualquier circuito deben ser iguales a cero. Operando con los gastos y la notación suministrados en la figura 6-12, se obtiene para el circuito 1, el siguiente conjunto de ecuaciones.



Tubería núm.	Longitud (m)	Diámetro (m)	<i>e/e</i>	<i>f</i>	(Eq 6-28)
1	1000	0.5	9×10^{-5}	0.012	31.7
2	1000	0.4	1×10^{-4}	0.012	96.8
3	100	0.4	1×10^{-4}	0.012	9.7
4	1000	0.5	9×10^{-5}	0.012	31.7
5	1000	0.3	1.4×10^{-4}	0.013	442.0

Figura 6-12 Sistema de tuberías del ejemplo 6-8. (Fuente: Vernard.)

$$\Sigma = Q_A - Q_1 - Q_2 = 0 \quad (6-26a)$$

$$\Sigma = Q_2 - Q_3 - Q_5 = 0 \quad (6-26b)$$

$$\Sigma = Q_1 + Q_3 - Q_4 = 0 \quad (6-26c)$$

$$\Sigma h_i = -K_1 Q_1^n + K_2 Q_2^n + K_3 Q_3^n = 0 \quad (6-27)$$

en donde *Q_i* es el gasto en la tubería *i*, *K_i* es el factor de fricción (pérdidas) en la tubería *i* (ecuación 6-28b) y *n* es el exponente (normalmente 2).

Se utiliza la ecuación de Darcy-Weisbach para calcular la pérdida de carga en una sección de la tubería

$$h_i = f \frac{l(V^2)}{2gd} \quad (6-28a)$$

en donde *h_i* es la pérdida de carga en la sección de la tubería, *f* es el factor de fricción (el que se encuentra en la mayor parte de los textos hidráulicos), *l* es la longitud de la tubería, *V* es la velocidad del agua en la tubería, *g* es la aceleración de la gravedad (32.2 pies/seg²), o 9.81 m/seg² y *d* es el diámetro de la tubería. Esta ecuación puede modificarse para hallar el valor de *K_i*, de la ecuación 6-27

$$K_i = \frac{16f_i l_i}{2\pi^2 g(d^5)} \quad (6-28b)$$

Se plantean las ecuaciones para cada circuito y se supone un conjunto inicial de gastos (pár conjeturas). La técnica de Hardy-Cross es un método de relajamiento que resuelve los valores de los gastos por aproximaciones sucesivas. Si Δ_i es el error entre el gasto original supuesto Q_{oi} y el gasto corregido Q_i , se pueden calcular los gastos corregidos en cada tubería por medio de

$$Q_i = Q_{oi} \pm \Delta_i \quad (6-29)$$

Las tuberías que son comunes a dos circuitos, como la tubería 3 de la figura 6-12, tendrán fórmulas de corrección como las que se indican en seguida:

$$Q_3 = Q_{03} + \Delta_I - \Delta_{II} \quad (6-30)$$

Se suma Δ_I algebraicamente si el gasto es en la misma dirección que el gasto supuesto.

La ecuación de la pérdida de carga es

$$h_i = \sum_{i=1}^n (\pm) K_i Q_i^n \quad (6-31)$$

en donde el signo “±” indica la dirección del gasto. Para las direcciones supuestas del gasto y para los circuitos mostrados en la figura 6-12, las ecuaciones de pérdida de carga son las siguientes

$$-K_1 Q_1^n + K_2 Q_2^n + K_3 Q_3^n = 0$$

$$-K_4 Q_4^n - K_3 Q_3^n + K_5 Q_5^n = 0$$

La ecuación final para Δ_I , después de algunas sustituciones y expansiones, es

$$\Delta_I = - \frac{\sum_{i=1}^n (\pm) K_i Q_{oi}^n}{\sum_{i=1}^n (n K_i Q_{oi}^{n-1})} \quad (6-32)$$

Esta corrección no es exacta, por lo que se tendrá que aplicar la misma corrección hasta obtener un error aceptable.

EJEMPLO 6-8:
Cálculo de los gastos en una red de tuberías

Dado el sistema de dos tuberías paralelas, que se muestra en la figura 6-12, hallar los gastos. Despreciar las pérdidas menores y asegurar flujo turbulento

SOLUCIÓN

El factor de fricción *f_i*, que se puede obtener de un diagrama de Moody (que se muestra en la mayoría de los textos hidráulicos) y es una función de la rugosidad relativa *e/d*. Por ejemplo, calcular *K₁* para la tubería 1, sustituyendo en la ecuación 6-28b.

$$K_1 = \frac{(16)(0.012)(1000)}{(2)(3.1416)^2(9.81)(0.5)^5} = 31.7$$

Suponiendo que las direcciones iniciales de los gastos son como se muestran en la figura 6-12, calcular la primera corrección en cada circuito, partiendo de la ecuación 6-32

$$\Delta_I = - \frac{-K_1(Q_{01})^2 + K_2(Q_{02})^2 + K_3(Q_{03})^2}{(K_1(Q_{01}) + K_2(Q_{02}) + K_3(Q_{03}))}$$

$$\Delta_I = - \frac{-(11.7)(0.5)^2 + (96.8)(0.5)^2 + (9.7)(0.4)^2}{2[(11.7)(0.5) + (96.8)(0.5) + (9.7)(0.4)]}$$

$$= -0.13$$

$$\Delta_{II} = -0.13$$

$$\Delta_{II} = - \frac{-K_4(Q_{04})^2 + K_3(Q_{03})^2 + K_5(Q_{05})^2}{2(K_4(Q_{04}) + K_3(Q_{03}) + K_5(Q_{05}))}$$

$$\Delta_{II} = - \frac{-(9.7)(0.4)^2 + (442.0)(1)^2 + (31.7)(0.9)^2}{2[(9.7)(0.4) + (442.0)(1) + (31.7)(0.9)]}$$

$$= 0.15$$

$$\Delta_{II} = 0.15$$

Después de aplicar estos cálculos como se muestra en la tabla 6-13, calcular de nuevo los valores de Δ_I y aplicarlos otra vez en la segunda aproximación

Tabla 6-13. Aproximaciones sucesivas del gasto en las tuberías

Iteración	Q ₀₁	Q ₀₂	Gastos, Q _n			Corrección	
			Q ₀₃	Q ₀₄	Q ₀₅	Δ _I	Δ _{II}
0	0.5	0.5	0.4	0.9	0.1	-0.13	
1	0.63	0.37	0.12	0.75	0.25	-0.01	-0.04
2	0.64	0.38	0.15	0.79	0.21	0.00	

Los gastos convergen después de sólo dos iteraciones.

6-3 MODELOS DE AGUA SUBTERRÁNEA

Prueba de abatimiento por etapas¹⁶

El planificador necesita saber junto con las características del acuífero obtenidas de la prueba de bombeo con gasto constante, la relación que existe entre el gasto y el abatimiento para especificar la bomba adecuada para un pozo determinado, o para calcular cuándo se necesita sustituir la bomba. La prueba de abatimiento por etapas es el método clásico para hallar esta relación. De hecho, la transmisibilidad puede calcularse basándose en los datos de recuperación de esta prueba, de manera que el planificador que la utiliza recibe más información por dólar.

La prueba de abatimiento por etapas es en realidad, una serie de pruebas con gasto constante, en las que el gasto aumenta en cada etapa. Debe haber cuando menos tres etapas —aunque mientras más etapas haya, es mejor. Existen dos componentes de la pérdida de carga en el flujo de las aguas subterráneas: las pérdidas en el acuífero (o pérdidas laminares) y pérdidas en el pozo (o pérdidas por turbulencia). La ecuación de Jacob incluye ambos componentes.

$$s = BQ + C(Q)^P \quad (6-33)$$

en donde *s* es el abatimiento, *Q* es el gasto y *B*, *C*, y *P*, son parámetros que se han de determinar me-

dante la prueba. El segundo término de la prueba ha sido propuesto como una medida de la eficiencia del pozo (o sea, mientras más pequeño sea el segundo término, mejor será el pozo), pero este es un procedimiento controvertido, y no se recomienda. De un modo general, el primer término describe las pérdidas en el acuífero y el segundo término describe las pérdidas en el pozo. La figura 6-13 ilustra estos parámetros. La figura 6-14 muestra la gráfica de una prueba de abatimiento por etapas.

La única manera de resolver la ecuación 6-33, es mediante el uso de una técnica gráfica compleja, o de una computadora (véase FASTEP en el apéndice B). En términos generales, se mide el abati-

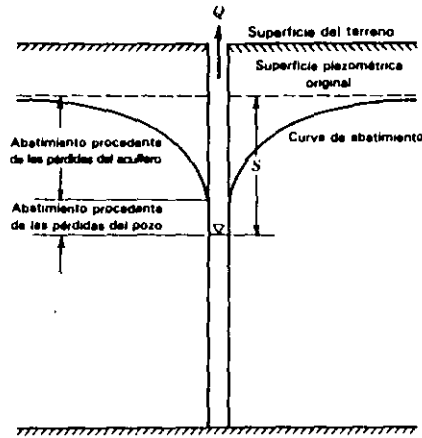


Figura 6-13. Pérdidas del pozo y del acuífero en un pozo de bombeo.

¹⁶ O. J. Helweg, V. H. Scott y J. C. Scalmanini, *Improving Well and Pump Efficiency* (Denver, American Water Works Association, 1983) Obtenible de la AWWA, 666 West Quincy Ave., Denver, Col. 80235

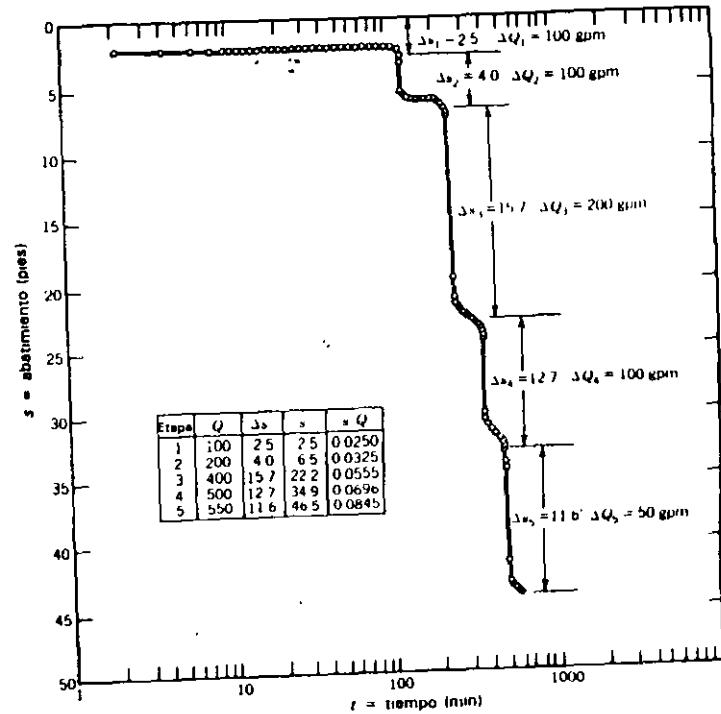


Figura 6-14. Prueba del abatimiento por etapas.

miento en cada etapa de bombeo, y el par de gastos y sus respectivos abatimientos, se ingresan al programa. Los parámetros son generados por una técnica de optimización llamada "proyección". Una vez calculados estos parámetros el planificador conoce la relación entre el gasto y el abatimiento para un pozo dado, aunque esta relación no deberá extrapolarse mucho más allá de un 50 por ciento del gasto máximo de la prueba.

EJEMPLO 6-9: Prueba de abatimiento por etapas

Se ha llevado a cabo una prueba de abatimiento por etapas, con los siguientes resultados:

Q _i	S _i
400	8.6
700	20.0
1200	56.5
1800	141.0

Resolver la ecuación de abatimiento por etapas. ¿Cuál es el abatimiento para 2,000 gpm?

SOLUCIÓN

Por medio del código FASTEP (véase el apéndice B), se obtiene

$$B = 0.017$$

$$C = 11.4 \times 10^{-8}$$

$$P = 2.76$$

El abatimiento para 2,000 gpm sería

$$s = (0.017)(2000) + (11.4 \times 10^{-8})(2000)^{2.76}$$

$$= 181 \text{ pies}$$

Modelos de simulación de agua subterránea

La relación inicial del agua subterránea consiste en muchos casos en la ecuación simple del balance hidrológico. Puesto que los acuíferos son, en primer lugar, depósitos de almacenamiento (aunque también transmiten agua), el balance está representado por

$$Q_i^s + Q_o^p + P + I$$

$$= Q_o^s + Q_o^p + U + E + \Delta S_g + \Delta S, \quad (6-34)$$

en donde Q_i^s es la entrada del agua superficial, Q_o^p es la entrada del agua subterránea, P es la precipitación, I es el agua que proviene de otro lugar, Q_o^s es la salida del agua superficial, Q_o^p es la salida del agua subterránea, U es el agua utilizada para el consumo, E es el agua que se lleva a otro lugar, ΔS_g es el cambio en el almacenamiento del agua subterránea, ΔS es el cambio en el almacenamiento del agua superficial.

El flujo del agua subterránea puede calcularse por la ecuación de Darcy:

$$Q = -KA \frac{dh}{dl} \quad (6-35)$$

en donde Q es el volumen de agua, K es la conductividad hidráulica, A es el área de la sección transversal y dh/dl es el gradiente hidráulico.

En el caso de los estudios de planeación que incluyen el agua subterránea, a menudo es preciso pronosticar la reacción del acuífero al bombeo y la recarga. Con este objetivo, un modelo de simulación de un acuífero resulta muy provechoso. Las características del acuífero que se estudian en la sección "Hidrología" del capítulo 5 resultan ser los insumos de este modelo. Estos modelos de

simulación de gran aceptación varían de los monodimensionales de estado permanente a los tridimensionales de estado no permanente, que incorporan tanto los flujos saturados como los no saturados.

Por lo general, la calidad del agua de irrigación se mide por los sólidos totales disueltos (STD). La ecuación que resuelve el cambio aproximado de la calidad, se conoce como la ecuación de transporte. Antes de que pueda resolverse la ecuación de transporte de un modelo de simulación del agua subterránea, es necesario contar con la solución de la ecuación de flujo descrita anteriormente. La ecuación 6-35 suministra las velocidades de flujo del agua subterránea, asociadas con cada celda; con estos datos, es posible calcular la dinámica convectiva y dispersiva del movimiento de las sales.

Una descripción más completa de las técnicas de modelado de agua subterránea, está más allá del alcance de este libro. Para un resumen de enfoques y del progreso del modelado, se recomienda consultar la Circular 737¹⁷ del USGS. Asimismo, para un tratamiento más completo de los métodos numéricos, se puede consultar cualquiera de los textos básicos.¹⁸ Numerosas rutinas refinadas de graficado pueden suministrar la forma de la superficie piezométrica en diversos momentos, como se muestra en la figura 6-15.

Desafortunadamente, a menudo no hay suficientes datos para poder elaborar un modelo adecuado; sin embargo, cuando es posible construirlo, el modelo de simulación tiene un gran valor. A pesar de que el costo inicial de elaboración es elevado, una vez elaborado resulta una herramienta que puede utilizarse durante años, con pequeños ajustes para pozos adicionales, sitios de recarga y diferentes usos del acuífero. Lamentablemente, suele suceder que el cliente no utiliza el modelo hasta después que el consultor se retira. Es por eso que el cliente debe contar con los recursos y capacidad para utilizar el modelo, o el consultor deberá estar disponible cada vez que se vaya a operar el modelo.

¹⁷ Charles A. Apple y John D. Bredehoff, *Status of Groundwater Modeling in the U.S.*, Geological Survey circular 737, 1976.

¹⁸ Por ejemplo, P. Carnahan, P. Luther y S. Wilks, *Applied Numerical Analysis* (Nueva York: McGraw-Hill, 1972).

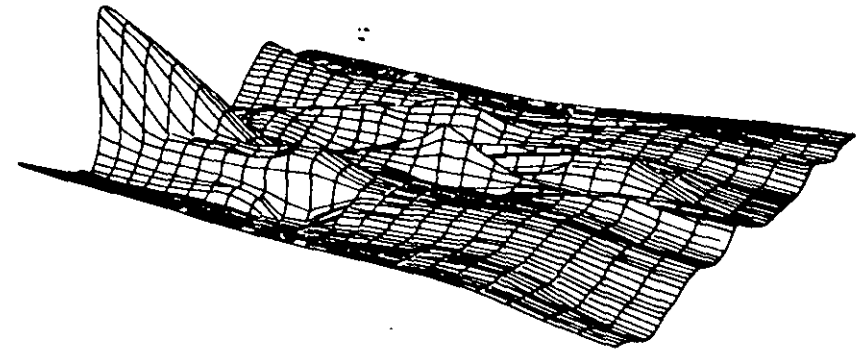


Figura 6-15. Gráficas tridimensionales por computadora (Fuente: del U.S. Geologic Survey)

También se debe tener cuidado de no modelar sólo por tener el gusto de modelar. Es necesario evaluar cuidadosamente los costos y beneficios del modelo antes de tomar la decisión de modelar. Es posible pronosticar los niveles del agua subterránea por medio de modelos menos refinados si ese es el fin, como el modelo de regresión lineal múltiple, del cual se presenta un ejemplo a continuación:

$$h = a_0 + a_1 r + a_2 q + a_3 P \quad (6-36)$$

en donde h es el cambio anual en el manto freático, r es la precipitación anual, q es el gasto anual del río y del canal y P es el bombeo anual. Se han construido modelos similares en el área de Bist Doab, en Punjab, India.¹⁹ No se disponía en esta situación de las características del acuífero, pero sí de las mediciones del manto freático, junto con los otros parámetros; aún más, no se tenía a mano una computadora capaz de elaborar el modelo de simulación, razón por la cual el modelo de regresión lineal múltiple demostró ser la única solución práctica.

6-4 MODELOS GENERALES DE SIMULACIÓN

Además de los modelos que simulan los sistemas físicos, existen modelos que simulan sistemas sociales. Un ejemplo sería un modelo de demanda de agua, que se puede elaborar ya sea para irrigación o para la demanda urbana. Forrester ha propuesto un enfoque para este tipo de modelado, llamado dinámica de los sistemas.²⁰ En este enfoque, las ecuaciones del sistema (generalmente diferenciales) se ilustran por diagramas, y se convierten en un programa de computadora, que se puede correr para simular el sistema. Aunque el procedimiento es sólido, Forrester ha sido criticado por algunos de los usos que él y otros han dado a esta técnica, tales como el modelado de las ciudades y hasta del mundo.

Según Forrester, los sistemas se componen de tres variables: el nivel, la tasa y la auxiliar (vease la figura 6-16). Estas variables pueden combinarse para formar iteraciones de realimentación y, finalmente, interconectarse para describir el sistema en cuestión.

¹⁹ H. L. Uppal y A. D. Gulati, "Behavior of Ground Water Table in Sirhind Canal Areas," *Journal of the Indian Geographical Union* 2 (1965): 179-195.

²⁰ J. Forrester, *Principles of Systems* (Cambridge, Mass.: Wright Allen Press, 1968).

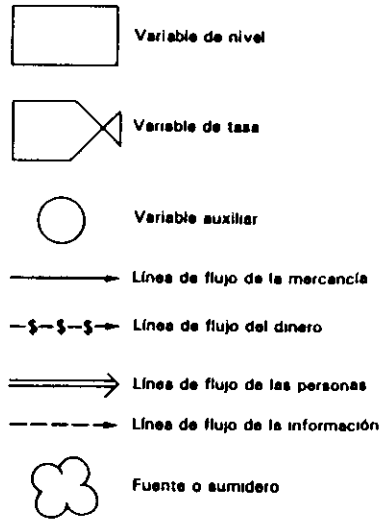


Figura 6-16. Símbolos para los modelos de dinámica de sistemas.

La figura 6-17 muestra una iteración de realimentación negativa, y la figura 6-18 muestra una iteración de realimentación positiva. La iteración de realimentación negativa de la figura 6-17, muestra la acción de un inventario de alimentos, en donde el inventario está descrito por

$$FI.L = FI.K + PR.KL \quad (6-37)$$

en donde $FI.L$ es el inventario de alimentos en el tiempo presente; $FI.K$ es el inventario de alimentos en el tiempo anterior K ; y $PR.KL$ es la tasa de producción desde K hasta L . Esto está descrito por

$$PR.KL = \frac{DFI - FI.K}{DT} \quad (6-38)$$

en donde DFI es el inventario de alimentos deseado y DT es la longitud de la etapa de tiempo (el tiempo entre K y L)

Para describir la iteración de retroalimentación positiva en la figura 6-16, se considerará el modelo de población

$$P.L = P.K + BR.KL \quad (6-39a)$$

- Símbolos**
 PR = Tasa de producción
 FI = Inventario de alimentos
 DT = Tiempo de detención
 DFI = Inventario que se desea tener de los alimentos
 T = Tiempo

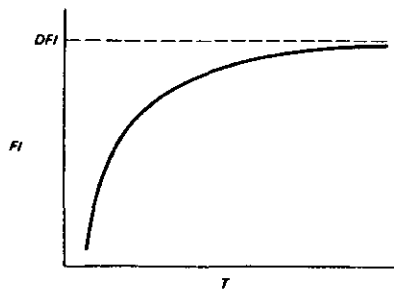
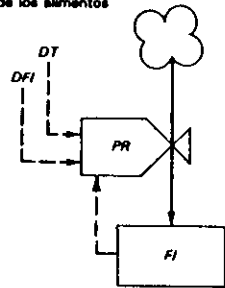


Figura 6-17. Iteración de retroalimentación negativa.

- Símbolos**
 BR = Tasa de nacimientos
 BRR = Relación entre las tasas de nacimiento
 P = Población
 T = Tiempo

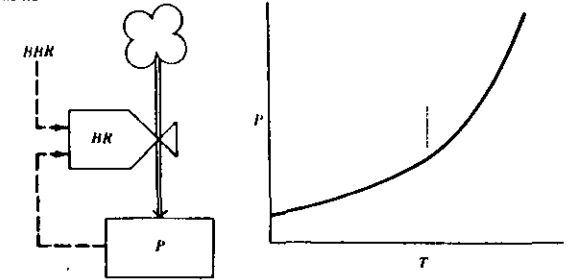


Figura 6-18. Iteración de retroalimentación positiva.

en el cual $P.L$ es la población en el tiempo presente L ; $P.K$ es la población en el período anterior K ; y $BR.KL$ es la tasa de natalidad entre K y L . Esto está descrito por

$$BR.KL = \frac{P.K}{BRR} \quad (6-39b)$$

en el cual, BRR es el número de nacimiento por persona (o si no, $1/BRR$ podría ser el aumento porcentual)

Hay también iteraciones de retroalimentación de segundo orden. Para un tratamiento más completo del tema, se recomienda consultar el texto de Forrester. La tabla 6-14 enumera en una lista los principios para elaborar sistemas extractados del libro de Forrester. A fin de presentar la técnica del modelado, se considerará un modelo simple de demanda de agua.

EJEMPLO 6-10:
Un modelo de demanda urbana

Se desea elaborar un modelo simple de simulación de la demanda de agua para la ciudad de Davis. Se ha recolectado la siguiente información, utilizando la notación de la dinámica de los sistemas.

La tasa de crecimiento de la población en el período KL es un quinto de la diferencia entre la capacidad máxima de la ciudad y la población en el

tiempo K . La tasa de aumento del agua en el período KL es cero si el agua disponible es mayor que la demanda; si no fuera así, se calcula la tasa de crecimiento por medio del agua demandada por la población en el tiempo K , menos el agua disponible en el tiempo K , y dividiendo dicha cantidad por el tiempo de retraso del agua. La población en el tiempo L disminuirá si el agua disponible es menor que la demanda. Si este fuera el caso, la población en el tiempo K , menos la población que puede ser mantenida por el agua disponible en el tiempo K , con dicha cantidad dividida entre 2, deberá restarse de PL . La población actual es 30,000; la población máxima es 60,000; la demanda de agua es $45 \text{ m}^3/\text{persona}$, el suministro actual de agua ($W.L$) es $1.38 \times 10^6 \text{ m}^3$, y se necesitan 18 meses antes de que se pueda perforar un nuevo pozo para obtener el agua adicional.

Calcular la demanda de agua para tres años a partir del presente, $W.4$.

SOLUCIÓN

Se usará la siguiente notación:

- TD es el tiempo delta —un intervalo de un año.
- $P.L$ es la población en el tiempo L .
- $P.I$ es la población en el tiempo I —30,000 personas

Tabla 6-14. Principios de los sistemas

Principio 4.1-1: *Frontera cerrada.* Conceptualmente, un sistema de retroalimentación es un sistema cerrado. Su comportamiento dinámico se origina dentro de su estructura interna. Cualquier interacción que sea esencial para el modo de comportamiento que se investigue, deberá incluirse dentro de los límites del sistema.

Principio 4.2-1: *Las decisiones deberán tomarse siempre dentro de las iteraciones de retroalimentación.* Toda decisión se toma dentro de una iteración de retroalimentación. La decisión controla la acción que altera los niveles del sistema, los que influyen sobre la decisión. Un proceso de decisión puede formar parte de más de una iteración de retroalimentación.

Principio 4.2-2: *La iteración de retroalimentación — el elemento estructural de los sistemas.* La iteración de retroalimentación es el elemento estructural básico de los sistemas. El comportamiento dinámico se genera por la retroalimentación. Los sistemas más complejos son ensamblados de iteraciones de retroalimentación en interacción.

Principio 4.3-1: *Los niveles y las tasas como una subestructura de la iteración.* La iteración de retroalimentación consiste de dos tipos claramente diferentes de variables — los niveles (estados) y las tasas (acciones). Con excepción de las constantes, estos dos tipos resultan suficientes para representar una iteración de retroalimentación. Ambos tipos son necesarios.

Principio 4.3-2: *Los niveles son integrales.* Los niveles integran (o acumulan) los resultados de la acción en un sistema. Las variables de nivel no pueden cambiar instantáneamente. Los niveles crean continuidad en el sistema entre los puntos en el tiempo.

Principio 4.3-3: *Los niveles sólo son cambiados por las tasas.* Una variable de nivel se

bles de tasa, que altera el valor previo del nivel. El valor anterior del nivel es transportado desde el período anterior. El valor presente de una variable de nivel se puede calcular sin el valor presente o anterior de cualesquiera otra variable de nivel.

Principio 4.3-4: *Niveles y tasas no diferenciadas por unidades de medida.* Las unidades de medida de una variable no distinguen entre un nivel y una tasa. La identificación debe reconocer la diferencia entre una variable creada por integración y una que es el enunciado de una política en el sistema.

Principio 4.3-5: *Las tasas no mensurables instantáneamente.* Ninguna tasa de flujo puede medirse excepto como un promedio para un período. Ninguna tasa puede, en principio, controlar a otra tasa sin una variable de nivel interventora.

Principio 4.3-6: *Las tasas dependen solamente de los niveles y de las constantes.* El valor de una variable de tasa depende solamente de las constantes y de los valores presentes de las variables de nivel. Ninguna variable de tasa depende directamente de cualquier otra variable de tasa. Las ecuaciones de tasa (enunciados de políticas) de un sistema tienen una forma algebraica simple, no incluyen ni el tiempo ni el intervalo de la solución; no son dependientes de sus propios valores anteriores.

Principio 4.3-7: *Las variables de nivel y las variables de tasa deberán alternarse.* Cualquier camino que se tome a través de la estructura de un sistema, encuentra variables alternadas de nivel y de tasa.

Principio 4.3-8: *Los niveles describen totalmente la condición del sistema.* Sólo se necesitan los valores de las variables de nivel para describir en su totalidad la condición de un sistema. Las variables de tasa no son necesarias para calcular a partir de los niveles

Tabla 6-14. (Continuación)

Principio 5.3-1: *El TD del intervalo de solución se hallará en todas las ecuaciones de nivel, y no en otras.* El intervalo de solución multiplica las tasas y es esencial en la función de acumulación de la ecuación de nivel (al integrar). Todas las otras ecuaciones deberán formularse en términos de la unidad de medición del tiempo que se acostumbre en el sistema real. Después de la formulación del modelo, se seleccionará el intervalo de solución, a fin de asegurar la estabilidad dentro del propio proceso de cálculo (para diferenciarlo de la estabilidad del sistema).

Principio 6.1-1: *Igualdad dimensional.* Todo término, en cualquier ecuación, deberá medirse con las mismas dimensiones. Los términos que tengan diferentes unidades de medida dentro de una ecuación indican una formulación defectuosa de la ecuación.

Principio 6.2-1: *Longitud del intervalo de solución.* En cualquier modelo, el TD del intervalo de solución deberá ser menor que la mitad del retraso de primer orden más corto que exista en el sistema; pero, para ahorrar tiempo en el cálculo, la solución no tiene que ser menor que un quinto del retraso más corto.

Principio 9-1: *Sólo habrá variables auxiliares en los enlaces de información.* Todos los niveles son cantidades "conservadas". Sólo se podrán cambiar moviendo su contenido entre los niveles (o hacia una fuente o sumidero, o desde los mismos).

PGR.KL es la tasa de crecimiento de la población, en el período entre K y L, en personas.
MC es la capacidad máxima de la ciudad — 60,000 personas
WD es la demanda de agua — 45 m³/persona
WGR.KL es la tasa de crecimiento del agua, en

Principio 9-5: *Los enlaces de información conectan los niveles con las tasas.* Los enlaces de información conectan a los niveles con el control de tasas. Los enlaces de información son las únicas entradas para las ecuaciones de tasa.

Principio 9-7: *La información como el tejido de conexión de los sistemas.* Sólo los enlaces de información pueden conectar entre los subsistemas conservativos. La información acerca de los niveles en un subsistema puede controlar las tasas de flujo en un subsistema diferente.

Principio 9-8: *Los coeficientes de conversión existen solamente en los enlaces de información.* Por lo general, los enlaces de información requieren coeficientes de conversión, a fin de cambiar las unidades de medida entre los diferentes subsistemas conservativos, o para crear una conversión inversa del tiempo de un nivel a una tasa. Los coeficientes de conversión existen sólo en los eslabonamientos de la información entre los niveles y las tasas de flujo

Principio 9-9: *Los coeficientes de conversión identificables dentro de un sistema real.* Los coeficientes de conversión no se insertan meramente para corregir las unidades de medida, ni tampoco son valores abstractos derivados de un análisis estadístico. Deberán ser relacionables con los procesos reales en el sistema real y deberán tener valores numéricos que puedan deducirse de la observación de los niveles de los sistemas asociados.

WDT es el tiempo de retraso del agua — 11.5 años, T.
W L es el agua disponible en el tiempo L, en m³.

Las fórmulas de la población son las siguientes

$$PGR.KL = \frac{MC - P K}{5}$$

$$P.L = P.K + PGR.KL -$$

$$\left\{ \begin{array}{l} 0, \text{ si } W.K/W.D \geq P.K \\ 1/2[P.K - (W.K/W.D)], \text{ si } W.K/W.D < P.K \end{array} \right\}$$

Las fórmulas para el servicio del agua son

$$WGR.KL = \left\{ \begin{array}{l} 0, \text{ si } (W.D)(P.K) \leq W.K \\ [(P.K)(W.D) - W.K]/W.D, \\ \text{ si } (W.D)(P.K) > W.K \end{array} \right.$$

$$W.L = W.K + WGR.KL$$

La figura 6-19 muestra el modelo en símbolos. Para el período 2 (se da el período 1).

$$\begin{aligned} WGR.12 &= 0, \text{ porque } (45)(30,000) < 1.38 \times 10^6 \\ W.2 &= 1.38 \times 10^6 + 0 = 1.38 \times 10^6 \\ PGR.12 &= (60,000 - 30,000)/5 = 6000 \\ P.2 &= 30,000 + 6000, \text{ porque } (1.38 \times 10^6)/45 > 30,000 \\ P.2 &= 36,000 \end{aligned}$$

Para el período 3,

$$\begin{aligned} WGR.23 &= [(45)(36,000) - (1.38 \times 10^6)]/1.5 = 1.6 \times 10^5, \text{ porque } (45)(36,000) > 1.38 \times 10^6 \\ W.3 &= (1.38 \times 10^6) + (1.6 \times 10^5) = 1.54 \times 10^6 \\ PGR.23 &= (60,000 - 36,000)/5 = 4800 \\ P.3 &= 36,000 + 4800 - [36,000 - (1.38 \times 10^6)/45]/2, \text{ porque } (1.38 \times 10^6)/45 < 36,000 \\ P.3 &= 38,133 \end{aligned}$$

Se continúa con este procedimiento hasta llegar a P.5 y W.5. Los resultados se grafican en la figura 6-20.

Según Forrester, se cuenta con dos importantes ventajas en el uso de los modelos de simulación. Una de las ventajas consiste en que dichos modelos

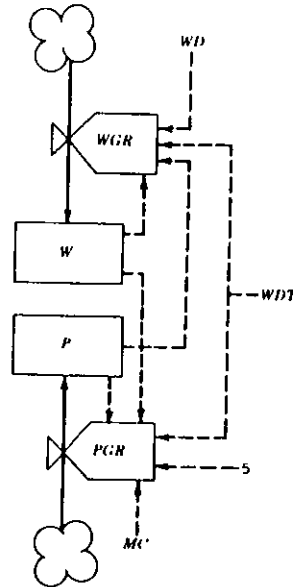


Figura 6-19. Modelo de la demanda de agua correspondiente al ejemplo 6-10.

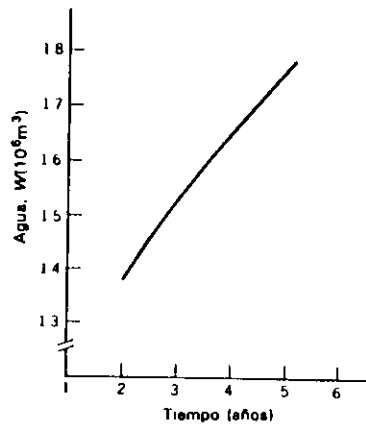


Figura 6-20. Demanda de agua.

temas —un factor que a menudo no es comprendido por el cliente. Nótese que en los modelos de demanda de agua es lenta la respuesta del agua ante la población. Si no se anticipan con tiempo las necesidades, el sistema no responderá con la suficiente rapidez para hacer frente a las mismas.

La segunda ventaja es que el modelo revela soluciones contrarias a la intuición para los sistemas complejos: o sea, la solución que parece obvia, no sólo puede operar sino que empeora la situación. Según Forrester, esta situación se origina debido a que se piensa linealmente y la mayoría de los sistemas no son lineales (como lo demuestran las iteraciones de retroalimentación).

6-5 MODELOS DE OPTIMIZACIÓN

Los modelos de optimización comprenden la otra clase de modelos. Estos modelos han gozado de la aceptación de los analistas de sistemas, los economistas y los planificadores de recursos hidráulicos. Mientras que un modelo de simulación busca reproducir la dinámica de un sistema, un modelo de optimización busca diseñar el mejor sistema. La programación lineal, la programación dinámica y la programación no lineal son las principales herramientas de la optimización.

Programación lineal

La programación lineal es un método de optimización de sistemas, en el cual, todas las operaciones se pueden aproximar, mediante ecuaciones lineales (líneas rectas). Las dos partes de un modelo lineal de optimización (PL) son la función objetivo y las restricciones. Por ejemplo,

$$\text{Máx } z = 3x_1 + 4x_2 \quad (6-40)$$

sujeto a

$$\begin{aligned} x_1 &\leq 5 \\ x_2 &\leq 4 \\ 1.5x_1 + x_2 &\leq 9 \end{aligned}$$

En donde $3x_1 + 4x_2$ es la función objetivo y las otras ecuaciones son las restricciones. Las variables de decisión son x_1 y x_2 . Este PL está ilustrado en la figura 6-21. Se notará que, si cualquier par de puntos (x_1, x_2) en la región factible satisface las restricciones, pero la solución óptima ocurre en el punto en donde la función objetivo es un máximo, se tiene entonces que $x_1^* = 3.5$ y $x_2^* = 4$ (el asterisco denota la solución óptima). El valor de la función objetivo z^* es 26.5.

Sólo los problemas de PL más simples pueden resolverse gráficamente. La técnica analítica clásica se conoce como el algoritmo simple²¹. Básicamente, este algoritmo utiliza los principios de los vectores y de los sistemas de ecuaciones lineales, a fin de garantizar matemáticamente una solución. Se puede demostrar que si existe una solución, ésta ocurrirá en un punto extremo (una de las esquinas). Si se comienza en el origen ($x = 0$; se notará que x subrayada es un vector columna),

$$x = \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \\ x_4 \end{bmatrix}$$

podemos pasar a un punto adyacente extremo que aumente el valor de la función objetivo (o lo disminuya, si se trata de minimizar). Se puede continuar esta operación hasta llegar a la solución óptima z^* .

A fin de comenzar, se deberá convertir el PL a la forma canónica estándar, o sea,

$$\text{Máx(o MÍN)} \sum_{i=1}^n c_i x_i \quad (6-41)$$

sujeto a

$$\sum_{i=1}^n a_{ij} x_i \leq b_j, \quad j = 1 \dots m$$

$$x \geq 0$$

²¹ La siguiente presentación se basa en el libro de H. M. Wagner, *Principles of Operations Research*, 2a ed. (Englewood Cliffs,

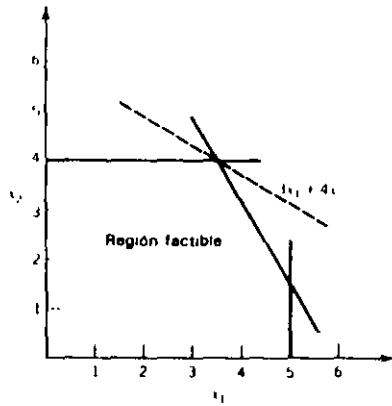


Figura 6-21. Un modelo de optimización lineal.

A fin de poder hacerlo, se podrá convertir una maximización de la función objetivo en una minimización (o viceversa), multiplicándola por menos 1. La respuesta z^* , tendrá el signo opuesto, pero esto se puede cambiar fácilmente multiplicando de nuevo por menos uno. Se pueden tener restricciones de igualdad o desigualdades mayores que. Las restricciones con desigualdades mayores que se convierten primero a restricciones de igualdad por la suma de lo que se conoce como una variable adicional. Por ejemplo, se puede convertir la restricción

$$2x_1 + 3x_2 + 4x_3 \geq 10$$

a una igualdad restando s_1 , del lado izquierdo:

$$(2x_1 + 3x_2 + 4x_3) - s_1 = 10$$

Como las variables son siempre no negativas, se resta. Las variables utilizadas para cambiar una desigualdad menor que a una igualdad, se llaman variables de holgura, y las variables utilizadas para cambiar una igualdad a una desigualdad menor que, se llaman variables artificiales. Debido que las variables artificiales cambian la dimensionalidad del problema, será preciso cambiar asimismo la función objetivo. La

mayoría de los códigos de computadora, agregan automáticamente estas variables.

El algoritmo simple. El algoritmo simplex para un PL sencillo se desarrolla como sigue

Etapa 1. Convertir las funciones objetivo a maximización y todas las restricciones a desigualdades menores que

Etapa 2 Sumar las variables de holgura a todas las restricciones. Esto hace, en efecto, que todas las demás variables sean cero y colocan al analista en el origen correspondiente al punto extremo inicial. Estas variables de holgura (todas las cuales tienen valores positivos), se conocen como la base

Etapa 3 Examinar la función objetivo para ver si existe una variable no básica (con un valor cero), la cual aumentaría el valor de la función objetivo (esto se explicará más adelante). Si así es, deberá traerse a la base; si no fuera así, significa que se ha llegado a la solución óptima, y no es necesario seguir adelante.

Etapa 4. Calcular qué tan grande puede ser la nueva variable básica de la etapa 3 sin que resulte infactible y determinar a cuáles de las antiguas variables básicas sustituirá en la base. Esta variable y la respectiva restricción constituyen el elemento de pivote.

Etapa 5 Pivoteaje: o sea por manipulaciones algebraicas (como la eliminación de Gauss), reducir a cero todos los elementos que no sean pivotes en la columna de la nueva variable básica y hacer el elemento de pivoteaje igual a 1.0, dividiendo dicha restricción entre el elemento original de pivoteaje (el coeficiente)

Etapa 6 Volver a la etapa 3.

EJEMPLO 6-11:
El algoritmo simplex

$$\text{Max } z = 4x_1 + 5x_2 + 9x_3 + 11x_4 \quad (6-42)$$

sujepto a

$$\begin{aligned} x_1 + x_2 + x_3 + x_4 &\leq 15 \\ 7x_1 + 5x_2 + 3x_3 + 2x_4 &\leq 120 \\ 3x_1 + 5x_2 + 10x_3 + 15x_4 &\leq 100 \\ x_1, x_2, x_3, x_4 &\geq 0 \end{aligned}$$

SOLUCIÓN

Etapa 1. Reordenar la función objetivo para hacer más fácil el cálculo y hacer consistente la variable básica que entra

$$z - 4x_1 - 5x_2 - 9x_3 - 11x_4 = 0$$

Etapa 2. Sumar las variables de holgura. Se tiene entonces la solución inicial:

$$\begin{aligned} z - 4x_1 - 5x_2 - 9x_3 - 11x_4 &= 0 \\ x_1 + x_2 + x_3 + x_4 + x_5 &= 15 \\ 7x_1 + 5x_2 + 3x_3 + 2x_4 + x_6 &= 120 \\ 3x_1 + 5x_2 + 10x_3 + 15x_4 + x_7 &= 100 \end{aligned}$$

Se notará que x_5, x_6 y x_7 constituyen la base. En realidad no forman parte de la solución, sino que proveen meramente una manera de poder empezar. Tienen los valores de $x_5 = 15, x_6 = 120$ y $x_7 = 100$. El resto de las variables es igual a cero y z es igual a cero.

Etapa 3. Para comprobar si el traer a la base cualquiera de las variables no básicas mejoraría la solución, se examinarán los coeficientes de la función objetivo. Si alguno de ellos fuera negativo, se incluirá dicha variable para mejorar la solución (o sea, aumentar z). Como aquí todas son negativas, se elegirá la más negativa, o sea el coeficiente de x_4

Etapa 4. Calcular qué tan grande puede ser x_4 y a cuál de las variables básicas (x_5, x_6 y x_7) va a sustituir. Para realizar el cálculo, se divide el valor de cada restricción (15, 120 y 100), conocido como el vector b , entre el correspondiente coeficiente positivo de x_4 (desechando los coeficientes cero y los negativos); el cociente mínimo indica cuál de las variables básicas será eliminada. Dividiendo, se obtiene

$$\begin{aligned} \text{Primera restricción: } &15/1. \\ \text{Segunda restricción: } &120/2. \\ \text{Tercera restricción: } &100/15. \end{aligned}$$

La tercera restricción tiene el cociente mínimo de manera que x_4 sustituirá a x_7

Etapa 5. Pivoteaje. Hacer con este fin, al elemento de pivoteaje igual a 1.0, dividiendo entre 15 a la restricción 3 para obtener

$$\begin{aligned} z - 4x_1 - 5x_2 - 9x_3 - 11x_4 &= 0 \\ x_1 + x_2 + x_3 + x_4 + x_5 &= 15 \\ 7x_1 + 5x_2 + 3x_3 + 2x_4 + x_6 &= 120 \\ \frac{1}{15}x_1 + \frac{1}{15}x_2 + \frac{1}{15}x_3 + \frac{1}{15}x_4 + \frac{1}{15}x_7 &= \frac{100}{15} \end{aligned}$$

Se ha identificado con un círculo el elemento de pivote.

A continuación, se inicia la eliminación de las otras variables en la columna de pivoteaje. Por ejemplo, para eliminar a $-11x_4$ en la función objetivo, se multiplica la tercera restricción por 11 y se suma a la función objetivo; la suma se convierte en el nuevo renglón de la función objetivo. Hacer lo mismo con las dos primeras restricciones, para obtener

$$\begin{aligned} z - 4x_1 - 5x_2 - 9x_3 &= 110 \\ x_1 + x_2 + x_3 + x_5 &= 15 \\ \frac{11}{15}x_1 + \frac{11}{15}x_2 + \frac{11}{15}x_3 + x_6 &= 110 \\ \frac{1}{15}x_1 + \frac{1}{15}x_2 + \frac{1}{15}x_3 + x_4 + \frac{1}{15}x_7 &= \frac{100}{15} \end{aligned}$$

Etapa 6. Volver a la etapa 3 (se notará que z ha aumentado).

Etapa 3 El coeficiente más negativo en la fila superior es $-9/5$, de manera que x_3 entrará a la base.

Etapa 4. Las razones (b/a_{ij}) son

$$\begin{aligned} \text{Primera restricción} &= 125/12. \\ \text{Segunda restricción} &= 1600/99. \\ \text{Tercera restricción} &= 100/3. \end{aligned}$$

Luego, 125/12 es mínimo y x_3 dejará la base

Etapa 5. Productos del pivoteaje (trazar un círculo alrededor del elemento de pivoteaje)

$$\begin{aligned} z &+ \frac{1}{15}x_2 - \frac{11}{15}x_3 + \frac{1}{15}x_5 + \frac{1}{15}x_7 = \frac{110}{15} \\ \textcircled{x_1} + \frac{1}{15}x_2 + \frac{1}{15}x_3 + \frac{1}{15}x_5 &= \frac{15}{15} \\ -\frac{1}{15}x_2 - \frac{11}{15}x_3 - \frac{11}{15}x_5 + x_6 + \frac{1}{15}x_7 &= \frac{110}{15} \\ \frac{1}{15}x_2 + \frac{1}{15}x_3 + x_4 - \frac{1}{15}x_5 + \frac{1}{15}x_7 &= \frac{100}{15} \end{aligned}$$

Etapa 6. Volver a la etapa 3.

Etapa 3 Se tiene ahora un coeficiente negativo en el renglón de la función objetivo $-11/12$, de manera que se traerá x_1 a la base.

Etapas 4. Calcular las razones:

Primera restricción: 25.

Se ignora la segunda restricción porque el coeficiente es negativo.

Tercera restricción: 55/7.

La tercera restricción tiene el mínimo, de manera que se lleva a x_4 fuera de la base.

Etapas 5 Resultado del pivotaje (nótese el aumento adicional de z)

$$\begin{array}{r} z + \frac{1}{7}x_1 + \frac{1}{7}x_4 + \frac{1}{7}x_5 + \frac{3}{7}x_7 = \frac{695}{7} \\ x_1 + \frac{3}{7}x_2 - \frac{3}{7}x_4 + \frac{10}{7}x_5 - \frac{1}{7}x_7 = 59 \\ -\frac{3}{7}x_2 + \frac{1}{7}x_4 - \frac{4}{7}x_5 + x_6 + \frac{3}{7}x_7 = \frac{325}{7} \\ \frac{3}{7}x_2 + x_3 + \frac{1}{7}x_4 - \frac{1}{7}x_5 + \frac{1}{7}x_7 = \frac{3}{7} \end{array}$$

Etapas 6. Volver a la etapa 3.

Etapas 3. Como ya no hay más valores negativos en el renglón de la función objetivo, se ha terminado. La solución es

$$\begin{array}{l} z^* = 695/7 \\ x_1^* = 50.7 \\ x_2^* = 0 \\ x_3^* = 55/7 \\ x_4^* = 0 \end{array}$$

El valor de x_6 es 325/7 y $x_5 = x_7 = 0$, pero esto no reviste interés ninguno, debido a que las variables de holgura eran sólo manipulaciones matemáticas utilizadas para poder empezar. Sin embargo, nos dice cuáles variables son activas. Se notará además que el uso de los decimales en lugar de las fracciones puede llevar a errores de redondeo.

Dualidad. Un punto importante que hay que notar es que los coeficientes del renglón de la función objetivo para x_5 y x_7 , son los valores de las variables duales (las que se explican más adelante). Estos son los precios sombra de las restricciones primera y tercera, respectivamente. Recuérdese que x_5 era la variable de holgura para la primera restricción, y x_7 para la tercera.

Esto significa que al sumar una unidad más al "valor b " original de la primera restricción (o sea,

cambiando 15 a 16), se aumenta la función objetivo z^* en 13/7, y que al sumar una unidad más al "valor b " de la tercera restricción, se aumenta z^* en 5/7. Estas dos restricciones se conocen como restricciones activas, debido a que son las que limitan a la función objetivo. La segunda restricción es libre —al aumentar a 120 no afecta a la solución óptima. En la figura 6-21, las dos restricciones activas son $x_2 \leq 4$ y $1.5x_1 + x_2 \leq 9$; y el aumentar $x_1 \leq 5$ a $x_1 \leq 6$, no afectará a z^* , pero el aumentar $x_2 \leq 4$ a $x_2 \leq 5$, sí lo hará.

Es bastante interesante notar que se puede resolver para estos precios sombra girando la tabla completa (ecuación 6-42) 180° sobre una diagonal que vaya del lado superior izquierdo hasta el lado inferior derecho. Si se efectuara dicha operación se tendría que

$$4 \leq y_1 + 7y_2 + 3y_3$$

$$5 \leq y_1 + 5y_2 + 5y_3$$

$$9 \leq y_1 + 3y_3 + 10y_3$$

$$11 \leq y_1 + 2y_2 + 15y_3$$

Minimizar $15y_1 + 120y_2 + 100y_3 = z$

La función objetivo se halla ahora en la parte inferior pero se puede mover arbitrariamente hacia la parte superior. La solución óptima de este problema dual, se puede obtener de la solución final del problema original, el primal. El valor de z^* es el mismo, y los valores de y son los coeficientes finales respectivos del renglón de la función objetivo:

$$z^* = 695/7$$

$$y_1^* = 13/7$$

$$y_2^* = 0$$

$$y_3^* = 5/7$$

Los valores de y se conocen como las variables duales.

Variables artificiales. Cuando se tienen desigualdades mayores que, o restricciones de igualdad, se necesita añadir variables artificiales. Dichas variables aumentan temporalmente la dimensionalidad del problema, y deberán ser eliminadas. Wagner sugiere el método de la "M grande", mediante el cual se añade un "costo de penalización" grande a las variables artificiales en la función objetivo.

EJEMPLO 6-12:

Convertir a la forma estándar

Convertir los siguientes problemas a la forma estándar, a fin de poder iniciar el algoritmo símplex.

$$\text{Máx } -4x_1 - 3x_2$$

sujeto a

$$\begin{array}{r} x_1 + x_2 = 8 \\ x_1 \geq 3 \end{array}$$

SOLUCIÓN

En primer lugar, sumar una variable adicional a la segunda restricción,

$$z + 4x_1 + 3x_2$$

sujeto a

$$\begin{array}{r} x_1 + x_2 = 8 \\ x_1 - x_3 = 3 \end{array}$$

Se suman luego las variables artificiales tanto a las restricciones como a la función objetivo.

$$\begin{array}{r} z + 4x_1 + 3x_2 + 10x_4 + 10x_5 \\ x_1 + x_2 + x_4 = 8 \\ x_1 - x_3 + x_5 = 3 \end{array}$$

Deberán eliminarse las variables artificiales de la función objetivo, multiplicando cada restricción por -10 , y sumándola a la función objetivo. Se obtiene así

$$\begin{array}{r} z - 16x_1 - 7x_2 + 10x_3 = -110 \\ x_1 + x_2 + x_4 = 8 \\ x_1 - x_3 + x_5 = 3 \end{array}$$

Se tiene ahora una base, y es posible entonces iniciar el algoritmo símplex.

Programación dinámica

Hay una clase de problemas que requieren secuencias de decisiones óptimas. Las secuencias pueden ser sobre el tiempo o sobre el espacio. La programación dinámica (PD) es especialmente adecuada para estos tipos de problemas. En la PD, se empieza por lo general desde el final y se procede hasta el inicio —un procedimiento llamado pasos hacia atrás. Cada secuencia se conoce como una etapa, y la situación en cada una de estas etapas constituye el estado.

La programación dinámica posee la ventaja de permitir prácticamente cualquier tipo de función objetivo. La función objetivo puede ser no lineal o incluso discontinua. Sin embargo, existen severas restricciones sobre el número de las variables de decisión. Normalmente, hay sólo una variable de decisión pero algunos problemas y computadoras son capaces de manipular hasta cuatro. Se introducirá la programación dinámica por medio del conocido problema de la diligencia.

EJEMPLO 6-13:

Programación dinámica: Problema de la diligencia

Suponer que una persona desea viajar desde el nudo 1 hasta el nudo 11, por la vía de la ruta del menor costo. La figura 6-22 muestra las posibles rutas y los costos entre los nudos. Resolver este problema por medio de la PD.

SOLUCIÓN

Avanzando inversamente desde el nudo 11 (etapa 0), construir una tabla que muestre las posibles selecciones en cada etapa (véase la tabla 6-15)

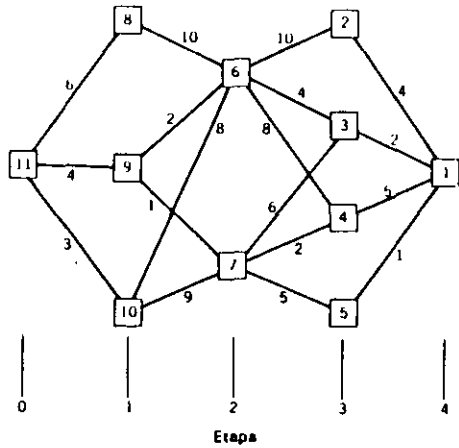


Figura 6-22. El problema de la diligencia

Sea Q_n la decisión para la etapa n , y sea $f_n(S)$ el costo para el estado S (nudo S) en la etapa n . Sean F_n^* y Q_n^* las decisiones y costos óptimos.

Una vez que se hayan completado las tablas, se comienza por el nudo 1. La decisión óptima, Q_4^* , es ir al nudo 5 (la ruta de menor costo es 11). Entrando a la tabla de la etapa 2 en 7, se pasa luego a 9 y de ahí a 11. De manera que la ruta de menor costo es 1-5-7-9-11, a un costo de 11.

La función objetivo en PD que se conoce como la ecuación de recursividad, depende del tipo de problema. Para este problema, se podría formular como

$$\text{Min} F_n(n, S, Q) = f_n(S) + F_{n-1}^*(Q)$$

Para darse cuenta del ahorro que hace posible la PD, comparada con la técnica "de fuerza bruta", en la cual se calculan todas las posibles combinaciones de rutas, y se escoge la de menor costo, se puede resolver gráficamente el ejemplo 6-13, procediendo inversamente desde el nudo (estado) 11 en la figura 6-23 y tachando las rutas dominadas. Nótese que en la figura 6-23, se calculan los costos de todas las rutas en la etapa 1 y se identifican con

Tabla 6-16. Tabla de soluciones del ejemplo 6-13

Etapa 1				
S	Q_1	$F_1^*(S)$	Q^*	
8	11	6	11	
9	11	4	11	
10	11	3	11	
Etapa 2				
S	Q_2	$F_2(S)$	$F_2 + F_1^*$	Q^*
8	8	10	16	
6	9	2	6	9
7	10	8	11	
9	9	1	5	9
10	10	9	12	
Etapa 3				
S	Q_3	$F_3(S)$	$F_3 + F_2^*$	Q^*
2	6	10	16	6
3	6	4	10	6
4	7	6	11	
5	6	8	14	
7	7	2	7	7
9	7	5	10	7
Etapa 4				
S	Q_4	$F_4(S)$	$F_4 + F_3^*$	Q^*
1	2	4	20	
1	3	2	12	
1	4	4	12	
1	5	1	11	5

un círculo mientras que se tachan las dominadas. Cuando se calculan los costos de las rutas para la etapa 2, no se consideran las rutas tachadas —y de aquí, el ahorro en los cálculos. La figura 6-24 muestra gráficamente la solución final, la que está de acuerdo con la respuesta dada en el ejemplo 6-13

Existen códigos de computadora que ayudan a resolver los problemas de PD. En el libro de Kues-

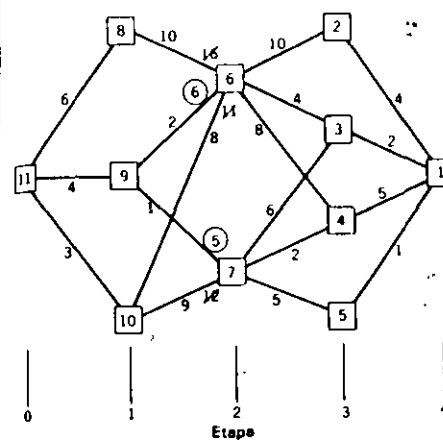


Figura 6-23. El problema de la diligencia, con la solución de las etapas 1 y 2.

ter y Nize,²² se proporcionan dos códigos. También, en Colorado State University tienen el código denominado Colorado State University Dynamic Program (CSUDP).²³

Programación no lineal

La programación no lineal clásica puede dividirse en modelos restringidos y modelos no restringidos. En cada división, la función objetivo puede ser convexa (cóncava), o no convexa. Cuando la función objetivo es no convexa, puede que no sea posible garantizar una solución.

En el caso no restringido, las condiciones necesarias para una solución óptima son

$$\frac{\partial F}{\partial x_i} = 0$$

$$i = 1, \dots, n$$

²² J. L. Kuester y J. H. Mize, *Optimization Techniques with FORTRAN* (Nueva York, McGraw-Hill, 1973)

²³ Dept. of Civil Engineering, Colorado State University, Fort Collins, Col., 80523

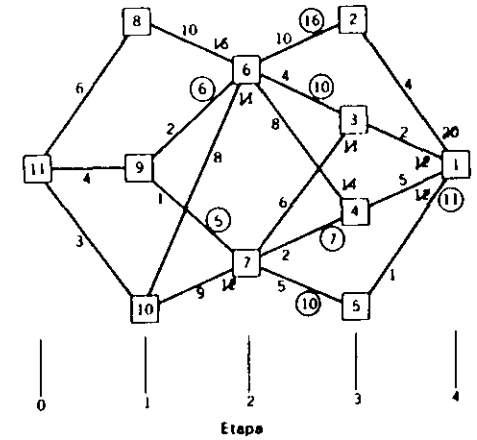


Figura 6-24. Solución del problema de la diligencia

Si la función objetivo es no convexa, se puede tratar solamente de un punto estacionario local; por consiguiente, resulta provechoso para determinar la convexidad de las funciones objetivo no lineales. Para hacer esto, se evalúan los determinantes del Hessiano D . El Hessiano H , es la matriz de las segundas derivadas parciales. Si todos los valores de D , son no negativos, la función objetivo es convexa, si las impares son no positivas y las pares son negativas, la función es cóncava. Si no se cumple ninguna de estas condiciones, la función es no convexa (un punto de silla).

EJEMPLO 6-14:

Evaluación de una función objetivo para determinar su convexidad

Evaluar la siguiente función para determinar su convexidad.

$$f(x) = 2x_1 + 6x_2 + 5x_1^2 - 4x_1x_2 + x_1^3 + 4x_2x_1 + 2x_2^2$$

SOLUCIÓN

Hallar primero las segundas derivadas.

$$\frac{\partial^2 f}{\partial x_1^2} = 10, \frac{\partial^2 f}{\partial x_1 \partial x_2} = -4, \frac{\partial^2 f}{\partial x_2^2} = 4, \frac{\partial^2 f}{\partial x_2 \partial x_1} = 4, \frac{\partial^2 f}{\partial x_1^3} = 6x_2$$

El Hessiano es

$$H = \begin{vmatrix} 10, & -4, & 0, \\ -4, & 4, & 4, \\ 0, & 4, & 6x_3 \end{vmatrix}$$

Calculando las derivadas,

$$D_1 = |10| = 10$$

$$D_2 = \begin{vmatrix} 10, & -4 \\ -4, & 4 \end{vmatrix} = 24$$

$$D_3 = \begin{vmatrix} 10, & -4, & 0 \\ -4, & 4, & 4 \\ 0, & 4, & 6x_3 \end{vmatrix} = 144x_3 - 160$$

Para que la función sea convexa, D_i deberá ser mayor o igual a cero, para todos i . Luego, la función es convexa para todos los valores de $x_3 \geq 1.11$.

En el caso de problemas restringidos de optimización no lineal, la ecuación de Lagrange es el enfoque clásico.

$$L(x, \lambda) = F(x) + \lambda[g(x)] \quad (6-44a)$$

Esta se puede asimismo formular como

$$\text{Max } F(x) \quad (6-44b)$$

sujeto a

$$g_i(x) = 0 \text{ para todos } i$$

Los valores de λ , como las variables duales en la programación lineal, son precios sombra (o costos). Los valores de λ son parámetros extra a los que se recurre para ayudar a la solución. Las condiciones necesarias para una solución son las siguientes

$$\frac{\partial L}{\partial x} = 0, \quad \frac{\partial L}{\partial \lambda} > 0$$

EJEMPLO 6-15:
Optimización clásica

¿Cuál es el mayor sólido rectangular que se puede construir en un hemisferio?

SOLUCIÓN

La función objetivo (véase la figura 6-25), es

$$\text{Max } 2x_1x_2z$$

y la restricción es

$$x^2 + y^2 + z^2 = R^2$$

De modo que la ecuación de Lagrange es

$$L(x, y, z, \lambda) = 4xyz + \lambda(x^2 + y^2 + z^2 - R^2)$$

Las condiciones necesarias son

$$\frac{\partial L}{\partial x} = 4yz + 2\lambda x = 0$$

$$\frac{\partial L}{\partial y} = 4xz + 2\lambda y = 0$$

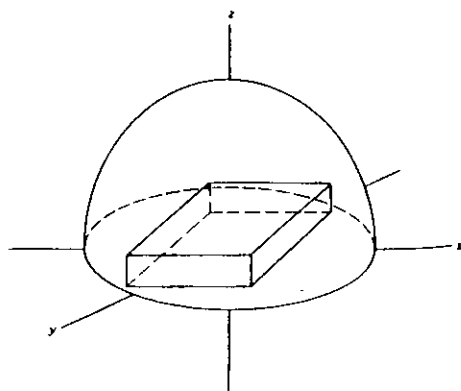


Figura 6-25. Un sólido rectangular dentro de un hemisferio—ilustración correspondiente al ejemplo 6-15.

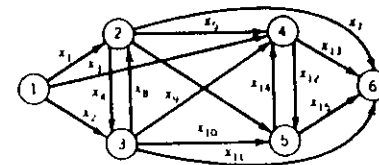


Figura 6-26. Transferencias factibles entre los procesos de tratamiento en el ejercicio 11.

$$\frac{\partial L}{\partial z} = 4xy + 2\lambda z = 0$$

$$\frac{\partial L}{\partial \lambda} = x^2 + y^2 + z^2 - R^2 = 0$$

Resolviendo simultáneamente estas ecuaciones, se obtiene

$$x^* = z^* = y^* = R \left(\frac{1}{3} \right)^{0.5}$$

$$V^* = \frac{4R^3}{3(3)^{0.5}}$$

Una de las principales pruebas para las condiciones de optimalidad en los problemas no lineales restringidos, está impuesta por las condiciones de Kuhn-Tucker. Wagner las establece como

$$A_i(x^*)\lambda_i^* = 0 \text{ para toda } i \quad (6-45a)$$

$$\frac{\partial F(x^*)}{\partial x_i} - \sum_{i=1}^M \frac{\partial A_i(x^*)}{\partial x_i} \lambda_i^* = 0 \quad (6-45b)$$

en donde $A_i(x^*)$ son las ecuaciones de restricción para los valores óptimos y λ_i^* son los múltiplos óptimos de Lagrange y $F(x^*)$ es la función objetivo. La ecuación 6-45a se conoce como la relación de holgura de cortesía; en efecto, expresa que si la restricción es activa, el precio sombra puede tener un valor, pero que en el caso de restricciones libres, $\lambda_i^* = 0$.

De los numerosos códigos de computadora disponibles que ayudan a resolver los modelos de optimización no lineales, algunos de ellos han sido enumerados por Kuester y Mize. La mayoría de dichos códigos utilizan alguna forma del método de ascenso máximo, en la cual se sigue el gradiente de la función objetivo hasta que llega a un punto estacionario (máx o mín). Se utilizan asimismo las condiciones de Kuhn-Tucker para comprobar la factibilidad y se utilizan con mayor amplitud en otros códigos.

Resumen

En el caso del ingeniero planificador, es probable que los datos técnicos sean los más fáciles de recolectar. No se espera que los planificadores sean expertos en todos los campos relacionados con la planeación de los recursos hidráulicos, pero deberán estar familiarizados con la terminología y tener una cierta comprensión de los procesos implicados. Es necesario que los planificadores sean capaces de hacer las preguntas correctas; también es de esperar que conozcan lo suficiente para juzgar la competencia de los profesionales que trabajan con ellos.

Los temas cubiertos en este capítulo sólo son representativos de los diversos tipos de datos técnicos. Por ejemplo, el transporte de los sedimentos resulta importante en las presas y en el dragado; y la mecánica de suelos es importante en el diseño de diques y en la construcción de presas de tierra. Para aquellos que posean fundamentos de ingeniería, la mayor parte de este capítulo no ha sido más que un repaso, para otros, quizá sea únicamente una introducción al tema.

LECTURAS RECOMENDADAS

Aisenberry, A. J et al. *Design of Small Canal Structures* Washington, D.C. U.S. Superintendent of Documents, 1974.
 Amoroch, J., y G. T. Orlob. "Non-linear Analysis of Hydrologic Systems," Water Resources Center Contribution No. 40 Berkeley, Cal. University of California Press, 1961

Apple, C. A. y J. D. Bredehoff. *Status of Ground Water Modeling in the U.S. Geological Survey*. Geological Survey Circular 737, 1976.

Box, G. E. P., y G. M. Jenkins. *Time Series Analysis, Forecasting and Control*. San Francisco: Holden-Day, 1970.

Carnahan, Luther Wilks. *Applied Numerical Analysis*. Nueva York: McGraw-Hill, 1959.

Forrester, J. *Principles of Systems*. Cambridge, Mass.: Wright-Allen Press, 1968.

Gardner, A. O. Jr., D. W. Paceman, y A. L. Potti, Jr. "Numerical Calculation of Multi-dimensional Miscible Displacement by the Method of Characteristics," *Society of Petroleum Engineers Journal*, marzo 1964: 26-36.

Helweg, O. J., y J. W. Labadie. "A Salinity Management Strategy for Stream-Aquifer Systems," *Hydrology Paper 84*, Fort Collins, Col.: Colorado State University, feb 1976.

Kuester, J. L., y J. H. Mize. *Optimization Techniques with FORTRAN*. Nueva York: McGraw-Hill, 1973.

Labadie, J. W., y O. J. Helweg. "Step Drawdown Test Analysis by Computer." *Ground Water* (sept-oct. 1975).

Linsley, R., y J. B. Franzini. *Water Resources Engineering*. Nueva York: McGraw-Hill, 1964.

Reddell, P. L., y P. K. Sunada. "Numerical Simulation of Dispersion in Ground Water Aquifers," *Hydrology Paper 41*. Fort Collins, Col.: Colorado State University, Junio 1970.

Sharma, J. C., "A Stochastic Model of Monthly River Flows," *Journal of Agricultural Engineering India Society of Agricultural Engineers*, vol. 15 (junio 1978).

Soong, T. T. *Probabilistic Modeling and Analysis in Science and Engineering*. Nueva York: John Wiley, 1981.

Subcommittee on Hydrology, Interagency Committee on Water Resources. *Methods of Flow Frequency Analysis*, Bulletin 13. Publicado por el Soil Conservation Service, USDA, 1966.

Uppal, R. L., y A. P. Gulati. "Behavior of Ground Water Table in Sirhind Canal Areas." *Journal of Indian Geophysical Union* 2: 179-195.

U.S. Water Resources Council. *Guidelines for Determining Flood Flow Frequency*, Bulletin 17. Washington, D.C.: U.S. Superintendent of Documents, marzo 1976.

Vernard, J. K., y R. L. Street. *Elementary Fluid Mechanics*, 5th ed Nueva York: John Wiley, 1975.

Yejevich, V. *Stochastic Processes in Hydrology*, Fort Collins, Col.: Water Resources Publications, 1972.

Ejercicios

- Al llevar a cabo un análisis de frecuencia de las avenidas, se tiene la sospecha de que un gasto es un valor extremo bajo. Dada la siguiente información, determinar si lo es o no, de acuerdo con los lineamientos de la WRC. La frecuencia de exceso es 0.98, el gasto de posible valor extremo es 500 pcs, el gasto medio es 2,000 pcs, el número de años del registro es 45. La asimetría adoptada es 0.9 y la desviación estándar calculada es 0.202.
- Determinar, utilizando el método de la mediana, las posiciones de graficado de las avenidas mayor y menor del ejemplo 6-1. ¿Cómo se compara este método con el método de Weibull?
- Según los lineamientos de la WRC, ¿cuál deberá ser la asimetría adoptada si el registro de la estación es de 45 años, la asimetría calculada es 0.6 y la asimetría generalizada, tomada de la figura 6-5, es de 1.2?
- Dado el registro de la tabla 6-16 de los gastos pico anuales correspondientes a Keeler Creek, hallar la avenida con frecuencia de exceso de 1 por ciento (la avenida de 100 años). Graficar los puntos y la curva analítica en papel de probabilidad logarítmica; suponer que la asimetría calculada es igual a la asimetría generalizada.

Tabla 6-16. Ejercicio 6-4: registro de las avenidas en Keeler Creek

Año	Pico anual (pcs)
1966	2490
1968	8800
1967	1310
1968	2140
1969	3060
1970	1380
1971	980
1972	1040
1973	3630
1974	3020
1975	1470

Tabla 6-17. Ejercicio 6-5: escurrimiento de la tormenta uniforme aislada de la cuenca Paw Paw (4 de marzo 1981)

Tiempo	Gasto total (m ³ /s)	Gasto base (m ³ /s)
0200	1.20	1.20
0300	1.40	1.10
0400	1.80	1.00
0500	2.70	0.90
0600	4.00	0.80
0700	6.20	0.70
0800	9.00	0.70
0900	12.00	0.60
1000	13.50	0.60
1100	14.10	0.60
1200	13.80	0.60
1300	12.80	0.70
1400	11.00	0.80
1500	9.00	0.90
1600	7.80	1.00
1700	6.50	1.10
1800	5.30	1.20
1900	4.40	1.30
2000	3.70	1.40
2100	3.10	1.50
2200	2.80	1.80
2300	2.30	1.90
2400	2.00	2.00
0100	1.80	1.80

- Se modela una cuenca por el método del hidrograma unitario. Dada la tormenta uniforme detallada en la tabla 6.17, elaborar el hidrograma unitario para 1 cm de escurrimiento directo. El área de la cuenca es de 25 km².
- Calcular el tirante y de agua en la estación 23 + 75 en el ejemplo 6-17, por el método estándar de etapas.
- Thomas y Fiering propusieron el siguiente modelo estocástico para un río de Idaho.

$$q_{j+1} = \bar{q}_{j+1} + b_j(q_j - \bar{q}_j) + z_j \sigma_j (1 - r_j)^{0.5}$$

en donde q_j y q_{j+1} son los gastos en meses sucesivos, desde el inicio de la secuencia sintética; \bar{q}_j y \bar{q}_{j+1} son los gastos medios en meses sucesivos del ciclo anual; b_j es el coeficiente de regresión entre los meses j y $j + 1$; σ_j es una desviación normal estándar de un generador de números aleatorios; σ_{j+1} es la desviación estándar; y r_j es el coeficiente de correlación entre el mes j y el mes $j + 1$. Suponer que se va a utilizar este modelo para Klett Creek y que el inicio de la secuencia sintética coincidirá con el ciclo anual —por tanto, $i = j$ en el modelo. Se ha llevado a cabo el análisis de correlación de 10 años del registro, y se han obtenido los resultados que aparecen en la tabla 6-18 (se suministra también z_j , a pesar de

Tabla 6-18. Ejercicio 6-7: Estadísticas de Klett Creek (flujo en 10⁶m³)

j	Mes	q	σ	z	b	r
1	Enero	4.6	0.5	0.1	1.26	0.88
2	Febrero	5.8	0.6	1.6	1.14	0.92
3	Marzo	6.6	0.7	-1.2	1.56	0.82
4	Abril	10.3	2.3	0.3	1.48	0.98
5	Mayo	15.2	3.2	-0.4	1.22	0.98
6	Junio	18.5	4.1	1.8	0.76	0.78
7	Julio	14.0	3.1	-0.2	0.70	0.84
8	Agosto	9.8	2.2	-1.4	0.73	0.86
9	Septiembre	7.2	2.0	-0.8	0.71	0.94
10	Octubre	5.1	1.8	1.5	0.86	0.92
11	Noviembre	4.4	1.2	0.7	1.02	0.95
12	Diciembre	4.5	0.8	0.5	1.02	0.97

que en la realidad, se generaría según se fuera avanzando). El gasto del arroyo en enero fue $5.2 \times 10^6 \text{ m}^3$. Calcular los gastos sintéticos proyectados en febrero, marzo y abril, con el modelo de Thomas-Fiering.

- Completar el ejemplo 6-10 durante el año 7 (W.7 y P.7). Hacer gráficas, tanto de la población como del agua. ¿Cuáles tendencias se observan? ¿Qué recomendaciones se podrían hacer a la ciudad?
- Redactar un programa de computadora (preferiblemente interactivo, en lenguajes BASIC o PASCAL), para el modelo que aparece en el ejemplo 6-10. Redactar, si fuera posible, una rutina de dibujo para graficar los resultados.
- Resolver manualmente el siguiente problema de optimización, y luego por un código de PL.

$$\begin{aligned} & \text{Max } x_1 + x_2 + 0.5 x_3 \\ & \text{sujeto a} \\ & x_1 \leq 2 \\ & x_2 \leq 2 \\ & x_3 \leq 2 \\ & x_1 + x_2 + 1.25x_3 \leq 5 \\ & x_1 + x_2 + 1.25x_3 \leq 5 \\ & -1x_1 + x_3 \leq 1 \\ & x \geq 0 \end{aligned}$$

Tabla 6-19. Ejercicio 6-11: tipo de nodo de la DBO del costo de la remoción de DBO

Nodo	Tipo de proceso	Por ciento de remoción de DBO	Costo de remoción de DBO ¹
1.	Influyente		
2.	Sedimentación primaria con 850 gpd/pie ² de área superficial	35	1.54
3.	Sedimentación primaria con 1700 gpd/pie ² de área superficial	25	1.84
4.	Lodos activados	85	2.50
5.	Filtro biológico (de alta tasa)	55	0.30
6.	Efluente		

¹ Esto es, \$/100 lb de DBO que fluyen al proceso.

- ¿Cuáles restricciones son activas?
- ¿Cuánto mejorará la función objetivo si cada restricción activa se relaja en una unidad? Se deberán relajar una por una, y recalcular individualmente el valor óptimo de $Z(Z^*)$, en cada una de ellas. Después de que se relaja la restricción y se calcula el nuevo valor de Z^* se regresa el valor de b de la restricción a su valor original, antes de proceder a relajar la siguiente restricción. (Nota: No es necesario pasar por todo el algoritmo simplex, para cada restricción activa).

- Se desea diseñar una instalación de tratamiento de aguas residuales de un costo mínimo, dada la información que aparece en la tabla 6-19 La capacidad de la planta es de 1 mgd, y la DBO inicial de diseño es 200 mg/l. En el presente, la EPA permite que el efluente tenga 1200 #DBO/día. Suponer que los procesos son lineales. Las transferencias factibles entre los procesos están dadas en la figura 6-26. (Sugerencia: Suponer que las variables de decisión, x_i , son libras de DBO).

- ¿Qué combinación de los procesos anteriores deberá utilizar el cliente, y cuál será el costo del tratamiento? Suponer que el cos-

Tabla 6-20. Ejercicio 6-2: retorno del agua con una asignación de \$100

Agua Asignada (mmc)	Retorno en \$100		
	Granja 1	Granja 2	Granja 3
0	0	0	0
1	2	2	3
2	5	3	4
3	6	7	6

- to de transportar el agua residual de un proceso a otro es igual a cero
- La legislatura del estado está considerando una ley para aumentar los estándares del efluente (o sea, disminuir las #DBO/día permisibles) Se desea preparar un análisis de sensibilidad del costo la DBO en el efluente. ¿Qué conclusiones cualitativas se pueden derivar del análisis realizado?
- Suponer que se tiene tres granjas, entre las cuales se deberán asignar óptimamente 3 millones de metros cúbicos de agua (mmc) Se desea consumir toda el agua. El retorno para cada

Tabla 6-21. Ejercicio 6-14: datos de la cuenca (Promedios anuales)

Año	Precipitación (mm)	Flujo del río (mmc)	Bombao (mmc)	Nivel del agua (m, nmm)
1970	250	1480	570	505
1971	100	1100	687	505
1972	120	1150	697	490
1973	150	1200	675	494
1974	310	1500	505	497
1975	300	1480	510	505
1976	280	1400	516	502
1977	200	1200	515	500
1978	350	1430	505	490
1979	200	1310	605	500
1980	270	1380	520	485
1981	280	1390	525	485
1982	308	1490	550	475
1983	160	1210	760	443

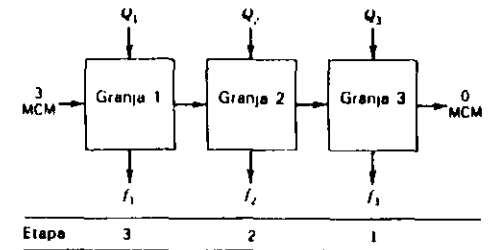


Figura 6-27. Ejercicio 12. asignación del agua a las granjas.

- granja está dado en la tabla 6-20 Resolver este problema por medio de la programación dinámica (véase la figura 6-27)
- ¿Cuál será el sólido rectangular más grande que se puede construir dentro de un elipsoide? (Sugerencia: Utilizar el método lagrangiano de Lagrange (véase la figura 6-23).
 - Elaborar un modelo de regresión lineal múltiple para el agua subterránea de una cuenca en la que se han recolectado los datos que aparecen en la tabla 6-21

Capítulo 7

Formulación de alternativas

Las alternativas son proposiciones específicas destinadas a satisfacer objetivos establecidos. Después que se han formulado alternativas, se evalúan a fin de determinar cuál es la mejor (Véase capítulo 8). Sólo se pueden seleccionar uno o dos ejemplos para cada función, a fin de ilustrar los factores que tienen importancia en la formulación de alternativas. Así, una vez que se termine de estudiar el capítulo no se debe creer que se ha hecho un estudio muy amplio de las posibles soluciones de los problemas de recursos hidráulicos.

7-1 PRINCIPIOS GENERALES

Enfoques básicos

La formulación de alternativas novedosas ofrece por lo general mayores oportunidades de llevar a cabo mejoras sustanciales que las que ofrece la optimización de los diseños tradicionales. En primer lugar, las alternativas deberán ser factibles —o sea, deberán ocupar, como se indica en la figura 7-1, la intersección de lo que resulte política, económica, financiera, legal, y técnicamente factible (según la propia taxonomía, se podrían añadir a dicha lista las denominaciones "ambiental", "social" e "institucional"). Durante el proceso de planeación, todas las alternativas deben probarse para determinar

los adicionales las pueden desplazar dentro o fuera de la región de factibilidad.

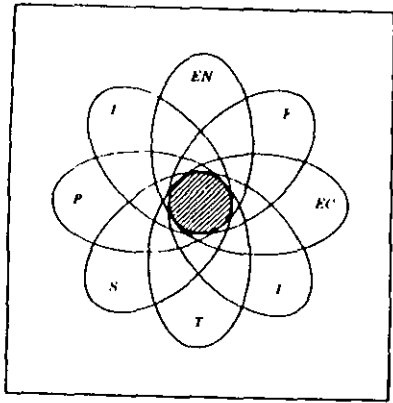
Las nuevas combinaciones de soluciones antiguas pueden formar mejores alternativas. Con frecuencia, la optimización formal puede ser de utilidad para el planificador con el fin de determinar las mejores combinaciones y tamaños. Por ejemplo, las soluciones anteriores para los problemas de avenidas, incluían diques, mejoras en los canales, y protección contra las inundaciones. El planificador deberá investigar cuál combinación de dichas soluciones (si las hubiere) suministrará la alternativa óptima.

Siempre se deben tener presentes las tres preguntas que acostumbraba hacer el general John J. Carty, ingeniero jefe de la empresa New York Telephone Company:

- ¿Por qué hay que hacer esto?
- ¿Por qué hay que hacerlo ahora?
- ¿Por qué hay que hacerlo de esta manera?

Calendarización, etapas y dimensionamiento del proyecto

Calendarización. La segunda de las preguntas del general Carty sugiere que podría haber un tiempo más oportuno que el presente para ejecutar un plan. El cálculo del tiempo óptimo se conoce como la calendarización del proyecto. Es posible que cuando



- U = el universo de todas las alternativas posibles
- EN = el conjunto de las alternativas ambientalmente factibles
- F = el conjunto de las alternativas financieramente factibles
- EC = el conjunto de alternativas económicamente factibles
- L = el conjunto de alternativas legalmente factibles
- T = el conjunto de alternativas técnicamente factibles
- S = el conjunto de alternativas socialmente factibles
- P = el conjunto de alternativas políticamente factibles
- I = el conjunto de alternativas institucionalmente factibles
- IIII = EN ∩ F ∩ EC ∩ L ∩ T ∩ S ∩ P ∩ I = el conjunto de alternativas factibles
- 10..... = las líneas de iguales beneficios netos de la función objetivo

Figura 7-1. Conjunto de alternativas factibles.

no se puede aprovechar la capacidad total del proyecto inmediatamente después de la construcción, una demora en la ejecución del mismo produzca mayores beneficios netos. El ejemplo 7-1 ilustra este punto.

EJEMPLO 7-1:
Calendarización óptima del proyecto

Un área rural está en proceso de urbanización, y los residentes desean sustituir sus pozos individuales por un sistema local de suministro de agua super-

ficial. Se desea dimensionar el sistema para satisfacer una demanda final futura de 2.5 m³/s, la que se estima ocurra al final de un período de 10 años. Al terminar el segundo año después del inicio del proyecto, la demanda de agua se acumulará linealmente a partir de cero. Por consiguiente, la tasa de acumulación aumentará según se demore el proyecto; y si el proyecto se inicia al comienzo del año nueve, la demanda dos años más tarde (o sea, al final del año 10), será de 2.5 m³/s.

El proyecto tendrá un costo de \$4,000 al año y tardará dos años en terminarse. Si se empezara inmediatamente, habrían tres pagos de \$4,000 cada uno; el primero en el tiempo cero, el segundo al final del año uno y el tercero al final del año dos. Los beneficios serán equivalentes a \$1,000 por m³/s de agua demandada (o sea, estragada). Suponer una tasa de descuento de un 12 por ciento y una vida de proyecto de 30 años. ¿Cuándo deberá iniciarse el proyecto?

SOLUCIÓN

La figura 7-1 muestra dos diagramas de flujo de efectivo para el proyecto; uno que se inicia en el año cero y otro que comienza en el año cinco. Cada año que se demore el proyecto, los costos y beneficios se desplazarán hacia la derecha. Los costos y beneficios de iniciar el proyecto en el año cero y al final del año uno, se calculan a continuación. Los costos y beneficios de otros tiempos de iniciación, se muestran en la tabla 7-1 y la figura 7-3.

Si el proyecto se inicia en el tiempo cero,

$$\begin{aligned} \text{Costos} &= 4000 + 4000 [P/A, 12\%, 2] \\ &= 4000 + (4000)(1.690) = \$10,760 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beneficios} &= \frac{2500}{8} [P/C, 12\%, 9][P/F, 12\%, 1] \\ &\quad + 2500 [P/A, 12\%, 22][P/F, 12\%, 10] \\ &= (312.5)(17.356)(0.8929) \\ &\quad + (2500)(7.645)(0.322) \\ &= \$10,997 \\ B - C &= \$723 \end{aligned}$$

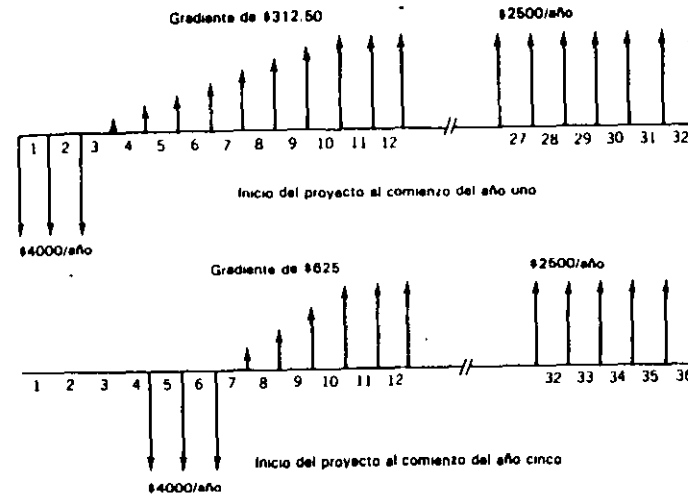


Figura 7-2. Diagramas de flujo de efectivo del ejemplo 7-1.

Si el proyecto se inicia al final del año uno,

$$\begin{aligned} \text{Costos} &= 4000 [P/A, 12\%, 3] \\ &= (4000)(2.402) = \$9608 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beneficios} &= \frac{2500}{7} [P/C, 12\%, 8][P/F, 12\%, 2] \\ &\quad + 2500 [P/A, 12\%, 23][P/F, 12\%, 10] \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= (357)(14.471)(0.7972) \\ &\quad + (2500)(7.718)(0.322) \\ &= \$10,331 \\ B - C &= \$723 \end{aligned}$$

Tabla 7-1. Beneficios netos derivados de los diferentes tiempos de inicio

Iniciado a comienzos del año	Beneficios	Costo	Beneficio neto
1	\$10,997	\$10,760	\$237
2	10,331	9,608	723
3	9,720	8,579	1,141
4	9,151	7,659	1,535
5	8,625	6,839	1,786
6	8,138	6,106	2,030
7	7,683	5,452	2,231
8	7,262	4,867	2,395
9	6,884	4,346	2,138
10	6,540	3,881	1,909

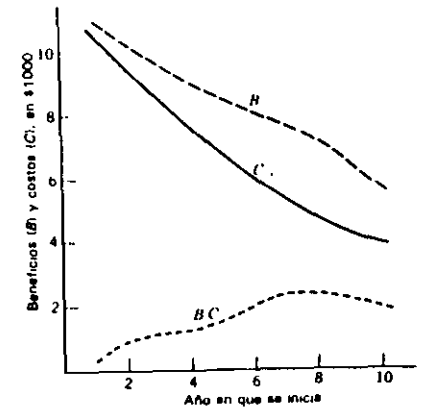


Figura 7-3. Beneficios y costos en comparación con el tiempo de inicio del proyecto del ejemplo 7-1.

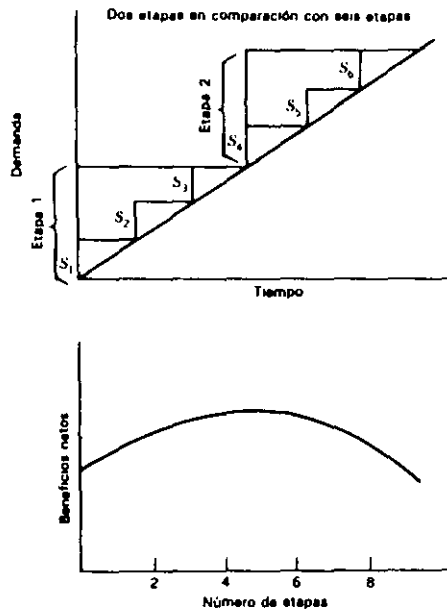
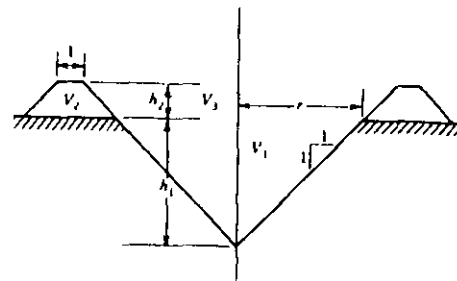


Figura 7-4. Economía de la ejecución por etapas.

El inicio óptimo es al comienzo del año ocho, como se muestra en la tabla 7-1.

Etapas. El proyecto que se describe en el ejemplo 7-1, quizá se hubiera podido ejecutar en varias etapas. Este procedimiento, conocido como ejecución por etapas, implica un truco: cuesta más construir varias plantas de tratamiento pequeñas que construir una grande, pero los beneficios aumentan, debido a que hay una menor capacidad sin utilizar (véase la figura 7-4). La ejecución por etapas también ofrece una barrera contra la incertidumbre, ya que no es necesario construir las etapas subsiguientes si no se materializa la necesidad.

Dimensionamiento. Un proyecto tiene por lo general un tamaño óptimo. Por ejemplo, un método utilizado en la India para almacenar la precipitación de los monzones, consiste en la construcción de "tanques", o pequeños embalses. Algunos de los tan-



- V_1 = volumen de excavación
- V_2 = volumen del dique circular
- V_3 = volumen del tanque por encima del terreno
- V_t = volumen total del tanque ($V_1 + V_2$)

Figura 7-6. Sección transversal de la construcción de un tanque. La forma real es la de su cono truncado.

ques no son otra cosa que pequeñas presas construidas para almacenar el agua de una cuenca; otros son estanques excavados en los campos.

EJEMPLO 7-2:
Problema relativo a la determinación de las dimensiones óptimas de un tanque

Para un proyecto de las Naciones Unidas, se desea hallar las dimensiones óptimas de un tanque de irrigación, para construir miles de tanques similares. Suponer que el perfil óptimo es el de un cono invertido (véase la figura 7-5), en el cual $r^* = h_1^*$ y $4h_2^* = h_1^*$. (Los asteriscos indican los valores óptimos.) Suponer que el valor anual del agua (o sea, el volumen del tanque, V_t) es de $\$0.162/m^3$. El costo de construcción del tanque y del dique es de $\$1.00/m^3$, para el volumen excavado, V_1 , y el costo anual de operación y mantenimiento es de $\$0.01/m^3$. El valor del terreno ocupado por el tanque (o sea, el costo de oportunidad) es de $\$1.13/m^2$. Suponer que las pérdidas por filtración y evaporación están incluidas en el valor del agua almacenada. Las paredes del tanque tienen un talud de 45° . Suponer una tasa de descuento del 10 por ciento, y una vida de 30 años para el tanque

SOLUCIÓN

Con las relaciones dadas, todos los volúmenes pueden expresarse como funciones de una variable por ejemplo, h_1 . Con base en los costos y beneficios anuales, la función objetivo, o la función de los beneficios netos que se desea maximizar, se convierte en

$$\text{Máx}(B - C) = B_1V_t - C_1V_1 - C_2A_1 \quad (7.1a)$$

en donde B_1 representa los beneficios por año del agua almacenada, C_1 es el costo anualizado de construcción más los costos anuales de operación y mantenimiento, C_2 es el costo anual del terreno que se pierde para la producción (costo de oportunidad) y A_1 es el área del terreno que se pierde para la producción, debido a la construcción del tanque. Si se convierten primero los costos de construcción a cantidades anuales, se obtiene

$$(\$1.00)(A/P, 10\%, 30 \text{ años}) \\ = (1)(0.1061) = \$0.1061/m^3$$

La adición del costo anual de operación y mantenimiento al costo anualizado de construcción, da un valor de $C_1 = \$0.116/m^3$. La anualización del valor del terreno da el valor $C_2 = \$0.12/m^2$.

$$V_1 = \frac{1}{3}\pi r^2 h_1 \quad (7-1b)$$

$$V_t = \frac{1}{3}\pi(r + h_2)^2(h_1 + h_2) \quad (7-1c)$$

$$A_1 = \pi(r + 2h_2 + 1)^2 \quad (7-1d)$$

Cuando expresa la función objetivo en términos de h_1 , se obtiene

$$f(h_1) = (0.162)(\pi/3)(5/4)^3(h_1)^3 \\ - (0.116)(\pi/3)(h_1)^3 \\ - (0.12)(\pi)(3/2h_1 + 1)^2$$

Finalmente, diferenciando, igualando a cero y resolviendo por medio de la fórmula cuadrática, se hallan las dimensiones óptimas.

$$h_1^* = r^* = 3.25 \text{ m} \\ h_2^* = 0.81 \text{ m} \\ v_t^* = 70.2 \text{ m}^3$$

El ejemplo 7-2 se hace más complejo si $V_1 = V_2$ fuera una restricción. Luego, para un volumen dado de V_t , se minimizaría la cantidad de tierra excavada, V_1 . Si hubiera costos diferentes para el levantado y la distancia de acarreo en la excavación se podrían sumar dichos valores. Un problema de este tipo, se puede resolver por medio de la técnica clásica de optimización no lineal de Lagrange.

$$L(x, \lambda) = f(x) + \lambda[g(x)] \quad (7-2a)$$

en donde $f(x)$ es la función objetivo de un vector x "n dimensional", $g(x)$ es un vector de funciones de restricción, y λ es el vector de los multiplicadores de Lagrange. El multiplicador de Lagrange es un "parámetro extra" que es similar a la variable dual de la programación lineal (véase la sección 6-5). Como da el costo sombra de cada restricción activa, tiene muchas aplicaciones en la teoría económica.

Las condiciones necesarias de un punto estacionario son las siguientes

$$\frac{\partial L}{\partial x} = 0 \\ \frac{\partial L}{\partial \lambda} = 0 \quad (7-2b)$$

Se ha supuesto que un tanque de un volumen especificado se podría construir con un costo mínimo cuando la cantidad de tierra excavada (V_1 en la figura 7-5) fuera igual a la tierra requerida para el terraplén (V_2 en la figura 7-5) y el volumen V_1 sea un mínimo. Se plantea ahora el problema

$$\text{Mín } V_1 \\ x \quad (7-3)$$

sujeto a

$$V_1 = V_2 \\ V_1 + V_3 = V_t$$

en donde V_i se define en la figura 7-5 y V_t es el volumen requerido del tanque.

Los problemas más complejos de la vida real requieren soluciones por computadora. Se dispone de varios programas no lineales que ayudan a resolver los problemas de minimización restringida. A pesar de que se han tratado por separado de la calendarización, la ejecución por etapas y el dimensionamiento, éstos se pueden combinar en un solo problema de optimización, al cual se le denomina a veces como el problema de la expansión de la capacidad.

7-2 ALTERNATIVAS PARA ESTUDIOS DE POLÍTICAS, DE APOYO Y DE EVALUACIÓN GENERAL

Políticas alternativas

La formulación de las políticas alternativas forma parte de lo que se ha llamado la evaluación de la tecnología. Las políticas son reglas que corrigen (en forma ideal) las ineficiencias o las desigualdades de un sector o ambas. Contempladas a una luz más positiva, las políticas fomentan el establecimiento de metas sociales que no se pueden alcanzar sin la intervención del gobierno. El desarrollo de las políticas se asemeja a las operaciones de un estado democrático constitucional, como se ilustra en la figura 7-6.

La principal dificultad en la formulación de políticas alternativas estriba en la estimación de los impactos que tendrán sobre el sector y sobre la sociedad. Debido a que las políticas cambian lentamente, necesitan estimaciones de las condiciones futuras más distanciadas que las necesarias en muchos problemas de planeación. Quizá los datos más importantes para la formulación de las políticas alternativas sean aquellos proporcionados por la retoolimentación local.

Alternativas de apoyo

Estas alternativas tratan de las redes de datos, oportunidades amplias y las recomendaciones sobre los esfuerzos de planeación subsiguientes. Los estudios de apoyo buscan sólo cantidades aproximadas así como fuentes de suministro y demanda en la

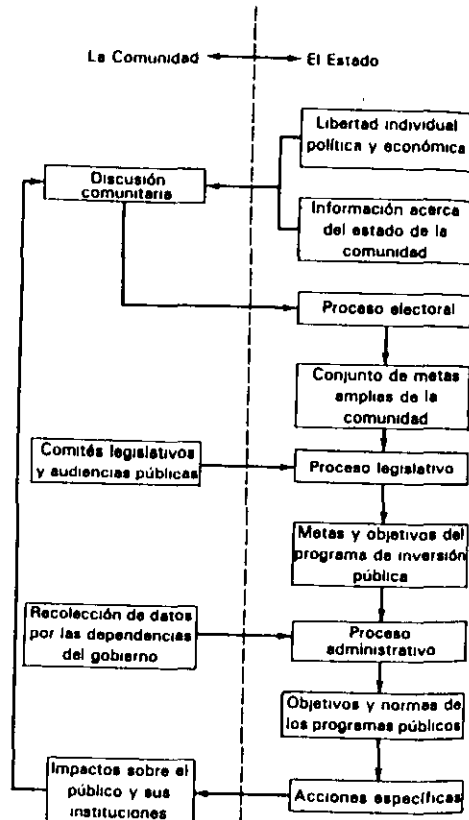


Figura 7-6. Modelo de un estado democrático constitucional. (Fuente: OECD.)

cuenca de un río, por esta razón, se les llama también planes preliminares. En el ejemplo 7-3 se ilustra la formulación de un estudio alternativo de apoyo.

EJEMPLO 7-3: Optimización de un estudio alternativo de apoyo

Una parte del contrato de un estudio de apoyo de la cuenca de un río estipula que se requiere esti-

mar los suministros y demandas de agua en la cuenca. Estas estimaciones servirán como lineamientos para el estudio de evaluación general. Ha sido comensurado el valor (pero no los beneficios) del agua, en el caso de cada una de las cinco principales funciones de demanda posibles en la cuenca en lo que se refiere al volumen utilizado del embalse. Estos beneficios netos son: agua subterránea para uso municipal e industrial, \$50/1,000 m³; agua subterránea para irrigación \$10/1,000 m³; control de avenidas, \$80/1,000 m³; recreación, \$5/1,000 m³, y energía hidroeléctrica, \$100/1,000 m³. Se ha estimado el rendimiento de servicio anual de los acuíferos dentro de la cuenca, en 6,000 mmc; y el máximo almacenamiento disponible de agua superficial, en 3,000 mmc. Suponer que toda el agua superficial suministrada generará energía hidroeléctrica y que la mitad del almacenamiento del agua superficial se puede usar simultáneamente para recreación. Debido a las diferencias en la calidad, el beneficio neto del agua superficial para uso municipal e industrial es de \$60/1,000 m³, y el del agua de irrigación es de \$15/10,000 m³. Formular el problema como un modelo de optimización de programación lineal (PL).

SOLUCIÓN

Mediante varias aproximaciones y suposiciones, se puede formular el modelo como un problema de transporte de PL, como se muestra en la tabla 7-2. El problema formulado de PL es como sigue:

$$\text{Max } 50X_{11} + 10X_{12} + 60X_{21} + 15X_{22} + 80X_{23} \\ + 5X_{24} + 100X_{25}$$

sujepto a

$$\begin{aligned} X_{11} + X_{12} &\leq 6,000 \\ X_{21} + X_{22} + X_{23} &\leq 3,000 \\ X_{21} + X_{22} - X_{25} &= 0 \\ 0.5X_{21} + 0.5X_{22} - X_{24} &\leq 0 \\ X_{11} + X_{21} &\leq 2,000 \\ X &\geq 0 \end{aligned}$$

Tabla 7-2. Matriz de transporte de un modelo de una cuenca fluvial

Suministros	Demandas				
	Municipal e industrial	Irrigación	Control de avenidas	Recreación	Energía hidroeléctrica
Agua subterránea	X ₁₁	X ₁₂	—	—	—
Agua superficial	X ₂₁	X ₂₂	X ₂₃	X ₂₄	X ₂₅

La solución de este problema se deja como un ejercicio

Sucede con frecuencia que el estudio de apoyo pone al descubierto proyectos altamente convenientes, que el cliente podrá desear ejecutar inmediatamente sin esperar por un estudio general de evaluación. Sin embargo, las alternativas de un estudio de apoyo consisten, por lo general, en determinar el tipo de estudios subsecuentes que se harán (si hubiera alguno); y cuáles son los sectores o funciones que son más prometedores para investigación y desarrollo.

Alternativas de evaluación general

La mejor manera de comprender una alternativa de evaluación general, es mediante la consideración de un plan regional (la cuenca de un río) por sector (recursos hidráulicos). Estas alternativas incluirán diversas maneras de utilizar el agua para cumplir con los objetivos del estudio. ¿Cuándo deberán construirse las presas, si es que se llegan a construir? ¿Qué tamaño deberán tener? ¿Dónde deberán ubicarse? ¿Qué tipo de agua subterránea deberá desarrollarse? ¿Dónde y cuándo? También deberá recomendarse el orden de ejecución de las diferentes partes (proyectos) de cada alternativa.

Es posible que en esta etapa se necesiten modelos de optimización más complejos. Por ejemplo, diferirán los beneficios netos de cada embalse dimensionado óptimamente. Si el agua total de estos embalses fuera mayor que la necesaria, el planificador necesita efectuar un análisis por incrementos, a fin de calcular cuáles embalses deberán tener un tamaño menor.

Por lo regular se puede recurrir a la programación dinámica para optimizar las alternativas, no só-

Tabla 7-3. Beneficios netos correspondientes al agua de irrigación (en \$10,000)

Agua entregada Q_n (en mmc)	Distrito		
	1	2	3
0	0	0	0
1	2	1	4
2	5	4	5
3	8	7	6

lo en el caso de la asignación del agua, sino también para la operación de los embalses. Deberá recordarse que la función objetivo en la PD no tiene que ser lineal, pero que sólo se pueden manejar dos o tres variables de decisión (véase la sección 6-5). En el ejemplo 7-4 se muestra el uso de la programación dinámica.

EJEMPLO 7-4:
Asignación óptima del agua

Se requiere hacer la optimización de una alternativa de suministro de agua para irrigación, en el cual se disponen de 3 mmc de agua, que se asignarán en unidades de 1 mmc a cada uno de los tres distritos de irrigación. En la tabla 7-3 se muestran los beneficios netos del agua en los distritos.

¿Cuál es la distribución óptima si se debe utilizar toda el agua?

SOLUCIÓN

En la figura 7-7 se muestra un diagrama del sistema hidráulico. El primer paso es definir los términos para un modelo de programación dinámica, con la notación de Kuester y Mize.¹

X_n es la variable de decisión —o sea, cuánta agua se asigna al distrito n .

¹ J. L. Kuester y J. H. Mize, *Optimization Techniques with Fortran* (Nueva York, McGraw-Hill, 1973), pág. 158. Ver asimismo H. M. Wagner, *Principles of Operations Research*, 2a ed. (Englewood Cliffs, N. J. Prentice-Hall, 1975), pág. 25.

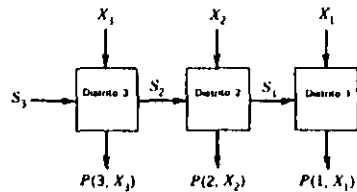


Figura 7-7. Sistema de distribución del agua —ilustración de un modelo de programación dinámica.

n es el número de etapas (distritos).
 S es el estado en cada etapa (o sea, de cuánta cantidad de agua se dispone)
 $F_{n-1}^*(S)$ es el beneficio derivado de la política óptima en la etapa $n-1$, dado el estado S
 X es la decisión que resulta en $f_n(S)$.
 $P(n, X)$ es el costo o beneficio de la decisión X en la etapa n .
 La ecuación de recursividad es

$$\text{Max } f_n(n, S, X) = P(n, X) + F_{n-1}^*(S - X) \quad (7-4)$$

Si se trabaja regresivamente desde la etapa 1 hasta la etapa 3, se construye primero la tabla de decisiones de la etapa 1 (tabla 7-4). Esta tabla es trivial debido a que habrá que utilizar toda el agua disponible. Sin embargo, volviendo a la etapa 2, se llega a una tabla de decisiones más compleja: la tabla 7.5. Luego, volviendo a la etapa 3, se tiene la tabla 7-6.

La solución final consiste entonces en asignar 1 mmc al distrito 3, y entrar a la tabla de la etapa 2 con mmc, lo que indica que la decisión óptima es asignar cero agua asignando luego los 2 mmc restantes al distrito 1. El beneficio neto máximo es de \$90,000.

Tabla 7-4. Tabla de decisiones para la etapa 1

S_1	X_1	S_0	P_1	X^*
0	0	0	0	0
1	1	0	2	1
2	2	0	5	2
3	3	0	6	3

Tabla 7-5. Tabla de decisiones para la etapa 2

S_2	X_2	S_1	P_2	F_1^*	$P_2 + F_1^*$	X_2^*
0	0	0	0	0	0	0
1	0	1	0	2	2	0
2	0	2	0	5	5	0
	1	1	1	2	3	
	2	0	4	0	4	
3	0	3	0	6	6	0
	1	2	1	5	6	
	2	1	4	2	6	

Como se indicó en la sección 6-5, Kuester y Mize han publicado dos códigos generalizados de programación dinámica; se puede obtener, asimismo, otro código de Colorado State University, denominado CSUDP.

7-3 ALTERNATIVAS EN EL ABASTECIMIENTO DE AGUA (IRRIGACIÓN)

Si tomar en cuenta la precipitación y el efluente de las aguas residuales, el agua de irrigación procede, por lo general, de fuentes superficiales, de fuentes subterráneas o de una combinación de las dos. La calidad, calendarización y confiabilidad requeridas de los suministros de aguas de irrigación difieren de las requeridas para el agua de uso municipal e industrial, pero la cantidad de agua requerida por hectárea es aproximadamente la misma para ambas.

Alternativas del agua superficial

Las técnicas de recolección de agua en los trópicos semiáridos (TSA) se destinan a aumentar la porción

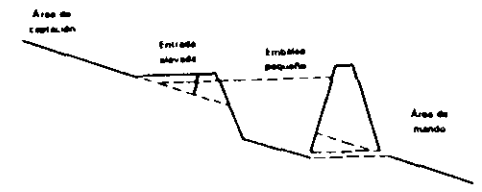


Figura 7-8. Conceptualización de un pequeño embalse del tipo de entrada elevada (tanque).

utilizable de la precipitación.² Se utilizará la recolección del agua a fin de ilustrar la formulación de las alternativas del agua superficial puesto que es menos conocida que las alternativas más tradicionales. En Israel, en Túnez y en otros lugares, esto se ha logrado tradicionalmente mediante la construcción de canales para la concentración de la precipitación, diques y otras estructuras de este tipo en las áreas sembradas. Más recientemente, se ha introducido el tratamiento de cuencas para aumentar el escurrimiento directo junto con variedades mejoradas de siembras y técnicas de cultivo.¹

Un método popular en la India, consiste en la construcción de pequeños embalses, o "tanques", los cuales captan y almacenan el escurrimiento directo (véase el ejemplo 7-2 y la figura 7-8). La investigación reciente no sólo ha buscado maneras para disminuir las pérdidas por evaporación y filtración, sino que también ha utilizado el análisis de sistemas a fin de optimizar el diseño de los sistemas de tanques.⁴ Esto es un ejemplo de una tecnología apropiada, ya que, mientras que en los tanques se utiliza un sistema tradicional, se hace uso del análisis de sistemas modernos para diseñar los tanques.

² J. Kampen, "Watershed Management and Technology Transfer in the Semi-Arid Tropics" *International Symposium on Development for Rain Fall Agriculture and the SAT Farmer*, agosto, 1979, ICRISAT, India

³ *Proceedings of the 1st Brazilian Symposium of the Semi-Arid Tropics*, 16-20 Agosto, 1982, Recife, Brasil

⁴ P. N. Sharma y O. J. Helweg, "Optimal Design of Small Reservoir (Tank) Systems," *ASCE Journal of the Irrigation and Drainage Division* 108 (diciembre, 1982)

Tabla 7-6. Tabla de decisiones para la etapa 3

S_3	X_3	S_2	P_3	F_2^*	$P_3 + F_2^*$	X_3^*
3	0	3	0	7		
	1	2	4	5	9	1
	2	1	5	2	7	
	3	0	6	0	6	

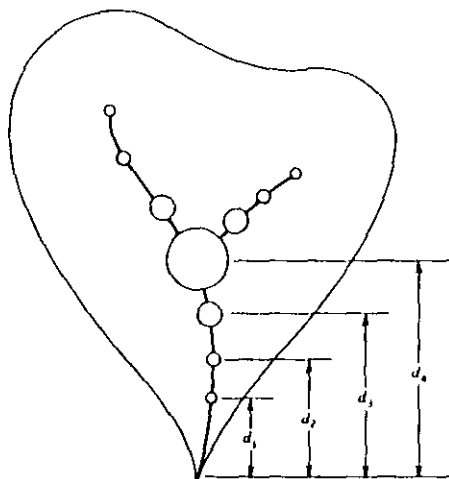


Figura 7-9. Ubicación alternativa del tanque dentro de la cuenca. El tamaño del tanque está gobernado por la cantidad de escurrimiento directo aguas arriba y del terreno irrigable aguas abajo.

Son tres los problemas separables de optimización que se incluyen en el diseño de los sistemas de tanques: la determinación de la forma o las dimensiones óptimas del tanque, dado el volumen requerido; el cálculo del volumen óptimo y la determinación de la ubicación del tanque en la cuenca (véase la figura 7-9).

En la sección 7-1 se estudiaron las dimensiones óptimas de un tanque. El tamaño del tanque tiene dos restricciones que varían con su ubicación (véase la figura 7-9). En primer lugar, el tamaño del tanque no deberá ser mayor que el escurrimiento directo disponible (el cual *aumentará* según se mueve el tanque hacia la boca de la cuenca). Además, el volumen del tanque no deberá ser mayor que la cantidad de agua que pueda utilizarse en el área de mando (o sea, el área irrigada "aguas abajo" del tanque); esta cantidad *disminuirá* según el tanque se mueva hacia la boca de la cuenca (suponiendo que no hubiera bombeo).

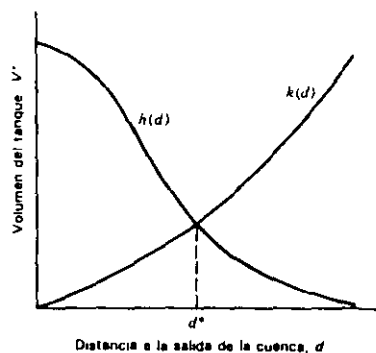


Figura 7-10. Distancia óptima d^* , desde la boca de la cuenca en donde se ha de construir el tanque. Esto tendrá lugar cuando el volumen de escurrimiento directo $h(d)$ es igual al volumen del agua requerida para la área de mando $k(d)$.

El primer paso en el dimensionamiento del tanque consiste en hallar las relaciones funcionales entre el escurrimiento directo y el área de mando, y la distancia d a la que se ubica el tanque desde la boca de la cuenca o sea,

$$V^* = h(d) = k(d) \quad (7-5)$$

en donde V^* es el volumen del agua, $h(d)$ es la relación funcional entre el volumen del escurrimiento directo y la distancia desde la boca de la cuenca y $k(d)$ es la relación funcional entre el volumen de agua requerida para el terreno irrigable "aguas abajo" y la distancia desde la boca de la cuenca (véase la figura 7-10). Deberá asimismo investigarse el uso conjunto del agua subterránea

Alternativas del agua subterránea

Las alternativas del suministro del agua subterránea deberán optimizar tanto el diseño del campo de los pozos como el diseño del pozo individual. Un campo de pozos incorpora un trueque entre el aumento de los costos de entrega de los pozos espaciados a mayor distancia y el aumento de los costos de bombeo, debido a la interferencia entre los

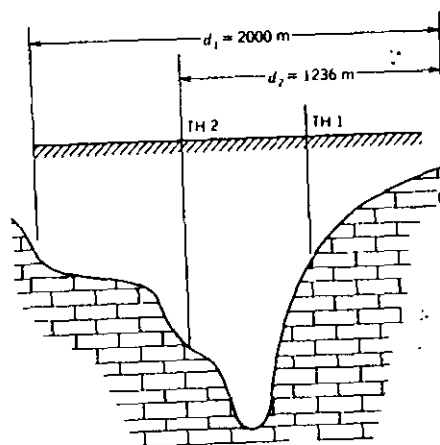


Figura 7-11. Búsqueda de la depresión en la roca de asiento, según el Método de la Sección Dorada.

pozos. Existe también un trueque entre la perforación de un pozo grande y la de varios pozos pequeños.

Además de las investigaciones geofísicas, el planificador deberá utilizar perforaciones de prueba para hallar el mejor sitio para localizar un pozo de producción. Esto se puede realizar mediante la búsqueda de Fibonacci o la búsqueda de la Sección Aurea.⁵ Ambos métodos se basan en la serie de Fibonacci, en la cual cada número se genera sumando los dos números anteriores, comenzando con dos unos, o sea,

$$1, 1, 2, 3, 5, 8, 13, 21, 34, \dots$$

A medida que el número de términos tiende al infinito, el cociente de dos números adyacentes tiende a 0.618. . .

Si se tienen razones para considerar que exista una sección profunda del acuífero, entre dos puntos separados 2,000 m (figura 7-11), se multiplica

⁵ O. J. Helweg, "Fibonacci Search for High Yield Well Sites," *Ground Water* (marzo-abril, 1976)

2,000 por la razón 0.618, obteniendo 1236 m. Se perforan entonces dos agujeros de prueba a 1236 m desde ambas fronteras (identificarlos como TH-1 y TH-2, según se ve en la figura 7-11). Al hallar que TH-2 es el más profundo de los dos, se sabe que el punto más profundo se encuentra entre TH-1 y la frontera de la izquierda. Para hallar la distancia entre TH-1 y TH-3, se multiplica otra vez el nuevo intervalo (1236 m) por 0.618, obteniendo 764 m, y luego se perfora TH-3 a esa distancia, a partir de TH-1. Se continúa este proceso hasta obtener la precisión deseada.

Además de diseñar un campo de pozos eficiente, deberá determinarse el gasto óptimo, Q^* , de cada pozo. Suponiendo que el pozo ha sido diseñado correctamente, y que no bombea arena, el gasto óptimo Q^* maximizará los beneficios netos. Cualquier aumento en el gasto del pozo requiere más energía por m^3 de agua bombeada. El gasto óptimo se alcanza cuando este costo es igual al costo de una fuente alternativa de agua (ya sea otro pozo, o un suministro superficial).

Para encontrar Q^* , se maximizarán los beneficios netos ($B_1 - C_1$), utilizando la ecuación (6-33).⁶ Se termina por tener la siguiente ecuación

$$B_1 - C_1 = \text{Max}(K_1 T_1 Q - K_2 K_3 B Q^2 - K_2 K_3 C O^{P+1} - K_2 K_3 S Q) \quad (7-6)$$

en donde K_1 es el costo del agua alternativa (el beneficio) en $\$/m^3$; T_1 es el tiempo de bombeo (h); Q es el gasto en m^3/s ; K_2 es el costo de la energía (o sea, la electricidad en $\$/kwh$); K_3 representa los parámetros de la ecuación de energía ($kw = WQH/5.6e$) o $w(5.67e)$; B, C, P son los parámetros de la prueba de abatimiento por etapas (ecuación 6-33), y S es el nivel estático del agua. El gasto para el cual la derivada de la ecuación 7-6 es igual a cero es Q^* .

⁶ O. J. Helweg, "Determining Optimal Well Discharge," *Journal of the Irrigation and Drainage Division, ASCE*, Vol. 101, No. IR3, septiembre 1975. Ver asimismo O. J. Helweg, V. H. Scott y J. C. Scalmanni, *Improving Well and Pump Efficiency* (Denver: American Water Works Association, 1983). Se puede obtener de AWWA, 6666 West Quincy Ave., Denver, Col. 80235

$$\frac{df}{dQ} = K_1 T_1 - 2K_2 K_3 BQ - (P + 1)K_2 K_3 CQ^P - K_2 K_3 S \quad (7-7)$$

EJEMPLO 7-5:

Determinación del gasto óptimo de un pozo

Se ha llevado a cabo una prueba de abatimiento de duración por etapas, con los siguientes resultados

$$S = 0.80Q + 7.32 \times 10^{-5}Q^{2.75}$$

Si la energía cuesta \$0.026/kwh, el nivel estático del agua es de 20 m y el precio del agua alternativa es \$0.37/100 m³; ¿cuál es el gasto óptimo del pozo? (Suponer que la planta de bombeo tiene una eficiencia de 70 por ciento).

SOLUCIÓN

$$K_3 = 1000/(56.7)(0.7) = 25.20$$

$$K_1 T_1 = (0.37/100)(3600) = 13.32$$

De la ecuación 7-7,

$$(13.32) - (2)(0.026)(25.2)(0.8)Q - (3.75)(0.026)(25.2)(7.21 \times 10^{-5})(Q^{2.75}) - (0.026)(25.2)(20) = 0$$

$$0.216 - 1.048Q - (1.80 \times 10^{-4}Q^{2.75}) = 0$$

Resolver este problema por medio del método de Newton (o el código QOPTIM en el apéndice B) en el cual

$$Q_{i+1} = Q_i - \frac{F(Q)}{F'(Q)} \quad (7-8)$$

en donde Q_i es una suposición inicial para Q y Q_{i+1} es la mejor aproximación siguiente de Q. Seguir aplicando la ecuación 7-8 hasta obtener la precisión deseada, sustituyendo cada vez Q_{i+1} en

rivada de F(Q). El gasto óptimo Q* es 0.206 m³/seg. La bomba deberá dimensionarse de manera que este gasto se halle en el punto de máxima eficiencia en la curva de características de la bomba.

7-4 ALTERNATIVAS EN EL ABASTECIMIENTO DE AGUA (MUNICIPAL E INDUSTRIAL)

En la planeación del suministro del agua (tanto de irrigación como de uso municipal e industrial) el planificador necesita contar con tres elementos básicos de información: ¿Cuáles son las fuentes de agua disponibles? ¿Cuánta agua se puede utilizar provechosamente o se necesita? ¿Cuál será la mejor manera de traer el agua desde la fuente hasta el punto de demanda? Ninguna de estas preguntas implica que se deberá suministrar toda o una parte del agua "demandada". Este asunto se estudiará más adelante, cuando se consideren la optimización y evaluación de las alternativas.

Características de las diversas fuentes de suministro

Cada una de las cuatro fuentes principales del agua de uso municipal e industrial así como de irrigación, (aguas subterráneas, aguas superficiales, precipitación directa y efluentes tratados) posee ciertas propiedades o características obvias que les confieren particulares ventajas y desventajas. Estas cualidades se enumeran en la tabla 7-7.

Alternativas de diseño en el suministro de agua para uso municipal e industrial

Los principales requerimientos para el agua de uso municipal e industrial son estándares de calidad estrictos y seguridad en el abastecimiento. La mayor parte de las curvas del consumo urbano del agua muestran, especialmente en las regiones semiáridas, un gran aumento en el consumo en los meses de verano debido a que se utiliza para regar los jardines (véase la figura 7-12). La figura 7-13 muestra

Tabla 7-7. Características del abastecimiento de agua de diferentes fuentes de agua

	Ventajas	Desventajas
Precipitación directa	Necesita poca o ninguna construcción. Alta calidad.	El suministro de agua está a merced de las condiciones atmosféricas.
Agua superficial	Contiene a menudo una baja cantidad de sólidos totales disueltos	Pueden ser necesarios embalses de almacenamiento costosos. Podrá necesitar plantas de tratamiento costosas. Puede presentar contaminación inorgánica. Pueden ser necesarias tuberías de transporte largas y costosas.
Agua subterránea	Filtración automática (no presenta contaminación orgánica) No hay problemas costosos de transporte, en el caso de que está por encima de un buen acuífero	Altos costos de bombeo. Puede tener un alto contenido de sólidos totales disueltos. Una vez que el acuífero se haya contaminado, la restauración es difícil y lenta.
Agua reciclada	Promueve la eficiencia en la utilización del agua.	Proceso de tratamiento costoso. Aversión psicológica. Puede presentar diversos grados de contaminación, dependiendo del tratamiento

el cambio en la demanda durante un período de 24 horas. Una demanda variable hace que resulte ineficiente una fuente de tamaño constante, ya que gran parte del tiempo la planta no se utiliza a su plena capacidad. El uso del agua superficial para la demanda base, y del agua subterránea para satisfacer los picos de la demanda, constituye un ejemplo de dos alternativas que se combinan para formar una mejor alternativa (véase la figura 7-14).

EJEMPLO 7-6: Alternativa para el suministro de agua para uso municipal e industrial

La ciudad de Monrovia ha contratado los servicios de un ingeniero para dirigir un estudio de ejecución de abastecimiento de agua. Las cinco fuentes disponibles de agua aparecen en la tabla 7-8. Monrovia necesita 3.7 × 10⁹ m³ de agua por año, y los

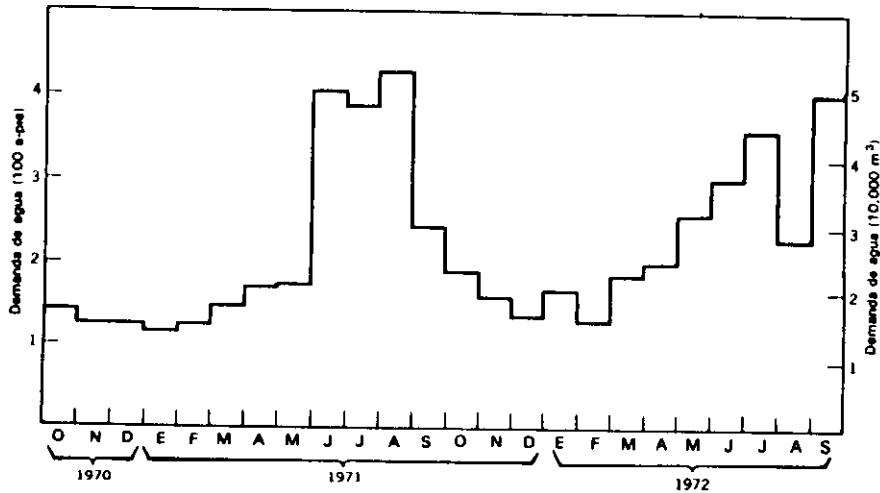


Figura 7-12. Demanda de agua en el condado de South Adams (Col.). Distrito de Aguas y Sanidad.

funcionarios de salud pública del condado han recomendado que los STD no excedan de 300 mg/l (un valor que la ciudad ha adoptado como el límite superior).

La ciudad desearía conocer la solución de costo mínimo, tanto con y sin la consideración de las restricciones de calidad. Suponer que se pueden mezclar las fuentes de agua enumeradas en la tabla

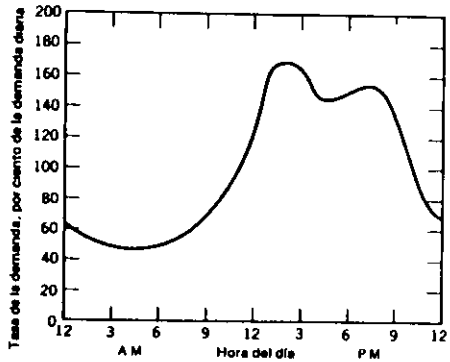


Figura 7-13. Variaciones horarias de la demanda de agua en Davis, Cal. (Fuente: DeWante & Stowell.)

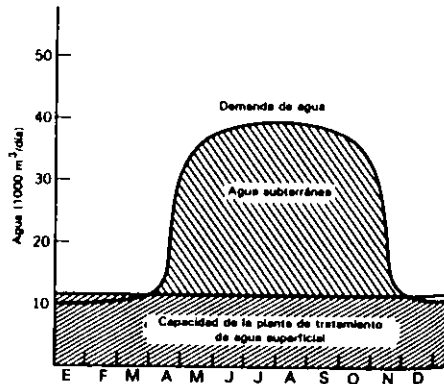


Figura 7-14. Fuente conjunta propuesta para el abastecimiento de agua de una ciudad.

Tabla 7-8. Fuentes de agua para el ejemplo 7-8

Fuente	Costo (\$/100 m ³)	Cantidad disponible (m ³ /año)	Calidad (STD en mg/l)
Agua del proyecto estatal (SPW)	3.83	2.470 × 10 ⁹	250
Agua de Owens Valley (OVW)	1.93	5.620 × 10 ⁹	195
Agua del Río Colorado (CRW)	3.49	1.490 × 10 ⁹	799
Desalinación (recuperada) (DW)	7.13	1.100 × 10 ⁹	10
Agua subterránea (GW)	0.81	7.110 × 10 ⁸	350

7-8. Se pide formular el problema, pero no resolverlo.

SOLUCIÓN

El modelo de optimización de programación lineal es

$$\text{Mín } 3.83 \text{ SPW} + 1.93 \text{ OVW} + 3.49 \text{ CRW} + 7.13 \text{ DW} + 0.81 \text{ GW}$$

sujeto a

$$\begin{aligned} \text{SPW} + \text{OVW} + \text{CRW} + \text{DW} + \text{GW} &\geq 37,000,000 \\ \text{SPW} &\leq 24,700,000 \\ \text{OVW} &\leq 5,620,000 \\ \text{CRW} &\leq 14,900,000 \\ \text{DW} &\leq 11,000,000 \\ \text{GW} &\leq 7,110,000 \\ &-50 \text{ SPW} - 105 \text{ OVW} + 499 \text{ CRW} - 290 \text{ DW} + 50 \text{ GW} \leq 0 \end{aligned}$$

en donde las variables están expresadas en unidades de 100 m³.

Se deja la solución como un ejercicio.

7-5 ALTERNATIVAS EN EL CONTROL DE AVENIDAS

Las alternativas en la planeación del control de avenidas caen dentro de dos categorías: estructural y

no estructural. Las alternativas estructurales incluyen los embalses, los diques, las mejoras en los canales y otras estructuras. Las alternativas no estructurales (o "no tradicionales") incluyen la protección contra inundaciones, la reubicación, la zonificación, los seguros contra inundaciones, los sistemas de alarma contra inundaciones y la adquisición de llanuras de inundación. Un plan para el control de las inundaciones puede combinar dos o más de estas medidas.

Alternativas estructurales

Una vez que se ha calculado la pérdida promedio anual por inundaciones (PPAI —llamada algunas veces el daño esperado por inundación), el planificador deberá formular alternativas que disminuyan estos daños por inundación, a fin de que se puedan seleccionar las mejores alternativas o combinaciones de las mismas (como se describe en el ejemplo 7-2). Las tres relaciones básicas dadas que afectan a los daños por inundación (véase el capítulo 4, son: la curva de tirante-daño, y la curva de frecuencia de gastos (véase la figura 5-6). Cada alternativa (lo mismo estructural que no estructural) podrá tener efectos diferentes sobre dichas curvas. **Efectos de un embalse en el control de avenidas.** El objetivo de un embalse para controlar las avenidas es almacenar las aguas de las crecientes durante los períodos de flujos altos y liberarlas durante los períodos de flujos bajos. Así, una estructura de este tipo sólo afectará a la curva de frecuencia de gastos

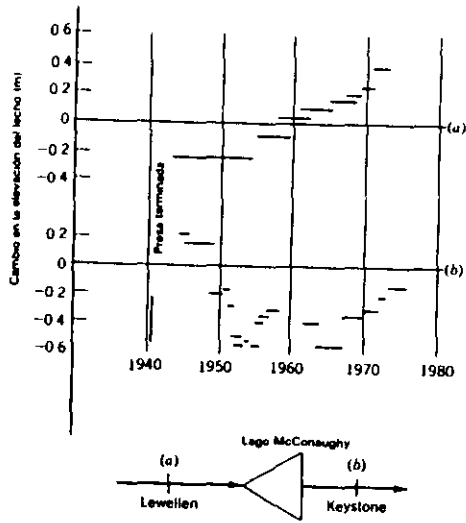


Figura 7-15. Cambios en la elevación del lecho del río para a) Lewellen, por encima del embalse, y b) Keystone, por debajo del embalse. (Fuente: U.S. Geologic Service.)

y a aquellas curvas que dependan de la misma (véase la figura 7-17).

Un embalse puede asimismo modificar la morfología del río, y afectar con ello a los peces y a la calidad del agua (debido a la presencia de sedimentos y a los efectos de la temperatura). En la figura 7-15 se muestran los cambios en las elevaciones del

lecho del río, causados por un embalse, el lago McConaghy que se terminó en 1941. En este caso, los sedimentos se acumularon aguas arriba del embalse, según disminula la corriente. Al elevarse el fondo del río, se elevó también el nivel del agua y se anegaron las tierras circundantes, lo que significó una pérdida considerable.

Efectos de los diques y de los muros de encauzamiento de crecientes. Los diques y los muros de encauzamiento de crecientes que son rebasados fallan por lo común completamente, en especial si son estructuras de tierra. Estas estructuras afectan principalmente a la curva de tirante-daño ya que se evita el daño por inundación hasta un nivel igual a la altura del dique. Los diques también afectan a la curva de tirante-gasto y afectan ligeramente a la curva de frecuencia de gastos, como se muestra en la figura 7-16. Como los diques recortan una parte de la llanura de inundación, reduciendo así el almacenamiento de las crecidas, pueden aumentar el gasto y los niveles aguas abajo. También aumentan, asimismo, la velocidad.

Efecto de las modificaciones en el canal. Las modificaciones en el canal aumentan la conducción a lo largo del tramo mejorado del río. Este desarrollo cambia, en primer lugar, la curva de tirante-gasto, pero, como sucede en el caso de los diques, la modificación del canal puede afectar las secciones aguas abajo, al alterar la curva de frecuencia de gastos, según puede verse en la figura 7-18. Siempre que se mejora un canal natural, el aumento en la velocidad del agua puede cambiar la carga de los sedimentos y la velocidad en el fondo del río.

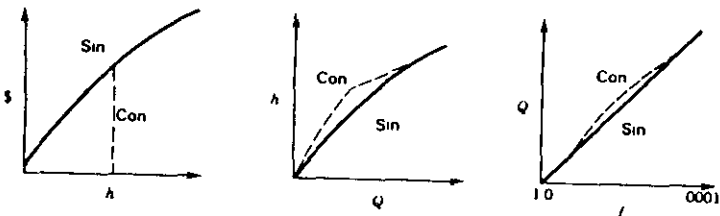


Figura 7-16. Efecto de un dique o de un muro de encauzamiento sobre las curvas de tirante-daño, tirante-gastos y gasto-frecuencia. (Fuente: Hydrologic Engineering Center.)

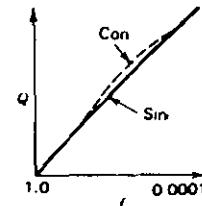


Figura 7-17. Efecto del embalse de control de avenidas sobre la curva de gasto-frecuencia. (Fuente: Hydrologic Engineering Center.)

Efecto de las derivaciones. Una derivación libera al río de las crecientes y sólo afecta a la curva de frecuencia de gastos. Esto, por supuesto, reduce los flujos aguas abajo (véase la figura 7-19), a menos que la derivación quede paralela al canal principal y permita que el agua de la crecida vuelva a entrar al río. Las derivaciones tienen como ventaja adicional que pueden recargar un acuífero (figura 7-19).

EJEMPLO 7-7: Dimensionamiento de una alternativa de control de avenidas

Considerar la PPAL de Lazy Acres, tomado del ejemplo 5-7. Suponer que la única alternativa factible de control de avenidas es la de construir dos diques a ambos lados del río, desde el punto A hasta B, y desde C hasta D, teniendo cada uno 600 m de longitud. Suponer, además, que los diques son sólidos trapecoidales (esto es, se desprecian los efectos del

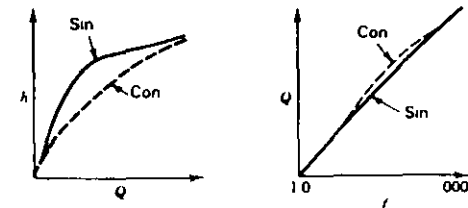


Figura 7-18. Efecto de la modificación del canal sobre las curvas de tirante-gasto y de flujo aguas abajo-frecuencia. (Fuente: Hydrologic Engineering Center.)

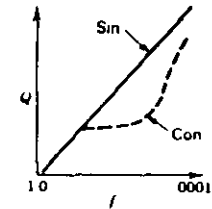


Figura 7-19. Efecto de una derivación sobre la curva de flujo-frecuencia. (Fuente: Hydrologic Engineering Center.)

redondeo de los extremos que aparecen en los contornos del mapa (véase la figura 5-8). El costo de construcción de los mismos es de \$5/m³ de tierra colocada y compactada, según las especificaciones del método Proctor modificado. Los costos de operación y mantenimiento correspondientes a los diques serán de \$0.50/m² de área superficial del dique por año. Utilizar una tasa de descuento de un 8 por ciento y una vida de proyecto de 50 años. Si el dique es como se muestra en la figura 7-20, ¿cuál será la altura óptima del dique? (Diseñar sólo hasta los 0.5 m más cercanos). Suponer que los diques no cambian apreciablemente la curva de frecuencia de gastos. Suponer, además, que la velocidad del río se mantiene a un valor constante de 5 m/s con todos los flujos y que las dimensiones del lecho del río (con un ancho de 20 m) son las que se dan en la figura 7-20.

SOLUCIÓN

Determinar en primer lugar los gastos de la avenida y su frecuencia (probabilidad de exceso), diferentes alturas del dique (tabla 7-9). Dada la geometría del canal, cada gasto se puede calcular por medio de la fórmula.

$$Q = AV = (H^2 + 20H)5$$

en donde H es la altura del agua medida, desde el fondo del río. Luego, el gasto correspondiente a su dique con una altura de 1 m, es de

$$Q = [(2.136)^2 + (20)(2.136)]5 = 236.4 \text{ m}^3/\text{s}$$

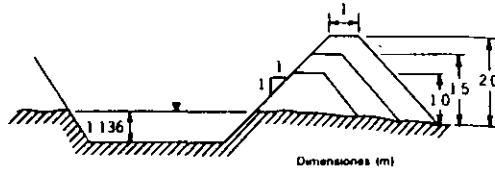


Figura 7-20. Diseño del dique y sección transversal del río.

La frecuencia de cada gasto puede tomarse de la figura 7-21, la cual es una gráfica de la tabla 5-18 (la curva de frecuencia de gastos). Calcular, en segundo lugar, el daño evitado por la retención de este gasto; esto equivale a los beneficios derivados del dique. Es posible medir gráficamente esta cantidad, para lo cual se toma la figura 5-11. Por ejemplo, el daño evitado por los diques de 1 m de altura es el área bajo la curva de frecuencia de los daños (figura 5-11) a la izquierda de la frecuencia de exceso de 23 por ciento; o (por despeje del área trapezoidal),

$$[(11,000 + 230,000)/2](0.469626 - 0.23) = \$28.875$$

Finalmente, calcular los costos para cada una de las alturas del dique. Esto se hace en la tabla 7-10, y los beneficios netos de cada tamaño se dan en la tabla 7-9.

El tamaño óptimo del dique es de 4.5 m, el cual protege contra la avenida de frecuencia de 3.9 por ciento (esto es, aproximadamente la avenida de 25 años). Se observará que un diseño para la avenida de frecuencia de 1 por ciento (la avenida de 100 años) resultará en beneficios netos negativos

Alternativas no estructurales

Entre las alternativas no estructurales se incluyen, el pronóstico de las avenidas, las alarmas contra inundaciones, la protección contra inundaciones, la reubicación de las estructuras, el control mediante llanuras de inundación (esto es la zonificación) y los seguros contra inundaciones. Estas alternativas afectan principalmente a la curva de tirante-daño, como se muestra en la figura 7-22

Efectos de la información sobre las inundaciones. La información sobre las inundaciones incluye los pronósticos, las alarmas y el manejo de la información. En la alternativa de alarma contra inundaciones, se analiza la información de las avenidas a fin de

- Reconocer y evaluar las inundaciones potenciales.
- Propagar la alarma contra inundaciones.
- Disponer la evacuación temporal de las personas y de la propiedad
- Mantener los servicios vitales.
- Planear la recuperación después de la inundación.⁷

Un sistema de alarma de corto alcance, necesario en el caso de las avenidas repentinas, puede consistir en sistemas automáticos de alarma contra inundaciones, transmisiones radiales sobre el estado del tiempo o en observaciones manuales. Estas medidas deprimen la curva de tirante-daño como se muestra en la figura 7-22.

Por el contrario, el pronóstico de las avenidas trata con la predicción de mayor alcance. De esta manera, por ejemplo, se puede vaciar parcialmente un embalse de almacenamiento, con el fin de que reciba una parte o toda la inundación (véase la figura 7-23).

Efectos de la protección contra inundaciones. La "protección contra inundaciones" cubre un cierto

⁷ William K. Johnson, *Physical and Economic Feasibility of Nonstructural Flood Plain Management Measures*, marzo 1978. Se puede obtener del Hydrologic Engineering Center Institute for Water Resources, U.S. Army Corps of Engineers, 609 Second St., Davis, Cal. 95616. La mayor parte de esta sección ha sido condensada de este documento.

Tabla 7-9. Frecuencia de gastos y beneficios netos en diversas alturas del dique

Altura del dique (m)	Gasto (m ³ /s)	Frecuencia (por ciento)	Beneficios (prevención de la PPAI), en \$1,000	Costos (de la tabla 7-10), en \$1,000	Beneficios netos, en \$1,000
3.5	571.1	6.5	92.7	14.2	78.5
4.0	645.6	5.0	99.8	17.2	82.6
4.5	722.4	3.9	104.8	20.3	84.5
5.0	801.8	3.4	108.0	23.8	84.2
5.5	833.8	3.0	110.1	27.4	82.7

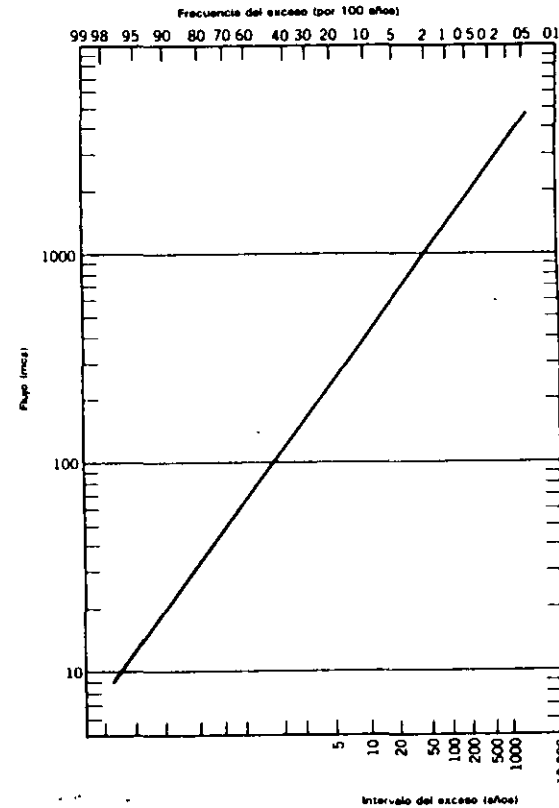


Figura 7-21. Curva de frecuencia-gasto del río Cache la Poudre

Tabla 7-10. Cálculo del costo de los diques

Altura (m)	Volumen (m ³)	Costo de construcción, en \$1,000 (anualizado)	Área (m ²)	Costo de operación y mantenimiento en \$1,000	Costos totales, en \$1,000
3.5	18,900	7.7	13,079	6.5	14.2
4.0	24,000	9.8	14,778	7.4	17.2
4.5	29,700	12.1	16,473	8.2	20.3
5.0	38,000	14.7	18,170	9.1	23.8
5.5	42,900	17.5	19,868	9.9	27.4

número de medidas, tales como la elevación de una estructura existente, la reordenación y protección de las propiedades susceptibles de ser dañadas en una estructura ya existente, el uso de cierres temporales o permanentes (véase la figura 7-24) y la construcción de un nuevo microdique a prueba de agua alrededor de una estructura. Además, se pueden diseñar las nuevas construcciones a fin de minimizar los daños producidos por la inundación. Todas estas medidas modifican a la curva de tirante-daño, como se muestra en la figura 7-25.

Efectos de la reubicación de una estructura. La reubicación o elevación de una estructura se considera como una medida no estructural a pesar de que implica un considerable cambio estructural. Afecta a la curva de tirante-daño, como se muestra en la figura 7-26.

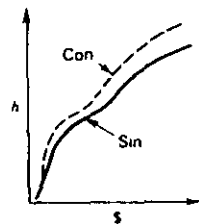


Figura 7-22. Efecto de la alarma contra inundaciones sobre la curva de tirante-daño. (Fuente: Hydrologic Engineering Center.)

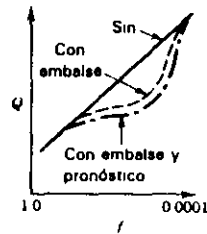


Figura 7-23. Efecto de pronóstico de avenidas sobre la curva de gasto-frecuencia. (Fuente: Hydrologic Engineering Center.)

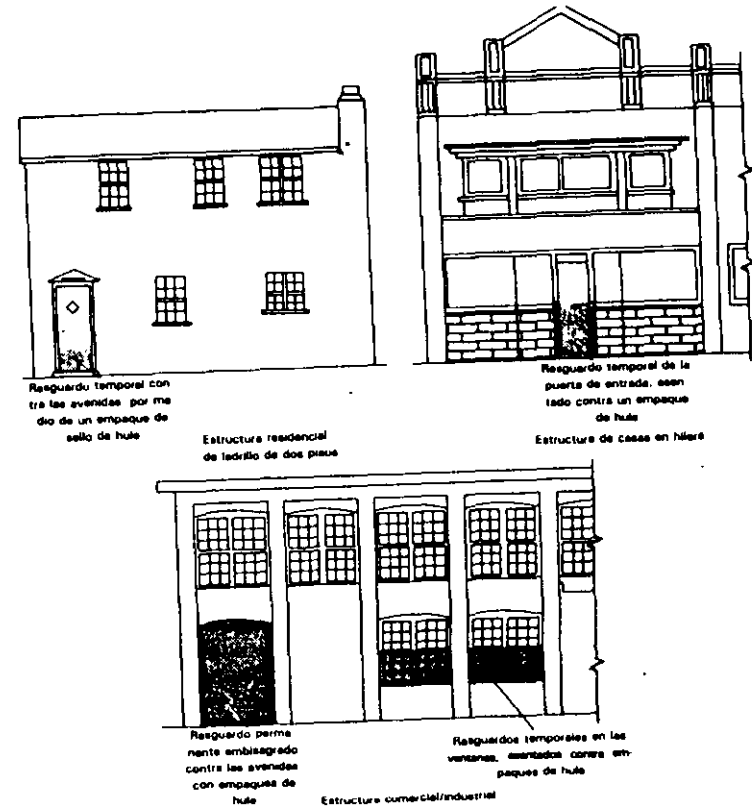


Figura 7-24. Cierres temporales y permanentes para protección contra inundaciones. (Fuente: Johnson.)

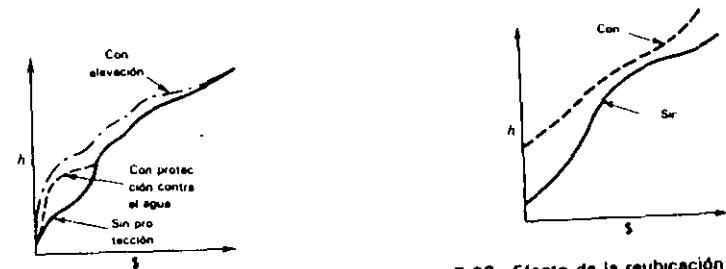


Figura 7-25. Efecto de la protección contra inundaciones sobre la curva de tirante-daño.

Figura 7-26. Efecto de la reubicación de la estructura sobre la curva de tirante-daño. (Fuente: Hydrologic Engineering Center.)

7-6 ALTERNATIVAS EN ENERGÍA HIDROELÉCTRICA

Con el aumento en las necesidades de energía y la disminución de las fuentes de energía, la energía hidroeléctrica se considera hoy en día con renovado interés. A pesar de que los mejores sitios para las presas ya han sido tomados, quedan todavía muchos.⁸ La figura 7-27 muestra el porcentaje de energía hidroeléctrica que queda todavía por desarrollar en los Estados Unidos. Muchos países en vías de desarrollo tienen mucho más.

Actualmente se investiga la generación de energía con baja carga, junto con sistemas que conviertan en energía a la acción de las mareas. Se considera también el posible acondicionamiento de muchos de los pequeños embalses existentes, y que sean habilitados unos para la producción de energía hidroeléctrica y otra para una posible expansión. Dos ventajas de la energía hidroeléctrica, en comparación con las plantas térmicas es que no se requiere combustible, y el tiempo de arranque es instantáneo. Esta última característica hace que la energía hidroeléctrica resulte ideal para satisfacer las cargas pico; especialmente en los sistemas de almacenamiento por bombeo. Las ventajas que tienen las plantas térmicas son la flexibilidad de ubicación (pueden construirse cerca de los puntos de demanda), capacidad ilimitada y costo industrial más bajo.

Tipos de sistemas de energía hidroeléctrica

Hay tres tipos de sistemas de energía hidroeléctrica: de operación directa en el río; de almacenamiento, y de almacenamiento por bombeo. El almacenamiento por bombeo puede ser fuera o dentro del canal (véase la figura 7-28). Los sistemas de energía hidroeléctrica por almacenamiento se construyen en ríos con flujos muy variables, donde los valles y cañones proporcionan sitios económicos para los embalses. Los sitios de cooperación directa se construyen en ríos con flujos constantes bastante altos o

en ríos en los cuales no existen buenos sitios para embalses de almacenamiento. Mientras mayor sea la carga disponible, más eficientes serán las turbinas.

Son cuatro los factores que influyen en el diseño alternativo de la energía hidroeléctrica

1. El tipo de sistema —de carga baja o de carga alta (impuesto por lo general por la hidrología del río y por su geografía).
2. La ubicación del embalse (impuesta generalmente por la geología y la geografía).
3. El tamaño del embalse (una función de la economía, las finanzas, la geología y la geografía)
4. Potencia en firme disponible (impuesta por la hidrología del río, el tamaño del embalse, la demanda y la economía)

Para comprender cómo la energía hidroeléctrica puede ajustarse dentro del cuadro total de los servicios eléctricos, véase la figura 7-29, que muestra la curva de duración-carga del consorcio de energía del suroeste de los Estados Unidos. Se notará que la energía hidroeléctrica se utiliza como parte de la demanda pico, la cual es tanto estacional como diaria. En la figura 7-30 se muestran gráficamente las cargas horarias reales correspondientes al día máximo en el suroeste.

Estimación de la potencia en firme

El complejo proceso mediante el cual se estima la potencia en firme, ilustra el detalle necesario para muchos de los estudios de planeación en la etapa de ejecución. Los términos importantes de la energía hidroeléctrica se definen como se muestra a continuación

La capacidad de la planta (medida en kilowatts, kw) es la medida de la potencia o tasa de trabajo.

La energía (medida en watts-segundo, ws, o kilowatts horas, kwh) es la cantidad de trabajo realizada

La curva de carga (véase la figura 7-30) muestra la demanda de potencia en el tiempo.

⁸ Federal Power Commission, *Hydroelectric Power Evaluation*, marzo, 1968

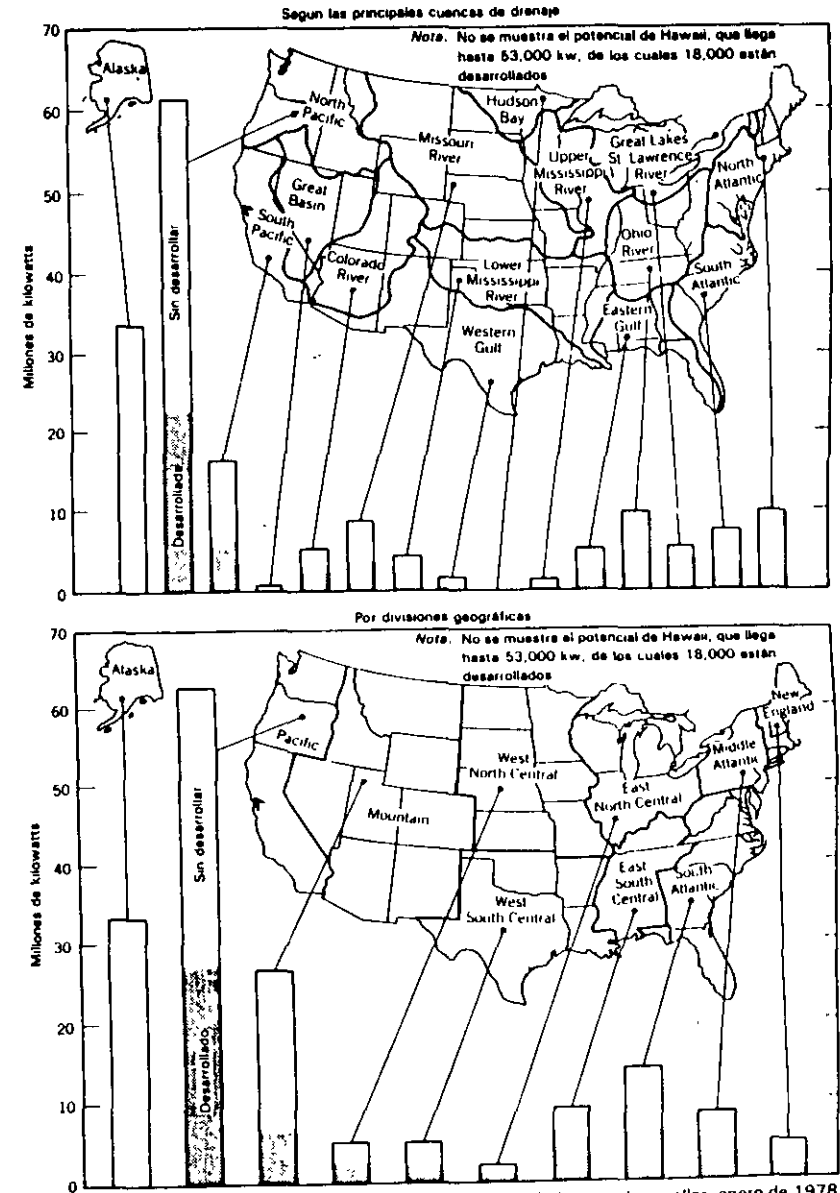


Figura 7-27. Potencia hidroeléctrica convencional desarrollada y sin desarrollar, enero de 1978 (Fuente: FPC)

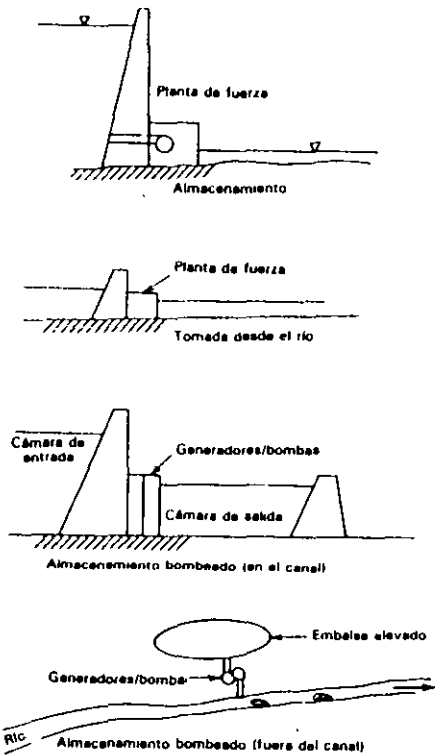


Figura 7-28. Tipos de almacenamiento de la energía hidroeléctrica.

La curva de duración-carga (véase la figura 7-29) muestra la carga promedio demandada contra la cantidad de tiempo de la demanda.

La carga base es la carga mínima de un sistema. El factor de carga es la carga promedio dividida entre la carga pico.

El factor de planta es la carga promedio generada por la planta dividida entre la capacidad de la misma.

Estas dos últimas relaciones indican qué cantidad de potencia "de reserva" está disponible, o has-

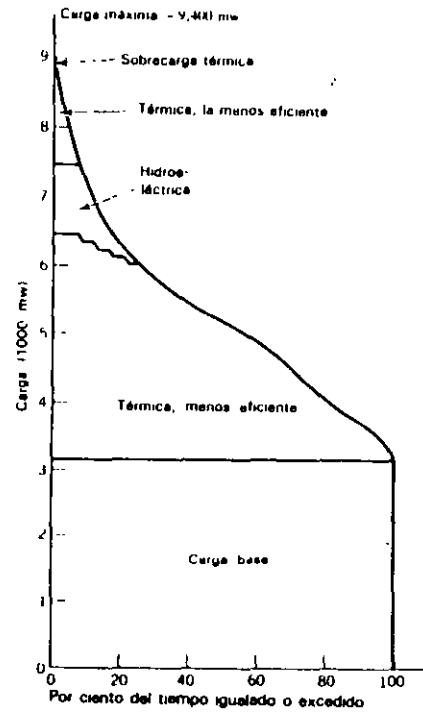


Figura 7-29. Curva de duración-carga

ta qué punto se utiliza el sistema totalmente. Se pueden calcular los factores de carga para los requerimientos de energía y capacidad, así como para las curvas de carga diaria, semanal, mensual y estacional. Cada una de estas relaciones, tienen su importancia en el diseño de una planta de energía hidroeléctrica.

La potencia en firme es una función del volumen de generación del embalse (o sea, el volumen del embalse asignado a la generación de energía), de la duración del período crítico (seco), del flujo acumulado del río, del almacenamiento aguas arriba (o sea, la descarga en el embalse), la carga promedio de potencia para la generación y la programación necesaria para satisfacer los requerimientos de carga

a partir de la curva de elevación-almacenamiento correspondiente al sitio (figura 7-31).

Etapa 3. Estimar la elevación promedio de las aguas. Para una primera estimación, multiplicar por 52 por ciento el abatimiento del almacenamiento de generación (la experiencia indica que este valor se halla por lo común entre un 50 y un 55 por ciento) y sumar el producto al nivel mínimo de almacenamiento de generación (renglón 4). Hallar, en la figura 7-31, la elevación correspondiente (la elevación promedio de las aguas). La segunda estimación se toma de un estudio de funcionamiento de vaso, similar al descrito en la tabla 7-13.

Etapa 4. Hallar la elevación promedio del agua y la pérdida de carga (renglones 9-10). La elevación del agua de descarga dependerá del gasto promedio de las turbinas, lo que a su vez dependerá del estudio de la carga de la planta (o sea, cómo se habrá de utilizar para generar energía). El término carga en bloque significa que se utilizará la totalidad de la capacidad instalada, no obstante, por lo común esto constituye un caso extremo, debido a que se disminuye con frecuencia la generación de energía durante los períodos del año que estén fuera del pico. Una vez que se haya calculado el promedio de la generación de energía en la línea, se podrá calcular la relación funcional entre el gasto promedio y la carga neta, a partir de la ecuación

$$Q = \frac{KW}{(h)(E_t)(E_g)9.802} \quad (7-9)$$

en donde Q es el gasto en m³/s, KW es la potencia promedio (con un valor de 60,000 en el ejemplo siguiente), 9.802 es el peso específico del agua en kN/m³, h es la carga neta en m, E_t es la eficiencia de la turbina y E_g es la eficiencia del generador.

La ecuación 7-9 se cambia ahora a

$$Q = \frac{7058.7}{PE - HI - TWE} \quad (7-10)$$

en donde PE es la elevación de las aguas (renglón 3), HI es la pérdida de carga (renglón 5), TWE es la elevación del agua de descarga (renglón 4). Cuan-

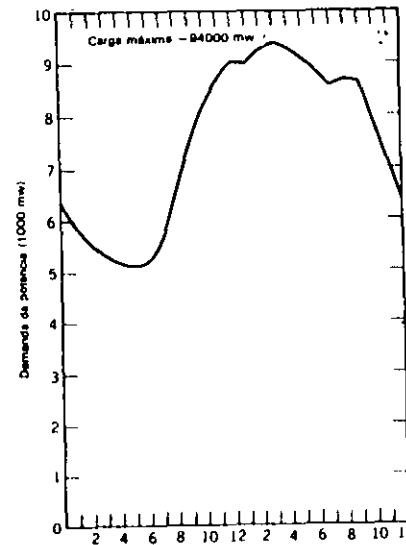


Figura 7-30. Demanda horaria de la energía.

Por lo general, la potencia en firme se calcula como parte de un estudio de funcionamiento de vaso, o de un estudio secuencial de tránsito de avenidas que se ilustra en la tabla 7-11. Después de estimar la potencia en firme y el nivel promedio de las aguas, el planificador lleva a cabo el estudio de funcionamiento, el cual suministra una nueva estimación de la elevación promedio de las aguas durante el período crítico. Luego se calcula de nuevo la potencia en firme.

Con los elementos que se enumeran en la tabla 7-11, se calcula en seis etapas la potencia en firme.

Etapa 1. Hallar los niveles máximo y mínimo de generación de las aguas (renglones 1-2), tomados del volumen del embalse asignado a la energía hidroeléctrica. Por lo común, este volumen se calcula con base en un modelo de optimización de sistema de vaso.

Etapa 2. Convertir estas elevaciones a valores de almacenamiento (renglones 6-7). Esto se efectúa

Tabla 7-11. Proyecto de estimación de la energía en firme: embalse Chimney Swift

Elemento número	Elemento	Primera estimación	Segunda estimación
Elevaciones (en m, snmm^a):			
1	Nivel máximo de generación de las aguas: (dado)	52.4	
2	Nivel mínimo de generación de las aguas: (dado)	48.8	
3	Elevación promedio de las aguas: obtener datos de la figura 7-31 con (8) × 0.52 + (7)	50.8	
4	Promedio de la descarga del agua: figura 7-32	28.3	
5	Pérdida de carga promedio (m): tabla 7-12	0.2	
Almacenamiento (m³ × 10⁶):			
6	Nivel máximo de generación de las aguas: utilizar datos de la figura 7-31 con (1)	5523	
7	Nivel mínimo de generación de las aguas: utilizar datos de la figura 7-31 con (2)	3247	
8	Volumen de almacenamiento para generación. (6) - (7)	2276	
9	Almacenamiento aguas arriba: dado	—	
10	Almacenamiento total: (8) + (9)	2276	
Datos del flujo (m³ × 10⁶):			
11	Núm. de meses en el período crítico: fig 7-33	33	
12	Influjos total durante el período. tabla 7-13	2406	
13	Flujo bruto regulado (8) + (12)	4682	
14	Flujo bruto regulado m ³ /s: (13)/(11) (convertido a segundos)	55.52	
15	Pérdidas promedio de potencia, m ³ /s: tabla 7-12	8.50	
16	Flujo neto regulado, m ³ /s. (14) - (15)	47.02	
Datos de la potencia			
17	Carga neta promedio (h), m: (3) - (4) - (5)	22.3	
18	Factor de kw promedio/m ³ /seg: ecuación 7-9	189.55	
19	Generación promedio de energía, kw. (18) × (16)	8913	
20	Energía, período crítico, kwh. (19) × 730 hrs/mes × 33 meses	214,700,000	
21	Cociente: $\frac{\text{Energía en firme anual}}{\text{Energía en el período crítico}} = \frac{100}{278}$; tablas 7-13 y 7-14		0.360
22	Energía en firme anual, kwh. (20) × (21)	77,300,000	
23	Generación en firme promedio kw: (22)/8760 hr/año	8800	
24	Factor de planta: (23)/(25)		0.11
25	Capacidad instalada, kw: tabla 7-15	80,000	

^a snmm = nivel medio del mar.

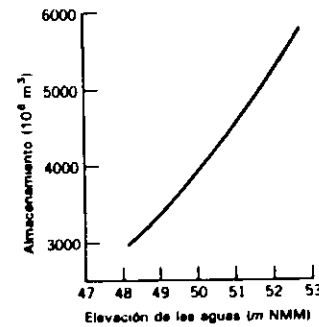


Figura 7-31. Relaciones entre el almacenamiento y la elevación; embalse de Chimney Swift

do se conoce la elevación promedio de las aguas y la pérdida promedio de carga, se puede graficar el gasto Q contra la elevación del agua de descarga TWE en la figura 7-32. La intersección es la elevación promedio del agua de descarga (renglón 4).

Etapa 5. Calcular el gasto total y el gasto neto disponible durante el período crítico (renglones 11-16). Se trata de una estimación de probabilidad y el costo esperado en que se incurre por dejar de

Tabla 7-12. Información sobre el embalse de Chimney Swift

Nivel máximo de generación de las aguas	52.4 m SNMM
Nivel mínimo de generación de las aguas	48.8 m SNMM
Almacenamiento aguas arriba	0
Pérdida promedio de carga (compuerta)	0.2 m
Período crítico (el volumen máximo es de junio de 1962 hasta febrero de 1965)	33 meses
Pérdida promedio de potencia, según los estudios de pérdidas por evaporación y filtración	8.50 m ³ /s

^a Adaptado de conferencias sustentadas en el Hydrologic Engineering Center

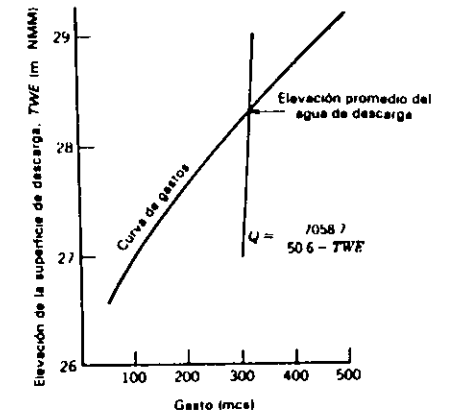


Figura 7-32. Curva de evaluación del agua de descarga, embalse de Chimney Swift

satisfacer las demandas de energía deberá ser ponderado contra el costo de un mayor nivel de generación de las aguas. El período crítico es el período de mayor sequía registrado, y regularmente se utiliza como un criterio en los estudios de diseño y operación de un embalse. El diagrama de Ripple (véase la figura 7-33) normalmente se elaboraría para el período crítico. Como se indicó anteriormente, este método de diseño carece del rigor matemático de la simulación estocástica. Además, un modelo estocástico como el modelo ARIMA (sección 6-1) puede indicar la frecuencia (la probabilidad) del período crítico seleccionado. O mejor aún, la frecuencia de las sequías generadas por el modelo, pueden utilizarse para seleccionar el período crítico

Etapa 6. Calcular la potencia en firme promedio (renglones 17-24).

EJEMPLO 7-8:
Estimación de la potencia en firme⁹

Se le ha pedido a un ingeniero que estime, para un estudio de ejecución, la potencia en firme prome-

⁹ Adaptado de conferencias sustentadas en el Hydrologic Engineering Center

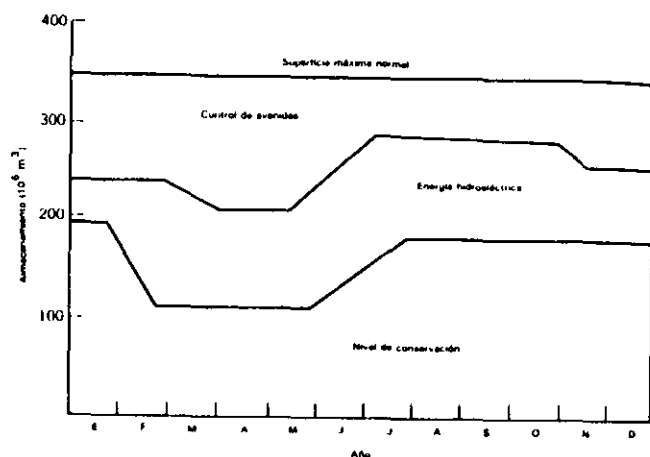


Figura 7-35. Curva de operación para las funciones del embalse (sin incluir el almacenamiento muerto o nivel de inactividad)

la figura 7-35) Durante los meses en que es mayor la amenaza de las crecientes, se dedica una porción mayor del embalse al nivel de control de avenidas. Cuando la demanda de energía y las necesidades de irrigación son mayores (por lo general en el verano), la energía y la conservación obtienen una participación mayor. Lo ideal es que los embalses de una cuenca fluvial se diseñen y operen juntos, para maximizar los beneficios sociales netos.

Existen varios programas de computadoras para la operación de los sistemas de embalses, las cuales dependen de las curvas de operación. El *Hydrologic Engineering Center* mantiene dos modelos de simulación, a saber: el HEC-3, análisis de sistemas de embalses (para conservación); y el HEC-5 C, sistemas de embalses para el control de avenidas. El HEC-5 C es mayor, más complejo y más versátil. Las alternativas formuladas en la etapa de evaluación general, necesitan curvas de operación óptimas e información de lugares propuestos para el embalse. Se han producido modelos de operación óptima, que utilizan tanto la programación lineal como la dinámica.¹¹

El diseño óptimo puede aproximarse mediante muchas simulaciones, entre las cuales, el planificador elegirá la mejor. O si no, el planificador puede elaborar un modelo de optimización para un sistema simplificado. Son pocas las cuencas fluviales en el mundo (si es que existe alguna), que posean diseños coordinados y utilicen modelos de optimización para el control en línea o ambos.

Un estudio de funcionamiento de vaso, prueba la factibilidad de las curvas de operación. Si el embalse se queda seco, se puede ajustar la curva de operación, hasta que se obtenga el máximo rendimiento en firme o el riesgo y beneficio óptimos.

El objetivo del estudio de funcionamiento es averiguar cuánta potencia en firme y agua están disponibles, de manera que se puedan calcular los beneficios y redactar los acuerdos contractuales destinados a financiar el proyecto. El valor del embalse para el control de avenidas, la recreación, el control de flujos bajos y otros propósitos podrán incluirse en los cálculos, o si no introducirse como restricciones.

EJEMPLO 7-9:

Estudio de funcionamiento de vaso

La tabla 7-16 proporciona el factor de demanda (esto es, el porcentaje del rendimiento anual utilizado en

Tabla 7-16. Factor de demanda y coeficiente de evaporación de paila en el embalse de Clear Creek

	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio
Factor de demanda, F	0.02	0.03	0.04	0.09	0.13	0.14
Coeficiente de paila e	0.65	0.60	0.60	0.60	0.65	0.65
	Julio	Agosto	Sep-tiembre	Oc-tubre	Noviembre	Diciembre
Factor de demanda, F	0.15	0.14	0.11	0.09	0.03	0.03
Coeficiente de paila e	0.70	0.75	0.80	0.75	0.65	0.65

da mes) correspondiente al embalse de Clear Creek, junto con el coeficiente de evaporación de paila. La tabla 7-17 suministra, en las columnas 1-5, los datos hidrológicos y meteorológicos del período crítico (de diciembre de 1951 a febrero de 1956), las otras columnas dan solución. Suponer que el área superficial del embalse se puede aproximar mediante la fórmula:

$$A = 0.0596 V^{0.5}$$

en donde A es el área superficial (en ha) y V es el volumen (en m^3).

¿Cuál es el rendimiento en firme del embalse? Comenzar con un rendimiento en firme anual de 5 mmc. El embalse está vacío a fines de diciembre de 1954 y tiene un volumen máximo de $14.25 \times 10^6 m^3$.

SOLUCIÓN

Para aproximar el volumen de agua añadido cada mes, se multiplica el área superficial del mes anterior por la profundidad de la precipitación. El volumen de agua perdida por evaporación es igual al producto del área superficial del mes anterior, la evaporación de paila y el coeficiente de paila (la columna 3 \times la columna 11 \times e). La columna 10 es la suma algebraica de la columna 10 correspondiente al mes anterior, más las columnas 4, 5, 6, 7, 8 y 9 del mismo mes. A pesar de que el embalse está vacío en diciembre de 1954, para todos los fines

prácticos, su rendimiento en firme es de 5 mmc. Si el embalse fuera a estar vacío, o si la escasez fuera significativa, durante un tiempo sustancial, las descargas en firme supuestas tendrían que disminuirse y habría que repetir el estudio de funcionamiento. Se debe recordar que un rendimiento en firme tiene todavía una posibilidad finita de no ser satisfecho. El planificador requiere mostrar la probabilidad de satisfacer el rendimiento en firme, junto con la cantidad del mismo para asegurar que el cliente se da cuenta del riesgo que está presente.

7-8 NAVEGACIÓN

La navegación es una función que corresponde tanto al planificador de recursos hidráulicos como al planificador de transporte. El tema puede dividirse en navegación oceánica y navegación interior —esta última cubre principalmente los ríos, canales y lagos interiores.

Navegación oceánica¹²

Al planificador de recursos hidráulicos sólo le interesarán en este caso las instalaciones terminales. Las

¹¹ O. I. Helweg, R. W. Hinks y D. Ford, "Reservoir Systems Optimization," *Journal of the Water Resources Planning and Management Division ASCE* 108, junio, 1982.

¹² Gran parte de esta sección ha sido tomada del libro de A. D. Quinn, *Design and Construction of Ports and Maritime Structures*, 2a ed. (Nueva York, McGraw-Hill, 1972.)

Tabla 7-17. Funcionamiento de vaso del embalse de Clear Creek

Mes	Precipitación (cm)	Radio de influencia en pais (cm)	Influjo (mmc)	Derechos de agua (mmc)	Precipitación agrícola (2) x (11)	Evaporación ex(3) x (11)	Demanda (Est) x f,	Derrame (mmc)	Almacenamiento al final del mes, (mmc)	Área, (ha)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Diciembre, 1951	22.6	1.3	5.24	0.05	0	0	0.15	0	5.04	127.9
Enero, 1952	8.1	1.8	2.50	0.05	0.10	0.01	0.10	0	7.48	155.8
Febrero	8.2	2.4	6.18	0.05	0.13	0.02	0.15	0	13.57	209.88
Marzo	0.7	4.2	0.12	0.05	0.01	0.05	0.20	0	13.40	208.25
Abril	0.1	6.4	0.01	0.02	0	0.08	0.45	0	12.86	204.3
Mayo	0	8.7	0.01	0.02	0	0.12	0.65	0	12.08	198.0
Junio	0	10.2	0	0	0	0.13	0.70	0	11.25	191.0
Julio	0	10.6	0	0	0	0.14	0.75	0	10.36	182.3
Agosto	0	9.5	0	0	0	0.13	0.70	0	9.53	175.6
Septiembre	0.7	8.1	0	0	0.01	0.11	0.55	0	8.88	169.7
Octubre	0.8	5.3	0	0	0.01	0.07	0.45	0	8.37	164.8
Noviembre	7.2	2.8	0	0	0.12	0.03	0.15	0	8.31	164.2
Diciembre	14.6	1.6	0	0.05	0.24	0.02	0.15	0	8.33	164.4
Enero, 1953	2.1	1.7	1.34	0.05	0.03	0.02	0.10	0	8.33	175.8
Febrero	5.9	2.1	0.41	0.05	0.10	0.02	0.15	0	9.82	178.6
Marzo	0.4	4.4	0.43	0.05	0.01	0.05	0.20	0	9.86	179.8
Abril	0.02	5.8	0.01	0.02	0	0.08	0.45	0	9.44	175.0
Mayo	0.3	8.4	0.01	0.02	0	0.09	0.65	0	8.69	167.9
Junio	0	10.6	0.04	0	0	0.12	0.70	0	7.91	160.2
Julio	0	11.8	0	0	0	0.13	0.75	0	7.03	151.0
Agosto	0	9.8	0	0	0	0.11	0.70	0	6.22	142.1
Septiembre	0	8.1	0	0	0	0.09	0.65	0	5.58	134.6
Octubre	0.4	5.8	0	0	0	0.08	0.45	0	5.07	128.3
Noviembre	0.7	2.9	0	0	0.01	0.02	0.15	0	4.81	126.2
Diciembre	12.2	1.7	0.01	0.05	0.15	0.01	0.15	0	4.86	125.6
Enero, 1954	4.6	1.7	0.08	0.05	0.06	0.01	0.10	0	4.84	125.3
Febrero	9.2	2.1	0.41	0.05	0.12	0.02	0.15	0	5.15	129.3
Marzo	0.2	4.2	0.02	0.05	0	0.03	0.20	0	4.69	126.0
Abril	1.6	5.6	0.01	0.02	0.02	0.04	0.45	0	4.41	119.8
Mayo	1.4	8.3	0.01	0.02	0.02	0.08	0.65	0	3.71	109.7
Junio	0.1	10.2	0	0	0	0.07	0.70	0	2.84	97.7
Julio	0	10.7	0	0	0	0.07	0.75	0	2.12	82.9
Agosto	0	9.5	0	0	0	0.06	0.70	0	1.36	6.4
Septiembre	0	7.8	0	0	0	0.04	0.55	0	0.77	50.0
Octubre	1.6	5.3	0	0	0.01	0.02	0.45	0	0.31	31.7
Noviembre	1.4	3.2	0	0	0	0.01	0.15	0	0.15	22.1
Diciembre	13.2	1.7	0	0.05	0.02	0	0.15	0	0	0
Enero, 1955	4.6	1.3	2.24	0.05	0	0	0.10	0	2.09	82.3
Febrero	10.4	1.8	0.02	0.05	0.09	0.01	0.15	0	1.99	80.4
Marzo	10.6	4.5	2.00	0.05	0.09	0.02	0.50	0	3.81	111.2
Abril	0	5.4	4.54	0.02	0	0.04	0.45	0	7.84	159.5
Mayo	0	8.2	0.03	0.02	0	0.09	0.65	0	7.11	151.9
Junio	0	10.4	0.01	0	0	0.10	0.70	0		
Julio	0	10.9	0.01	0	0		0.75	0		
Agosto	0.1	9.5	0	0	0		0.70	0		
Septiembre	0.2	7.6	0	0	0		0.65	0		
Octubre	1.4	5.2	0	0	0		0.45	0		
Noviembre	6.8	3.0	0.02	0	0		0.15	0		
Diciembre	7.2	1.4	0.70	0.05	0		0.15	0		
Enero, 1956	10.0	1.5	11.24	0.05			0.10			
Febrero	14.4	1.7	15.32	0.05						

mente determinadas por el tamaño de los buques que habrán de atracar allí; las infraestructuras existentes y proyectadas (las comunicaciones, la carretera hacia el interior, etc.), el terreno y el medio ambiente costanero. Por ejemplo, en las áreas donde la amplitud de las mareas es de sólo 0.5 a 1.0 m el terreno debe estar a una altura aproximada de 4 a 6 m por encima del agua; en lugares con extremas fluctuaciones de la marea, el terreno debe estar cuando menos a 15 m por encima del agua. Los canales deberán tener una amplitud de 160 por ciento a 200 por ciento mayor que la manga de cada barco que acomoden, la cual se mide en el fondo del canal. Para el tráfico de dos vías, se deberá añadir una tolerancia equivalente a la manga de un buque al ancho del canal.

EJEMPLO 7-10:
Dimensionamiento de un canal para buques

¿Cuál sería el ancho superficial de un canal (con tráfico de dos vías) diseñado para buques con manga de 36.5 m y calado de 14.6 m?

SOLUCIÓN

Suponiendo un talud para el canal de 2 a 1 y una profundidad de 15 m, se calcula el ancho en la parte superior como se indica a continuación.

$$36.5 \times 5 = 182.5 \text{ (ancho en el fondo del canal)}$$

$$15 \times 4 = 60 \text{ m (ancho extra a cada lado para los taludes de las orillas)}$$

$$182.5 + 60 = 242.5 \text{ m (ancho total en la parte superior)}$$

El diseño de las dársenas y la planeación de las necesidades de suelo requieren un estudio detallado, pero existen algunas reglas prácticas para estimaciones. Se requerirán para cada dársena de una a dos hectáreas de terreno. Se necesita un área to-

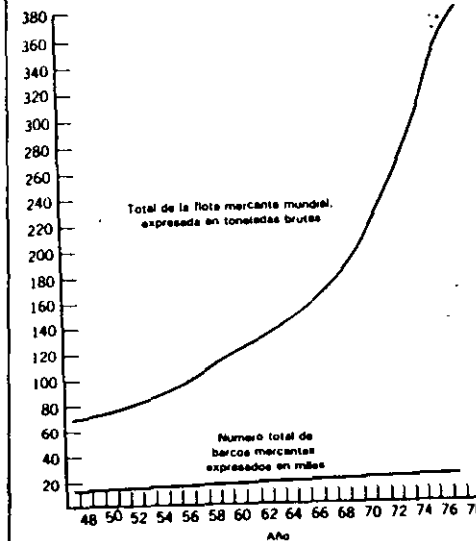


Figura 7-36. Aumentos en las flotas mercantes, sin incluir las aguas interiores. (Adaptado de Quinn.)

principales alternativas implican cuáles serán y dónde se habrán de construir las instalaciones. A muchas personas sorprende el aumento en las actividades de la marina mercante desde que terminó la Segunda Guerra Mundial (véase la figura 7-36).

Definiciones. Los puertos o lugares protegidos para los barcos pueden clasificarse por su tipo geográfico o por su uso. Los tipos geográficos son naturales, seminaturales y artificiales. Los puertos se utilizan como refugio, con fines militares, para el comercio y para actividades de recreo. Los puertos de refugio son simplemente lugares protegidos, donde una embarcación puede guarecerse de una tormenta.

Un puerto es un lugar (siempre en sitio protegido) que tiene instalaciones para manejar la carga y los barcos. Es posible tener un lugar protegido sin un puerto, pero no un puerto sin un lugar protegido. **Alternativas de los puertos y de los sitios de abrigo y protección.** Estas alternativas están general-

tal aproximada de 4.5 m², por cada tonelada métrica de carga, alrededor de 1.5 m² de área de almacenamiento; y más o menos el doble de dicha área para maniobras. Normalmente, se utilizará de un 65 a 75 por ciento de la zona portuaria neta de los muelles, como espacio para maniobras, y se requerirá un 25 por ciento para vías de acceso, estacionamientos, y otras infraestructuras. El almacenamiento al aire libre para 4.5 millones de toneladas de mineral de hierro, requerirá alrededor de 30 ha, mientras que un patio de tanques de petróleo, puede necesitar unas 40 ha (para protección contra incendios, etc.). Las terminales para contenedores necesitan entre 4 y 7 ha por dársena.

Otro factor que se ha de considerar es la profundidad y tipo de fondo, en el área cercana a la costa. Los fondos rocosos resultan costosos de dragar; y los fondos arenosos o fangosos ofrecen una base insuficiente sobre la cual construir rompeolas. Los fondos que tienen una fuerte pendiente podrían ser demasiado profundos para la construcción de rompeolas económicamente factibles.

Navegación interior¹³

Existen tres tipos de navegación en los ríos: en canal (abierto), en sistemas de presas con esclusas y en canales. El término *canal abierto* significa que se utiliza al río en su forma natural como una vía fluvial. Un sistema de presas y esclusas designa a la navegación por medio de presas con esclusas, a través de tramos de la vía fluvial que de otra manera serían impasibles. En 1967, los ríos de los Estados Unidos han llevado alrededor del 15 por ciento de los bienes domésticos transportados, medidos en toneladas métricas por kilómetro. El transporte fluvial es lo mejor para la carga a granel, como por ejemplo, el carbón y los minerales. Es difícil establecer comparaciones económicas con otros medios de transporte, tales como el ferrocarril y los camiones, debido a que cada medio recibe diversos subsidios.

¹³ Esta sección toma material de partes del capítulo 19 del libro de R. K. Linsley y J. B. Franzini, *Water Resources Engineering* (Nueva York: McGraw-Hill, 1972).

Las alternativas para los planes de navegación implican principalmente la optimización de los trueques de los diversos parámetros de diseño; tales como el aumento en el costo del dragado, comparado con la disminución en el costo de la propulsión. Por ejemplo, los costos del combustible son aproximadamente un 25 por ciento más bajos, con 1.5 m de agua por debajo de una barcaza, que con sólo 0.6 m.¹⁴ Otro trueque sería la altura de las presas y las elevaciones de las esclusas correspondientes altas, contra el número de presas necesarias en un tramo. Otro trueque más es el tamaño de las esclusas contra el tiempo que se pierde en dividir las cargas a fin de poder pasar a través de la esclusa.

A continuación se muestran los requerimientos esenciales para las mejoras en los canales abiertos:

- Un flujo suficiente que permita la navegación.
- Un tamaño adecuado del canal que permita acomodar el tráfico de barcazas.
- Un alineamiento satisfactorio (esto es, sin curvas cerradas).
- Velocidades del agua suficientemente pequeñas.
- Materiales satisfactorios en el lecho y en las márgenes.

Linsley y Franzini (1964) tratan sobre un buen número de métodos de dragado y de rectificación de canales.

7-9 CALIDAD DEL AGUA

A pesar de que la calidad del agua ha constituido siempre una preocupación para los planificadores de recursos hidráulicos, la ley federal de 1972 sobre el control de la contaminación del agua, ha llevado a un aumento de la actividad en esta área. La función de la calidad del agua puede dividirse en la calidad del agua en los océanos, la calidad del agua en los ríos, la calidad del agua en los lagos y

¹⁴ R. W. Putman, "The Value of Water Transportation," *Trans. ASCE* 103 (1978) 1199-1233.

la calidad del agua subterránea. Cada categoría presenta diferentes problemas y características. Puesto que la calidad del agua oceánica cae más bien dentro del dominio del oceanógrafo, no se trata en este texto.

Calidad del agua en los ríos

Las alternativas del control de la calidad del agua en los ríos son la dilución y el control de la fuente. Esta alternativa se trata en detalle en muchos textos sobre las aguas residuales y sobre el ambiente.¹⁵ Puede subclasificarse en fuentes de contaminación puntuales y no puntuales. Las fuentes puntuales son las descargas procedentes de una planta de tratamiento de aguas residuales o de una planta industrial, mientras que las fuentes no puntuales incluyen el escurrimiento directo de la precipitación, que es arrastrada hasta un río, y el flujo de retorno procedente de la irrigación agrícola.

Las fuentes puntuales pueden controlarse por medio de las alternativas de prevención o tratamiento. Antes de tratarse las fuentes no puntuales deben por lo general, convertirse en fuentes puntuales por la vía de la recolección. Un método que ha recibido alguna cierta atención es el uso de terrenos húmedos o ciénagas salinas como purificadores naturales, especialmente en el caso del agua salada.

La dilución, un método clásico, reconoce que toda corriente de agua tiene una capacidad de arrastre, tanto para los contaminantes orgánicos como para los inorgánicos. En las corrientes reguladas, el flujo procedente del embalse (el cual es, por lo general, de uso múltiple), puede mantener la concentración de los contaminantes por debajo de ciertos límites; sin embargo, aun en el caso en que no exista regulación, la descarga selectiva de una fuente contaminante puede manejarse de tal modo, que se mantengan ciertas normas de calidad. En la figura 7-37, la carga de contaminantes de una corriente se coordina con el flujo de la misma, a fin de mantener una cierta calidad mínima.¹⁶

¹⁵ Por ejemplo, Metcalf & Eddy, *Wastewater Engineering*, (Nueva York: McGraw-Hill, 1968).

¹⁶ O. J. Helweg, "Regional Groundwater Management," *Ground Water* 16 (sep-oct 1978).

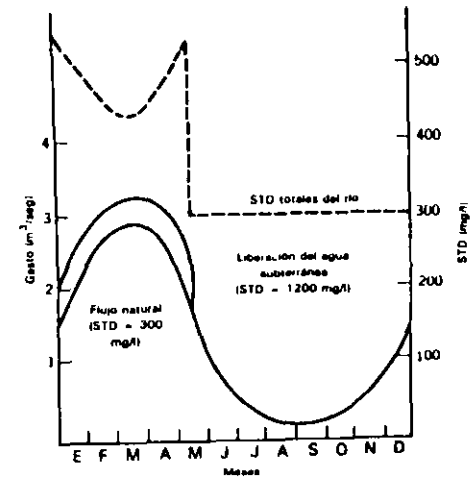


Figura 7-37. Cambio en la calidad del agua del río, debido a las descargas calendarizadas del agua subterránea.

EJEMPLO 7-11: Administración de la calidad del agua de un río

Se estudian las maneras de desalojar el agua que drena a un río desde un cultivo irrigado. Los gastos del río son 8 m³/s desde enero hasta junio y 3.5 m³/s desde julio hasta diciembre. La calidad del agua del río, expresada en sólidos totales disueltos (STD) se mantiene en 200 mg/l. La descarga promedio del agua de drenaje, es 0.2 m³/s desde noviembre hasta marzo y 1.4 m³/s, desde abril hasta octubre. Las normas de calidad para agua del río limitan los STD a 600 mg/l. Determinar el tamaño del embalse de retención y la política de entrega que controla la descarga del agua de drenaje en el río. El agua de drenaje tiene 3,000 mg/l en STD.

SOLUCIÓN

Calcular en primer término la cantidad de agua de drenaje que el río puede llevar anualmente. Utilizar con este fin la ecuación de balance de masa

$$(q_r)(STD_r) + (q_d)(STD_d) = (q_r + q_d)STD_{m\acute{a}x} \quad (7-11)$$

en donde q_r y q_d son los gastos del río y del drenaje en m^3/s , respectivamente; STD_r y STD_d son las calidades del agua del río y del drenaje y $STD_{m\acute{a}x}$ son las STD máximos permisibles en el río (todos los valores del STD se miden en mg/l). Así, se tiene para los primeros seis meses,

$$(8)(200) + q_d(3000) = (8 + q_d)(600)$$

$$q_d = 1.33 \text{ m}^3/s$$

Se tiene para los segundos seis meses,

$$(3.5)(200) + q_d(3000) = (3.5 + q_d)(600)$$

$$q_d = 0.58 \text{ m}^3/s$$

Calcular, utilizando unidades de m^3/s -mes para el volumen, la capacidad total de acarreo del río (del agua de drenaje cuyos STD son 3000 mg/l), como

$$(6)(1.33) + (6)(0.58) = 11.46 \text{ m}^3/s\text{-mes}$$

Calcular el volumen total, para asegurar que el río puede manejar toda el agua de drenaje

$$Q_d = (7)(1.4) + (5)(0.2) = 10.8 \text{ m}^3/s\text{-mes}$$

Por tanto, el río puede manejar el efluente.

Luego, calcular el almacenamiento requerido. En la figura 7-38, se muestra la gráfica de los gastos y las diferencias de volumen. Comenzando en abril, será necesario almacenar $0.21 \text{ m}^3/s\text{-mes}$ para V_2 (el exceso total de volumen desde abril hasta junio), más $3.28 \text{ m}^3/s\text{-mes}$ para V_3 . Se requerirá, por consiguiente, un almacenamiento total de $3.49 \text{ m}^3/s\text{-mes}$, o sea en unidades de mm ,

$$(3.49)(2,628,000) = 9.17 \text{ mcm}$$

Calidad del agua de los lagos y embalses

Los lagos son más susceptibles que los ríos, puesto que carecen de la aereación de estos últimos, y debido a que su mecanismo de remoción de contaminantes es diferente (mucho más lento). En el ciclo

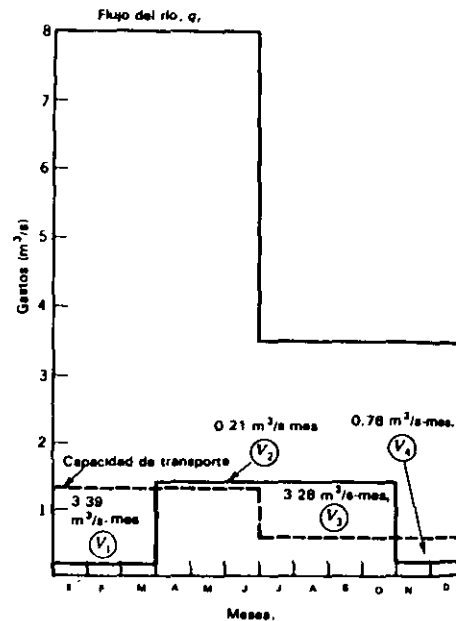


Figura 7-38. Capacidad de arrastre de un río, y el almacenamiento requerido.

de vida de la mayoría de los lagos, el oxígeno disuelto (OD) disminuye gradualmente, a medida que se forman dendritas en el fondo, las cuales utilizan oxígeno en su descomposición. Sin embargo, los embalses se construyen por lo común en los ríos y poseen cierta capacidad de lavado. Los embalses pueden asimismo utilizarse para regular la temperatura del agua en aquellos ríos que sustentan peces anádromos. Por consiguiente, se ha provisto a los embalses de nueva construcción con salidas para descargar agua desde varios niveles con temperaturas también diferentes.

Calidad del agua subterránea

La contaminación del agua subterránea se puede rastrear, tanto a las fuentes puntuales como a las fuentes

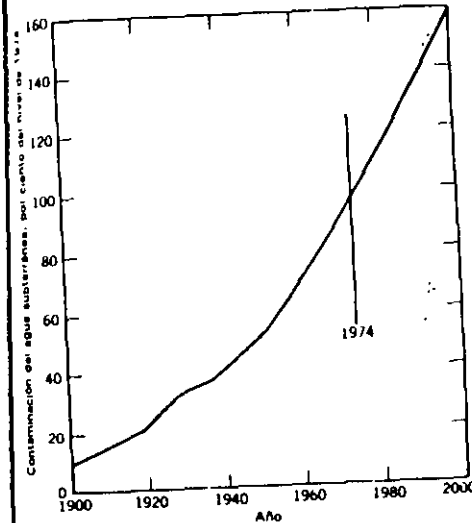


Figura 7-39. Tendencia estimada de la contaminación del agua subterránea en los Estados Unidos durante el siglo 20. (Fuente: Todd et. al.)

tes no puntuales. Las fuentes puntuales son en su mayoría pozos y sitios de eliminación de desperdicios, como por ejemplo, los pozos químicos y los rellenos sanitarios. Los comederos de animales y los cultivos irrigados son fuentes de contaminación no puntual. El agua de drenaje, que se percola de la irrigación, tiene una mayor concentración de sales, debido a que el agua pura se evapotranspira, pero los sólidos disueltos en el agua, además de los procedentes de los fertilizantes y de otros mejoramientos del suelo, son arrastrados hasta el agua subterránea.

Registro de cambios y corrección de la contaminación del agua subterránea. Enfrentados con una contaminación sustancial del agua subterránea procedente de rellenos y tiraderos durante las últimas décadas, los planificadores de recursos hidráulicos han dedicado muchos esfuerzos para formular alternativas con el fin de detectar y corregir la contaminación del agua subterránea (véase la figura 7-39) La

contaminación del agua subterránea se detecta y se lleva un registro de los cambios en su condición en pozos de observación perforados alrededor de la fuente de contaminación, especialmente en la dirección del movimiento del agua subterránea.

En este caso, el manejo de los datos es integral con la formulación de las alternativas. Para que el sistema del registro de cambios resulte útil, los datos deberán procesarse y analizarse correctamente. Por ejemplo, es importante seleccionar un método de perforación que suministre la máxima información como lo son las muestras de los acuíferos para una bitácora de pozos. Además, se requerirá un análisis químico completo si hay posibilidad de que estén presentes metales pesados o productos químicos tóxicos.¹⁷ Según su situación, puede ser necesario que el registro de cambios en las condiciones sea llevado tanto horizontal como vertical. En las figuras 7-40 y 7-41 se muestra la red de registro alrededor de un pozo de desecho, en mal estado situado cerca de un pozo de agua salobre.

Protección del agua subterránea de las fuentes puntuales. Se puede dar protección contra la contaminación procedente de los pozos, mediante el sellado apropiado de los mismos. En aquellos lugares en donde los pozos penetran en más de un acuífero, uno de los cuales tiene una calidad inferior a la del otro, se debe evitar el flujo de agua entre los acuíferos. Se deberán taponar los pozos abandonados que constituyan una fuente de contaminación. Lamentablemente, son muchos los estados que no

¹⁷ D. K. Todd, R. M. Tulin, K. D. Schmidt y L. G. Everett, *Monitoring Groundwater Quality. Monitoring Methodology* U. S. Environmental Protection Agency, Office of Research and Development, Environmental Monitoring and Support Laboratory, Las Vegas, Nevada 89114, junio, 1976, Contract 68-01-0959, EPA 600/4-76-026. Reporte de General Electric Company — TEMPO, Centro de Estudios Avanzados, Santa Bárbara, CA, GE75TMP-68.

También por los mismos autores, *Monitoring Groundwater Quality. Methods and Costs* (EPA 600/4-76-023, GE75TMP-69), y *Monitoring Groundwater Quality. Economic Framework and Principles*, (EPA 600/4-75-045, GE75TMP-71, 22). Ver también R. W. Tulin, ed. *Monitoring Groundwater Quality Illustrative Examples*, (EPA-600/4-76-036, julio, 1976) y N. F. Hampton, *Monitoring Groundwater Quality. Data Management* (EPA 600/4-76-019, abril, 1976).

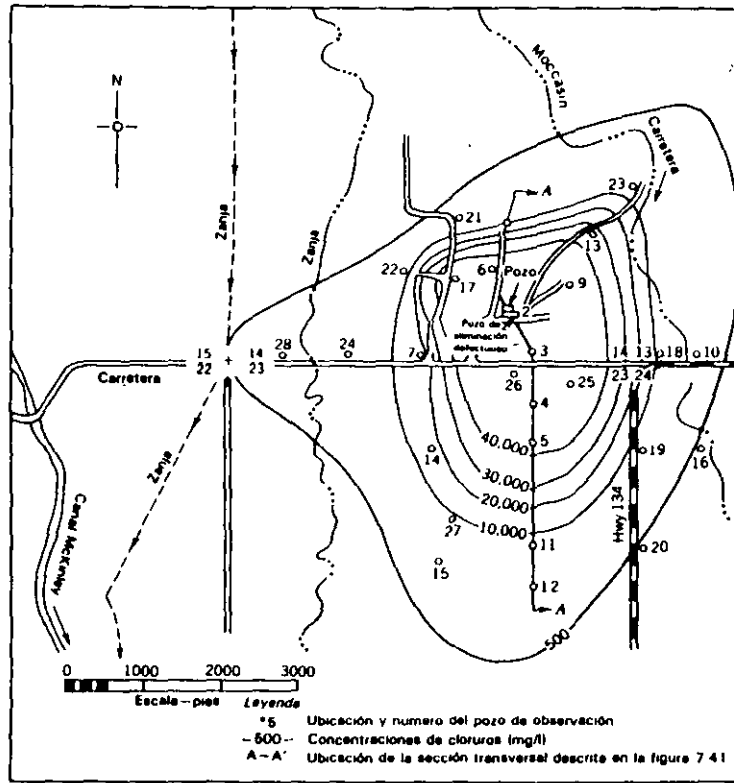


Figura 7-40. Curvas de isoconcentración de cloruros en el fondo del aluvión. (Fuente: Tinlin.)

cuentan con reglamentos de diseño de pozos lo suficientemente estrictos para proteger los acuíferos.

En la figura 7-42 se muestra un sitio para la eliminación de desechos sólidos, con un diseño apropiado. Se notará que el fondo de la excavación está revestido a fin de proteger al manto freático del agua subterránea de los desechos lixiviables por la precipitación. El sitio está provisto con drenaje y ventilación de gases. Los drenes recogen el lixiviado y lo bombean a las plantas de tratamiento de aguas residuales, o a los estanques de evaporación (que

también deberán estar revestidos). Si no se elimina el lixiviano, puede ocurrir que se rebose el sitio destinado a la eliminación y que ocurra un derrame en el acuífero circundante.

La corrección de los acuíferos contaminados por estas fuentes es un problema más difícil. El método más común utilizado —si no el único— consiste en construir un pozo de bombeo en la fuente de contaminación y extraer el agua subterránea contaminada para que sea tratada. El agua así tratada se reinyecta o se desecha. Este proceso crea un gra-

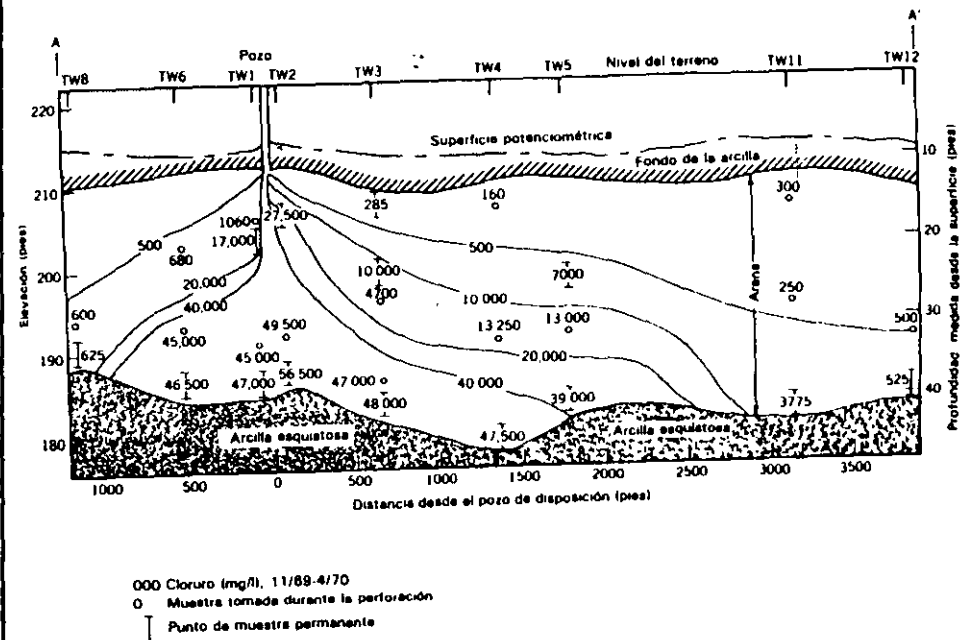


Figura 7-41. Sección A — A' de la figura 7-40, que muestra la distribución del agua salada. (Fuente: Tinlin.)

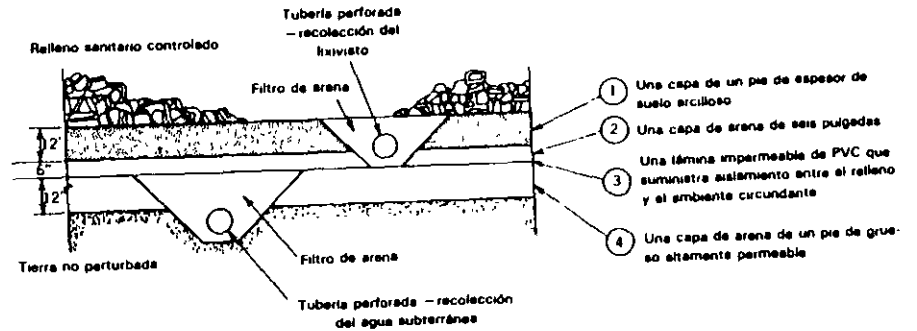


Figura 7-42. Diseño de un relleno sanitario. (Fuente: Ground Water.)

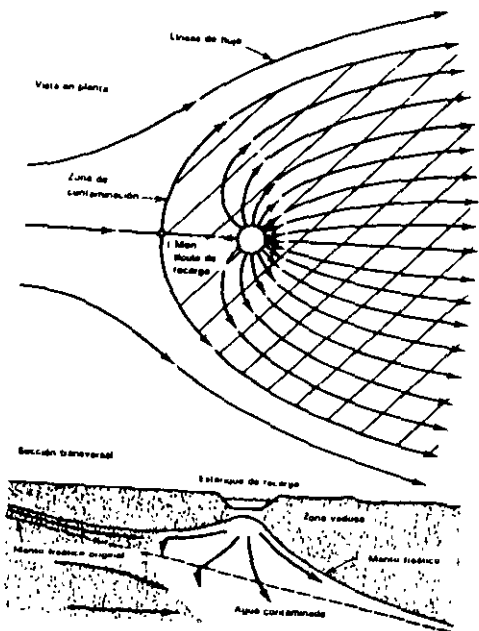


Figura 7-43. Ilustración del flujo del contaminante desde un pozo de desechos, por encima de un manto freático con pendiente. (Fuente: Todd y otros.)

diente hidráulico que cotrarresta la dirección del flujo del contaminante. En la figura 7-43 se ilustra una fuente existente de contaminación; y en la figura 7-44 se ilustra la acción correctiva.

Protección del agua subterránea de las fuentes no puntuales. Una alternativa que se ha utilizado con éxito para controlar la contaminación procedente de los comederos de los animales y de las granjas lecheras, consiste en captar el escurrimiento directo en un estanque revestido y utilizar el efluente para irrigación. Si el tratamiento únicamente es primario, sólo deberán regarse con el efluente tierras de pastoreo o áreas similares.

Entre las alternativas sugeridas para la agricultura por irrigación se incluyen una irrigación más eficiente, la aplicación más eficiente de los fertili-

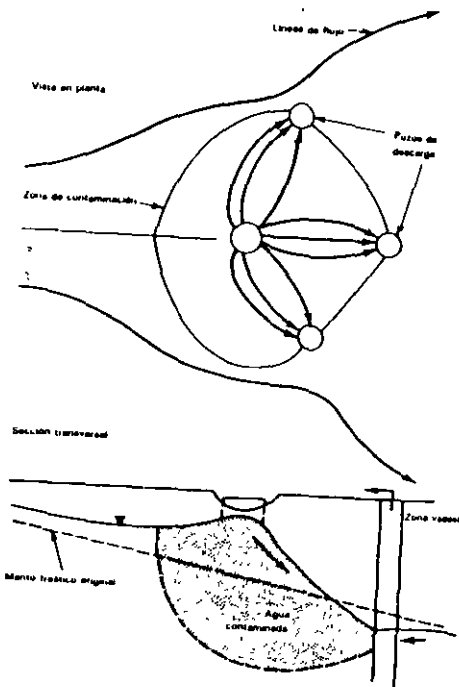


Figura 7-44. Medidas para corregir la contaminación o para evitar mayor contaminación desde el pozo mostrado en la figura 7-43.

zantes y la labranza. Se enumeran en la tabla 7-18 las medidas que se pueden tomar para controlar la calidad del agua subterránea. Sin embargo, es lamentable que muchos de estos métodos no sean económicamente factibles.

En una prometedora alternativa no estructural, conocida como el método acelerado de transporte de sales (ASTRAN), el agua subterránea de buena calidad se transfiere desde los acuíferos aguas arriba hasta los acuíferos de más baja calidad, aguas abajo (véase la figura 7-45). La mayoría de los sistemas acuífero-corriente tienen agua subterránea de mejor calidad "río arriba" (hacia la cabecera de la

Tabla 7-18. Principales categorías en el control de la salinidad

I. Fuentes puntuales	(2) Automatización
1. Desalar	(3) Sistemas avanzados
2. Desviar/evaporar	2. Sistemas mejorados de conducción del agua
3. Desviar/uso especial	a. Tuberías
4. Pozos de taponamiento	b. Revestimiento
5. Inyección profunda	3. Administración del agua subterránea
II. Fuentes difusas naturales	a. Control del manto freático (drenaje)
1. Recolectar/desalar	b. Bombeo selectivo
2. Recolectar/evaporar	c. Recarga del agua subterránea
3. Recolectar/uso especial	4. Administración del flujo de retorno
4. Administración de la cuenca	a. Recolectar/desalar
a. Conversiones en la vegetación	b. Recolectar/uso especial
b. Administración de los bosques	5. Supresión de la evaporación
c. Medidas estructurales	IV. Administración del sistema de un río
d. Recolección del agua	1. Alteración del patrón de tiempo del flujo del río
e. Producción reducida de sedimentos	2. Alteración del patrón de tiempo de las descargas salinas
5. Control de las freatofitas	V. Dilución
a. Control de la propagación	1. Acrecentamiento
b. Vegetación de reemplazo	a. Modificación del clima
c. Antitranspirantes	b. Recursos geotérmicos
III. Fuentes de irrigación	c. Desalinización
1. Utilización mejorada de la irrigación en una granja	d. Recuperación de las aguas residuales
a. Calendario de irrigación	e. Prácticas de conservación
b. Sistemas mejorados de irrigación en las granjas	2. Importación
(1) Tuberías y revestimiento	

(FUENTE: P. Maletic)

cuenca), como se muestra en la figura 7-46. Si se permite que el agua subterránea, bombeada en las áreas río arriba, fluya río abajo, no sólo las sales son arrastradas junto con ellas (con lo que se acelera el transporte de sales), sino que se forma asimismo un gradiente de calidad, ya que se aplica agua de mejor calidad en agua subterránea de calidad inferior. Cuando el agua aplicada llegue por fin a degradarse, podrá ser de la misma, o hasta de mejor calidad que el agua subterránea existente.

Si se dispone de agua superficial, ésta puede integrarse al sistema. El área superior de la cuenca (aguas arriba) podrá irrigarse con agua superficial de alta calidad, dedicarse a cultivos en seco, o zonificarse como reserva silvestre. La distribución óptima del agua, a fin de mantener una cierta calidad del agua subterránea puede calcularse mediante

un modelo de programación lineal. Son varias las cuencas de aguas subterráneas que han sido investigadas, tanto con un modelo de optimización (discriminante) como con un modelo de simulación. El modelo de simulación asegura que la solución sea factible, y el modelo de optimización desecha todas las soluciones no óptimas.¹⁸

7-10 LOS PECES Y LA FAUNA SILVESTRE

Las alternativas sobre la protección de los peces implican principalmente aspectos sobre la calidad del

¹⁸ O. J. Helweg y J. W. Labadie, "A Salinity Management Strategy for Stream-Aquifer Systems," Trabajo 84 (Fort Collins, Col., Colorado State University, febrero, 1976)

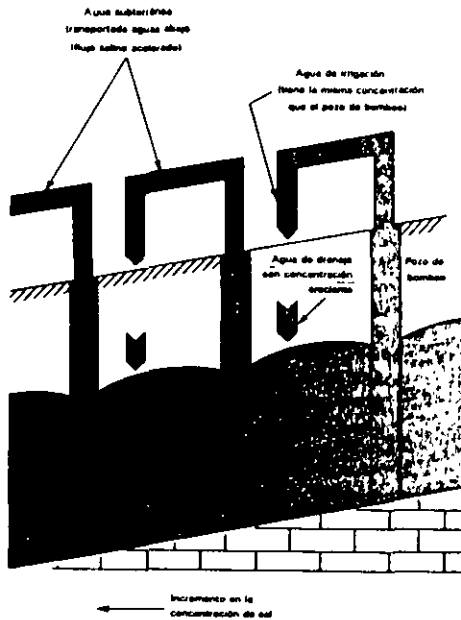


Figura 7-45. Diagrama esquemático del método de transporte acelerado de sales (ASTRAN).

agua (incluyendo los sedimentos y la temperatura), así como gastos y velocidades mínimos. Las alternativas para el acrecentamiento de la población de los peces en los ríos, que cuentan con embalses de regulación, implican criaderos, escaleras para peces y lugares para el desove artificial. Algunos datos recientes indican que probablemente los criaderos no puedan sustituir al desove natural como se creyó originalmente.

El mantenimiento de concentraciones de salinidad en estuarios y bahías es importante con ciertas variedades de peces, especialmente los camarones y otros mariscos. El permitir que una bahía se desahogue periódicamente por sí misma, es un aspecto importante en la proliferación de los peces. Para que los peces prosperen es preciso limitar a determinados niveles la demanda bioquímica de oxígeno

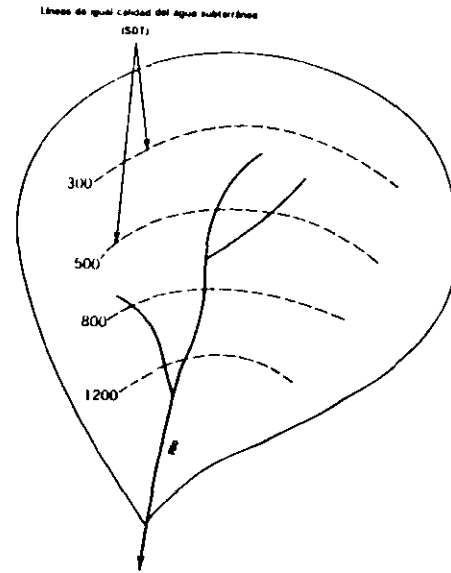


Figura 7-46. Cambio en la calidad del agua subterránea en un sistema típico de río y acuífero.

(DBO), el oxígeno disuelto (OD), los metales pesados y otros factores.

A veces, no se puede utilizar un embalse profundo para que se reproduzcan especies destinadas a la pesca deportiva que requieren agua fría de buena calidad, porque una operación de almacenamiento por bombeo inyecta de nuevo al embalse el agua relativamente cálida.

Recientemente han sido objeto de investigación los estanques formados por cascado en los ríos de montaña que llegan al manto freático de las aguas subterráneas para formar una capa fría en el fondo.¹⁹ Estos "estanques fríos" constituyen un am-

¹⁹ E. A. Keller y T. D. Hofstra, "Summer 'Cold Pools' in Redwood Creek near Orick, California and Their Importance as Habitats for Anadromous Salmonids". *Proceedings for the First Bi-Annual Conference on Research in California's National Parks*, 1982.

Tabla 7-19. Lineamientos de capacidad para la recreación

Actividad	Usuarios por hectárea
Meriendas al aire libre	125.0
Campismo	50.0
Paseos en bote (incluye el ski acuático)	1.25
Natación	1500.0

FUENTE: James y Lee (1971)

biente importante para los peces anádromos. La construcción de estanques fríos artificiales puede resultar en un medio adecuado para administrar mejor este recurso.

7-11 RECREACIÓN

Las alternativas de la recreación pueden dividirse en actividades de recreo en los ríos y diversión en lagos y embalses. La principal forma de recreación en los ríos, aparte de la pesca, es probablemente la navegación en balsa, para la cual son deseables los tramos de agua blanca (rápidos). En los ríos regulados, un aumento de flujo bajo puede proveer el agua necesaria para las balsas.

En los ríos de mayor caudal, los paseos en bote constituyen una forma importante de recreación. En este caso, los muelles y los espacios amplios constituyen las instalaciones necesarias, junto con las rampas para botes. La recreación en ríos tan amplios es similar a la de los lagos.

En los lagos y embalses los paseos en bote, la natación, las meriendas, el campismo, la pesca y los recorridos son todas actividades en las que las rampas para botes y las playas con parques se consideran instalaciones indispensables. Estas estructuras y áreas son diseñadas por especialistas en recreación o por arquitectos. Se dispone de normas de diseño para la mayoría de estas instalaciones.²⁰ La tabla 7-19 contiene algunos lineamientos relativos a la capacidad.

²⁰ Véase C. C. Scott, "Evaluating Water Based Recreation Facilities and Areas", Bulletin 70, National Recreation and Park Association, Washington, D.C., 1969, y U.S.A. Army Corp of Engineers, "Criteria for Design and Construction, Civil Works Project," EM 1130-312, mayo 1, 1960.

Las instalaciones para recreación son costosas, especialmente en términos de los gastos de operación y mantenimiento. Scott (1969) estimaba que en 1967, el costo total por visitante marginal era de \$0.04 por día.²¹ En los embalses se deberán realizar trabajos considerables para lograr mantener la línea de playa. Los estacionamientos, las instalaciones para basura, los servicios sanitarios, el paisaje y el mantenimiento general, requieren desembolsos continuos. La mayor parte de las áreas de recreación deben estar situadas a menos de 0.8 km del lago y los terrenos con pendientes no mayores al 20 por ciento. Para más detalles, consultar los trabajos de James y Lee (1971)

LECTURAS RECOMENDADAS

- Aquilar, R. J. *Systems and Design in Engineering, Architecture, and Construction Planning*. Englewood Cliffs, N.J.: Prentice-Hall, 1972.
- Crouch, R. L., R. D. Ecken, y D. D. Rugg. *Monitoring Groundwater Quality. Economic Framework and Principles*. Contrato de la EPA con TEMPO, núm. 68-01-0759, EPA 600/4-76-045, Agosto 1976. General Electric Company-TEMPO, Centro de Estudios Avanzados, Santa Barbara, CA 93101.
- Everett, L. G., K. D. Schmidt, R. M. Tinlin, y D. K. Tood. *Monitoring Groundwater Quality: Methods and Costs*. Contrato de la EPA con TEMPO, núm. 68-01-0759, EPA 600/4-76-023, Mayo 1976. General Electric Company-TEMPO, Centro de Estudios Avanzados, Santa Barbara, CA 93101.
- Fletcher, R., y M. J. D. Powell. "A Rapidly Convergent Descent Method for Minimization." *Computer Journal* 6 (1962). 168
- Grant, E. C., W. G. Ireson, y R. S. Leavenworth. *Principles of Engineering Economy*, 6a. ed. Nueva York: John Wiley, 1976
- Gottfried, L. K., y J. Weisman. *Introduction to Optimization*, Nueva York: McGraw-Hill, 1975.
- Helweg, O. J. "Regional Groundwater Management." *Ground Water* 16 (sept.-oct. 1978)
- Helweg, O. J., y J. W. Labandie. "A Salinity Management Strategy for Stream-Aquifer Systems," *Hydrology Pa-*

²¹ James y Lee, op. cit., pág. 399

- per 84. Fort Collins, Col.: Colorado State University, feb. 1976.
- Helweg, O. J., V. H. Scott, y J. C. Scalmanini. *Improving Well and Pump Efficiency*. Denver: American Water Works Assoc., 1983.
- Hampton, N. F. *Monitoring Groundwater Quality: Data Management*. Contrato de la EPA con GE, núm. 68-01-0759, EPA-600/4-76-026, GE75TMP-68. General Electric Company-TEMPO, Centro de Estudios Avanzados, Santa Barbara, CA 93101.
- Hiller, F. S., y G. J. Lieberman. *Introduction to Operation Research*, 3a. ed. San Francisco: Holden-Day, 1980.
- James, L. D., y R. R. Lee. *Economics of Water Resources Planning*. Nueva York: McGraw-Hill, 1971.
- Keller, E. A., y T. D. Hofstra. "Summer 'Cold Pools' in Redwood Creek Near Orick, California and their Importance as Habitats for Anadromous Salmonids." *Memoria de la First Bi-Annual Conference on Research in California's National Parks*, 1982.
- Kuester, J. L., y J. J. Mize. *Optimization Techniques with Fortran*. Nueva York: McGraw-Hill, 1973.
- Linsley, R. K., y J. B. Franzini. *Water Resources Engineering*. Nueva York: McGraw-Hill, 1972.
- Metcalf y Eddy. *Wastewater Engineering*. Nueva York: McGraw-Hill, 1968.
- Putman, R. W. "The Value of Water Transportation." *Thans, ASCE* 103: 1199-1233.
- Memoria del 1st Brazilian Symposium of the Semi-Arid Tropics, 16-20 Agosto 1992. Recife, Brasil.
- Shama, P. N., y O. J. Helweg. "Optimal Design of Small Reservoir (Tank) Systems." *ASCE Journal of the Irrigation and Drainage Division* 108 (dic. 1982).
- Quinn, A. D. *Design and Construction of Ports and Marine Structures*, 2a. ed. Nueva York: McGraw-Hill, 1972.
- Scott, C. C. "Evaluating Water Based Recreation Facilities and Areas," *Bulletin* 70. Washington, D.C.: National Recreation and Park Association, 1969.
- Tinlin, R. M., ed. *Monitoring Groundwater Quality: Illustrative Example*. Contrato de la EPA con GE, núm. 6801-0759, EPA-600/4-76-036, Julio 1976. General Electric Company-TEMPO, Centro de Estudios Avanzados, Santa Barbara, CA 93101.
- Todd, D. K., R. M. Tinlin, K. D. Schmidt, y L. G. Everett. *Monitoring Groundwater Quality: Monitoring Methodology*. Contrato de la EPA con GE-TEMPO, 68-01-0759, EPA-600/4-026, GE75TMP-68, Junio 1976. General Electric Company-TEMPO, Centro de Estudios Avanzados, Santa Barbara, CA 93101.

- U.S. Army Corps of Engineers, "Criteria for Design and Construction, Civil Works Projets." EM 1130-312, 1 mayo 1976.
- Wagner, H. M. *Principles of Operations Research*, 2a. ed. Englewood Cliffs, N. J.: Prentice-Hall, 1975.

Ejercicios

- Si todos los datos del ejemplo 7-1 fueran los mismos, con excepción de que el costo del proyecto (y no el beneficio), aumentara en un 4 por ciento (debido a la inflación diferencial), ¿cuándo debe iniciarse el proyecto?
- Suponer que todos los datos del ejemplo 7-1 permanecen válidos, con la excepción de que la demanda máxima de agua será de $0.5 \text{ m}^3/\text{s}$, en el tiempo cero (o sea, al comienzo del año uno) y aumentará linealmente hasta $2.5 \text{ m}^3/\text{s}$ al final del año 10. Suponer que el máximo de agua se suministrará en el segundo año después de que se haya iniciado el proyecto —o sea, si el proyecto se inicia en el tiempo cero, los primeros beneficios se obtendrán al final del año dos y serán iguales a \$900. ¿Cuándo debe iniciarse el proyecto?
- Un proyecto tiene un costo inicial de \$20,000, pagado al comienzo del año en el que se inició el proyecto. Los beneficios potenciales comienzan en el tiempo cero (sin importar cuándo se inicia el proyecto) y aumentan hasta \$10,000, pagaderos al final del año 10, después de lo cual permanecen constantes. La vida del proyecto es de 10 años, y la tasa de descuento es de un 10 por ciento. ¿Cuándo debe iniciarse el proyecto? Suponer que los beneficios reales igualan a los beneficios potenciales y que comienzan al final del año en que se inició el proyecto.
- Se pide recomendar el tamaño óptimo de una tubería de concreto para un sistema de abastecimiento de agua que deberá entregar $2.4 \text{ m}^3/\text{s}$. Los costos de la tubería y de la energía (sin incluir el sistema de bombas) se pueden calcular a partir del ejemplo 5-10. Suponer que la carga estática, el volumen de agua requerido y los otros parámetros son como se indican en

Tabla 7-20. Ejercicio 7-8: costos de transporte

Puntos de suministro	Agua para uso municipal e industrial				Suministro total para la agricultura
	Ft. Collins	Greely	Box Eid.	Loune Tr	
Agua subterránea, Box Eid.	2.45	2000	2.45	Infactible	138
Agua subterránea, Lone tr	Infactible	2.45	Infactible	2.45	250
Agua recuperada	325	325	2.69	2.00	18
Agua superficial, Ft. C.	18.65	Infactible	2.69	2.69	635
Agua superficial, Greely	Infactible	23	2.69	2.69	313
Canal de granja revestido	Infactible	Infactible	11.55	11.55	139
Agua de Idylwilde	25.00	25.00	25.00	25.00	25
Horticultura aumentada	Infactible	Infactible	1.20	1.20	190
Efluente de granja					
Demandas totales	17.00	16.00	495	495	1708 1023

NOTA La matriz interior es el costo en dólares/100 m³. El renglón interior y la columna de la derecha representa las cantidades totales por mmc.

- el ejemplo 5-10. Ignorar los costos por servidumbre. Suponer que los costos de capital del sistema de bombas son de \$700/kw.
- Resolver el modelo de optimización formulado en el ejemplo 7-3.
- Resolver el problema de agua para uso municipal e industrial del ejemplo 7-6.
 - Si los costos de energía aumentaran el costo del agua subterránea \$1.62/100 m³, ¿cuál es la nueva solución?
 - La ciudad informa que (después que se han completado los cálculos anteriores), sólo puede gastar \$80 millones/año en el suministro de agua (costos globales). ¿Qué recomendaciones se podrían hacer? Indicar las razones.
- Recalcular el estudio de funcionamiento de vaso en el ejemplo 7-9, para eliminar el mes de déficit, diciembre de 1954. ¿Cómo se podría explicar al cliente la confiabilidad del rendimiento en firme del embalse? ¿Cuál será el monto del déficit ocurrido en diciembre de 1954?

- Se pide sugerir la mejor distribución del agua en el área de Fort Collins. La tabla 7-20, da los costos entre los puntos de suministro y de demanda.
- Se pide determinar la solución de costo mínimo para distribuir agua de irrigación a dos subcuencas de la cuenca del Río San Luis Rey (mostrada en la figura 7-47). Hay cuatro fuentes de abastecimientos de agua:

	Cantidad (a pie/año)	Calidad (EC)
Agua subterránea de Pauma	12,000	375
Agua subterránea de Pala	12,000	1174
Lago Henshaw	30,000	369
Agua de un proyecto estatal	40,000	1928

A fin de determinar las necesidades de irrigación de las dos cuencas, se ha recolectado la siguiente información:

Área irrigada/cuenca	6500 a
Necesidades promedio de agua (ET potencial)	2.143 pie/año
Eficiencia promedio de la irrigación	70%

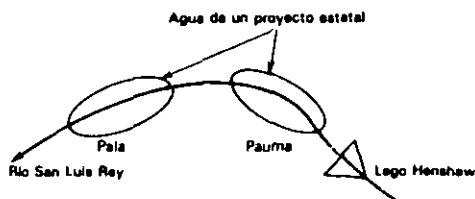


Figura 7-47. Ilustración para el ejercicio 11 – Cuenca del río San Luis Rey.

La dependencia de planeación de cuencas Watershed Planning Agency, la cual coordina la distribución del agua en la cuenca, ha determinado que las concentraciones máximas permisibles del agua de drenaje deben ser como sigue:

	Calidad (STD)
Pauma	800 mg/l
Pala	900 mg/l

Una restricción adicional exige que deberá permitirse el flujo de 13,000 a-pie/año, más allá de la cuenca Pala, en el río San Luis Rey. El costo del agua es como sigue:

- Costos de bombeo = \$30.60/acre-pie (incluye los costos de distribución si no se mantienen dentro de la cuenca)
- Agua del proyecto estatal = \$52/acre-pie (incluye los costos de distribución)
- Agua del lago Hanshaw = \$60/acre-pie (incluye los costos de distribución)

Si se envía a la cuenca de Pala el agua subterránea de la cuenca de Pauma, costará \$2.40/a-

pie. Se considera que no es factible enviar el agua subterránea de Pala a Pauma (¿Puede establecerse por qué?). De acuerdo con los cálculos, $STD = -2 + 0.683 EC$. ¿Cuáles son los costos sombra de los diferentes abastecimientos?

10. El distrito de agua y salubridad The South Adams County Water and Sanitation District [SACWSD] tiene tres pozos para un suministro de agua municipal e industrial. Actualmente el pozo 1 (670 gpm) es un pozo de reserva. El pozo 3 (2000 gpm) se bombea todo el tiempo; y el pozo 2 (670 gpm), se bombea según sea necesario. ¿Cuál será el calendario óptimo de bombeo, si la demanda de agua es de 2 mgd durante los meses de octubre hasta marzo y de 3.7 mgd en los meses de abril hasta septiembre? Se ha efectuado una prueba de abatimiento por etapas en los tres pozos, con los resultados que se muestran en la tabla 7-21. Suponer que el costo del agua alternativa es \$12/a-pie, y que el costo de la electricidad es de \$0.026/KwH. La profundidad de todos los pozos es de 320 pies; y los niveles estáticos del agua (ignorando la presión del sistema) son: pozo 1, 30 pies; pozo 2, 12 pies; y pozo 3, 60 pies; suponer que la eficiencia global de la bomba y del motor es de 70 por ciento.
 - a) ¿Cuál es el calentamiento óptimo de bombeo para satisfacer la demanda anual?
 - b) ¿Cuánto ahorrará el distrito por año, en el caso de que adopte el calendario propuesto?
 - c) Suponer que la demanda aumenta hasta un valor constante de 5.8 mgd, todo el año. ¿Cuál sería la ventaja de instalar nuevas bombas, diseñadas para suministrar el gasto óptimo en cada pozo, en lugar de adquirir el agua adicional en la fuente alternativa?

Tabla 7-21. Ejercicio 7-10: resultado de la prueba de abatimiento por etapas

Pozo 1		Pozo 2		Pozo 3	
Q (gpm)	s (pies)	Q (gpm)	s (pies)	Q (gpm)	s (pies)
400	8.8	100	2.5	539	25.4
700	20.8	200	6.5	1023	50.4
1200	56.4	400	22.2	1400	72.2
1800	141.0	500	34.9	1521	80.3
		500	48.5		

Capítulo 8

Evaluación de alternativas

Existen dos tipos de evaluación en la planeación. Uno de ellos se lleva a cabo, después de que el plan se ejecuta, cuando los resultados que se pronosticaron se comparan con los resultados verdaderos, para determinar qué tan bien funcionó el plan. Este procedimiento, al cual se le llama evaluación del análisis posterior (algunas veces llamado evaluación de la auditoría posterior o evaluación posterior), constituye el tema del capítulo 10. En el otro tipo de evaluación, del cual se trata en este capítulo, el planificador compara los valores relativos de las alternativas, a fin de seleccionar el plan.

tomar las decisiones, determina en este caso si la alternativa deberá ejecutarse.

2. Varias alternativas y un objetivo. En este caso, quien toma las decisiones, escoge la mejor alternativa. La paradoja de la votación¹ podría complicar esta selección en el caso de que fuera un grupo el que tomara la decisión.
3. Varios objetivos que no pueden medirse con dinero (o sea, los objetivos incommensurables), y varias alternativas. Esta situación requiere una evaluación de objetivos múltiples.

EJEMPLO 8-1: Evaluación subjetiva de objetivos Incommensurables

8-1 INTRODUCCIÓN

Son tres los elementos de información que se proponen en las evaluaciones:

Se tienen cuatro alternativas factibles, como se muestra en la figura 8-1. Los beneficios netos de cada una de ellas son: alternativa 1, \$120,000; alternativa 2, \$700,000, alternativa 3, \$650,000; alternativa 4, \$800,000. El proyecto, un plan de ejecución de control de avenidas, es para una ciudad histórica, que posee una zona ribereña escénica restaurada. La alternativa 1 es aumentar la capacidad del canal, con el mejoramiento de la conducción del río; cambiaría el carácter de la zona ribereña, e implicaría la remoción de varios sitios históricos. La

1. Un conocimiento de lo que es valioso (los objetivos).
2. Alguna manera de medirlo —no necesariamente de una manera cuantitativa (las medidas de efectividad).
3. Algunas cosas que medir (las alternativas).

Esta información se puede aplicar en una de tres situaciones:

1. Sólo un objetivo y una alternativa (además de la alternativa de "no hacer nada"). El que ha de

¹ N. Lichfield, P. Kettle y J. Whitbread, *Evaluation in the Planning process* (Oxford, Pergamon, 1975), Pág. 4.

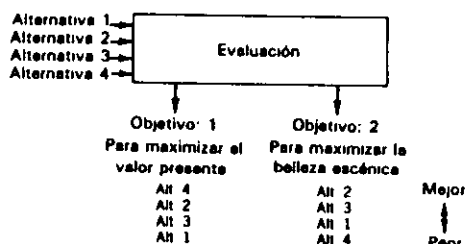


Figura 8-1. Jerarquización de alternativas para dos objetivos que no pueden medirse mediante unidades comunes de valor en un análisis de objetivos múltiples.

alternativa 2 es la construcción de una desviación del río, la cual habría de rodear la ciudad, creando un cinturón verde. La alternativa 3 es la construcción de un vaso de regulación, lo cual destruiría un área popular de recreación muy concurrida. La alternativa 4 es la construcción de un dique que aislaría completamente del río a la presente zona ribereña. ¿Cómo se podrían evaluar dichas alternativas?

SOLUCIÓN

Enumerar las alternativas en orden decreciente de beneficios netos, como se muestra en la figura 8-1. Luego, describir en una línea o dos, el efecto de cada alternativa sobre la belleza escénica. El que toma las decisiones deberá entonces revisar la lista y decidir subjetivamente. Por ejemplo, si la ganancia en la belleza escénica de la zona ribereña originada por la selección de la alternativa 2 sobre la alternativa 4 sobrepasa a la pérdida de \$100,000 en beneficios netos, la alternativa 2 deberá sustituir a la alternativa 4. No existe manera alguna de que las alternativas 1 y 3 pudieran escogerse en vez de la alternativa 2, puesto que las alternativas 1 y 3 están dominadas (o sea, la alternativa 2 es mejor en ambos aspectos).

¿Cuándo evalúa el planificador?

Aunque la evaluación formal no podrá iniciarse hasta que no se hayan formulado todas las alternativas,

tiene lugar una evaluación informal (quizá inconscientemente) durante el proceso de planeación.

¿Cómo evalúa el planificador?

La evaluación determina el valor relativo de cada alternativa, a fin de permitir que una sea seleccionada como el plan. Esta selección de la mejor alternativa puede ser hecha por el planificador, el cliente, o ambos. Puede suceder que algunos de los que toman decisiones, especialmente quienes ocupan un puesto político, deseen que sea el planificador quien seleccione la mejor alternativa. Sin embargo, actualmente existe la tendencia de que sea el planificador el que ofrezca varias alternativas al que toma las decisiones, quien hace entonces la selección. Cada alternativa, junto con los intercambios que se presentan se muestra de manera tal que quien toma las decisiones pueda ver con claridad cuánto se acerca cada una de ellas a alcanzar el objetivo u objetivos originales.

Cuando el cliente está constituido por "Los públicos" el planificador (por lo general una dependencia gubernamental) se halla en la difícil situación de tratar de quedar bien con muchos y diversos elementos. En este caso, el muestrario de intercambios que hace el planificador podrá utilizarse por cada grupo con intereses especiales para combatir a los demás. No obstante, el muestrario deberá permitir a la persona o personas que toman las decisiones confrontar racionalmente cada alternativa contra los objetivos, a fin de seleccionar la mejor. "La mejor" posee diferentes significados para diferentes grupos; por consiguiente, los planificadores tratan en realidad de alcanzar un consenso de la sociedad en el área del proyecto.

En otros casos, se le confiere más responsabilidad al planificador, con objeto de que seleccione la mejor alternativa. En los proyectos de pequeña envergadura, o aquellos realizados en el extranjero, puede ocurrir que el cliente no posea la habilidad necesaria para hacer la selección y seguirá, por consiguiente, las recomendaciones del planificador. Ocurre con frecuencia que cuando un plan es bien recibido se le dan todos los créditos al que toma

las decisiones, pero cuando el plan es objeto de críticas se culpa al planificador.

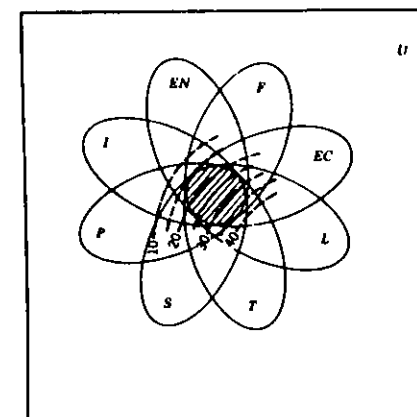
8-2 TEORÍA DE LA EVALUACIÓN

La evaluación es la búsqueda de las ventajas y desventajas comparativas de las alternativas en un intento por hallar la que se "ajusta" mejor. El "criterio de ajuste" se conoce como la "medida de la efectividad". La cuantificación de este criterio resulta con frecuencia difícil, por no decir imposible.

En un extremo, se puede tratar de un estricto ejercicio matemático; como cuando se selecciona la recta de mejor ajuste para un grupo de puntos en un análisis de regresión por mínimos cuadrados. El otro extremo implica objetivos difíciles de cuantificar; como, por ejemplo, el mejor entorno para maximizar el bienestar social de una familia. En el caso de los ingenieros, cuando menos, mientras más específicos y cuantificables sean los objetivos, más fácil resulta definir el valor y evaluar.

Durante el proceso de planeación, las metas u objetivos originales, frecuentemente se modifican y se refinan, a su vez, debe alterarse la medida de la efectividad. La manera como el planificador realiza la evaluación, depende de la etapa en que se encuentre el proceso de planeación. A medida que el planificador se acerca a la etapa de diseño, la evaluación se hace más precisa.

Es muy conveniente considerar la evaluación como un proceso en dos etapas, en el cual el planificador: 1) define la región factible, al considerar todas las restricciones y 2) halla la mejor alternativa dentro de dicha región factible. Este concepto se ilustra por el diagrama de Venn (o de Euler), mostrado en la figura 8-2, y que supone ocho restricciones. Las alternativas que quedan fuera de la intersección de dichos conjuntos, no son factibles y, por tanto, se eliminan. Se selecciona entonces la mejor alternativa factible. Suponiendo que el beneficio, si hubiera objetivos múltiples, se hiciera conmensurable, en el caso de que todos los objetivos hayan sido agrupados bajo una medida común, la mejor alternativa será la que se encuentre sobre la mayor curva de beneficio neto. Se notará que la mejor al-



U = el universo de todas las alternativas posibles
 EN = el conjunto de las alternativas ambientales factibles
 F = el conjunto de las alternativas financieramente factibles
 EC = el conjunto de alternativas económicamente factibles
 L = el conjunto de alternativas legalmente factibles
 T = el conjunto de alternativas técnicamente factibles
 S = el conjunto de alternativas socialmente factibles
 I = el conjunto de alternativas institucionalmente posibles
 IIII = ENFNECILTNSPNI = el conjunto de alternativas factibles
 10--- = las líneas de iguales beneficios netos de la función objetivo.

Figura 8-2. El conjunto factible de alternativas (los símbolos son los mismos que los de la figura 7-1).

temativa no restringida queda fuera de la región factible, puesto que políticamente no es factible. Se notará además que la factibilidad no siempre puede determinarse *a priori*.

La teoría de la evaluación ha sido ampliada por diversas disciplinas, en particular la economía del bienestar y el análisis de sistemas. Se utilizará el análisis de sistemas, para ilustrar la teoría. La economía del bienestar se expone en el apéndice A.

Optimización de objetivos múltiples

Este estudio presupone un conocimiento de la programación lineal. (Véase la sección 6-5, o uno de

los textos introductorios —como los de Wagner, Hillier y Lieberman, o Godfried y Weissman— enumerados en las referencias del capítulo 6.)

Teóricamente, la optimización de objetivos múltiples (conocida también como optimización vectorial y programación de objetivos múltiples), es imposible de realizar. De la misma manera que simultáneamente no se pueden maximizar los beneficios y minimizar los costos, tampoco se pueden maximizar simultáneamente los beneficios netos y maximizar el mejoramiento ambiental (a menos que, por casualidad, una sola alternativa pudiera realizar ambas funciones a la vez). Sin embargo, en términos prácticos, se optimizan los objetivos múltiples, cada vez que se va de compras. Se tiene como objetivo comer bien y vestirse bien. Se selecciona cuál de las muchas alternativas (las diferentes combinaciones disponibles de alimentos y ropas) es nuestro óptimo según el cual se realiza finalmente la compra.

El mercado permite conmensurar de manera conveniente los alimentos y las ropas, al relacionar a ambas cosas con el dinero. No obstante, si se tuvieran dos objetivos tales como ser un buen padre y maximizar los propios ingresos, sería mucho más difícil hallar unidades comunes de medición, puesto que los objetivos son inconmensurables.

Dos son conceptos importantes en la optimización de objetivos múltiples son el conjunto no inferior la mejor solución del compromiso. El conjunto no inferior incluye todas las alternativas que demandan intercambios entre los objetivos (o sea, no están dominadas). En el ejemplo 8-1, el conjunto no inferior incluiría las alternativas 2 y 4. Las alternativas 1 y 3 forman conjunto inferior.

La ventaja de definir al conjunto no inferior consiste en la garantía que se tiene de que un plan seleccionado de este conjunto no será peor de ninguna manera que las otras alternativas. Esto podría constituir un paso importante en la evaluación. No obstante, a fin de mejorar esta situación, deberá escogerse entre los intercambios a fin de llegar a la mejor solución de compromiso. Si se seleccionara aleatoriamente el plan del conjunto no inferior, se despreciaría información adicional que podría mejorar la selección. Nada más al mostrar los intercambios en el ejemplo 8-1, se vio que se podría alcanzar

una considerable belleza escénica con una pérdida económica mínima.

La mejor solución de compromiso es el plan seleccionado después de la consideración de los intercambios entre las alternativas en el conjunto no inferior. La optimización de objetivos múltiples se puede describir matemáticamente como sigue².

$$\text{Máx } \underline{Z}(x) = Z_1(x), Z_2(x), \dots, Z_p(x) \quad (8-1)$$

sujeto a

$$g_i(x) \leq 0 \quad i = 1, 2, \dots, m \\ x \geq 0$$

en donde $\underline{Z}(x)$ es una función objetivo de P dimensiones x ; es un vector de n dimensiones de las variables de decisión; y $g_i(x)$ representa las relaciones que definen al conjunto de restricciones. Se han utilizado varias técnicas para optimizar los inconmensurables, y se han hecho diversos intentos para clasificarlos.³ Cohen y Marks, por ejemplo, han propuesto tres amplias categorías con subcategorías, como se enumeran en la tabla 8-1.

Básicamente se utilizan técnicas generadoras para identificar al conjunto no inferior, $Z(x^*)$, lo cual se puede efectuar en la ausencia de información preferente del que toma las decisiones. Corresponde entonces a este último seleccionar la mejor solución de compromiso. Considerar, para comprender el concepto del conjunto no inferior, el problema de objetivos múltiples mostrado en la figura 8-3.

$$\text{Máx } 5x_1 - 2x_2 \text{ y } -x_1 + 4x_2 \quad (8-2)$$

sujeto a

$$x_1 + x_2 \leq 8 \\ x_1 + x_2 \leq 4$$

² J. H. Cohen y D. H. Marks, "A Review and Evaluation of Multiobjective Programming Techniques," *Water Resources Research* 11 (abril 1975).

³ Y. Haines, W. S. Hall y H. T. Freedman, *Multiobjective Optimization in Water Resources Systems* (Nueva York: Elsevier, 1975), capítulo 2.

Tabla 8-1. Clasificación de las técnicas de solución de objetivos múltiples

1. Técnicas generadoras
 - a. Método ponderativo
 - b. Método de restricciones
 - c. Deducción de una relación funcional para el conjunto no inferior
 - d. Búsqueda adaptativa
2. Técnicas que se apoyan en la articulación previa de las preferencias
 - a. Programación de las metas
 - b. Evaluación de las funciones de utilidad
 - c. Estimación de los pesos óptimos
 - d. Método electre
 - e. Método de intercambio de valores sustitutos
3. Técnicas que se apoyan en la articulación progresiva de las preferencias
 - a. Método por etapas
 - b. Método de ponderación por aproximaciones sucesivas
 - c. Resolución secuencial de los problemas de objetivos múltiples (Semopes).

Fuente: Cohen y Marks, 1975

$$x_1 \leq 6 \\ x_2 \leq 4 \\ x \geq 0$$

Aun con dos funciones objetivo, sigue siendo válido el teorema fundamental de la programación lineal, o sea: cualquier solución factible óptima se hallará en la frontera.

La región factible es aquella que satisface a todas las restricciones. Es comparable a la intersección de la figura 8-2. La región factible se puede describir matemáticamente como sigue:

$$x = \{x \mid g_i(x) \leq 0, i = 1 \dots n, x_j \geq 0, j = 1 \dots m\} \quad (8-3)$$

Dentro de esta región factible se encuentra un subconjunto de x , llamado el conjunto de soluciones no inferiores; o sea, x , en el cual $Z(x)$ no tiene valores que resulten peores para ambas funciones objetivo. Este conjunto de puntos se muestra por medio de la línea gruesa de la figura 8-3 sobre la frontera de la región factible, entre los puntos (1, 4) y (6, 0). Se puede deducir este conjunto no inferior calculando valores escogidos de $Z_1(x)$ y $Z_2(x)$, entre los

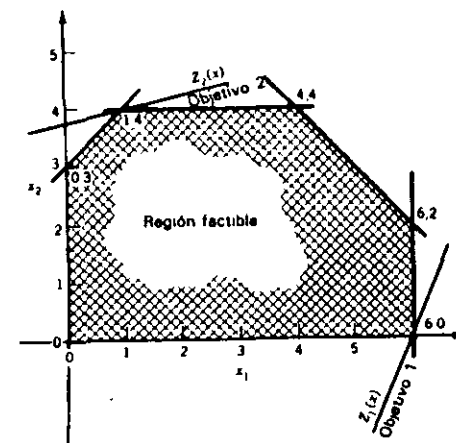
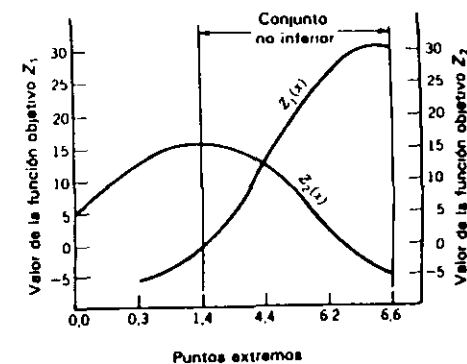


Figura 8-3. Problema de optimización de objetivos múltiples, con dos objetivos (adaptado de Cohen y Marks).



Punto	$Z_1(x)$	$Z_2(x)$
0,3	-6	12
1,4	-3	15*
4,4	12	12
6,2	26	2
6,0	30*	-6
0,0	0	0

* Conjunto no inferior

Figura 8-4. Determinación del conjunto no inferior.

puntos extremos (1, 4) y (6, 0), como se muestra en la figura 8-4. Se notará que las dos escalas correspondientes a las dos funciones objetivo se expresan en unidades diferentes.

En las técnicas que se apoyan en una articulación previa de las preferencias es preciso que quien tome las decisiones ordene las funciones objetivo, cuando menos lexicográficamente, si no es que les asigna pesos relativos. Supone, por ejemplo, que tres objetivos suministran respectivamente los beneficios B_1 , B_2 y B_3 . En la teoría de la utilidad, quien toma las decisiones debe primero seleccionar la unidad de conmensuración (por ejemplo, B_1); luego especificar cuántas unidades W_2 de B_2 son equivalentes a una unidad de B_1 , y además, cuántas unidades W_3 de B_3 son equivalentes a B_1 . O sea

$$B = B_1 + W_2 B_2 + W_3 B_3 \quad (8-4)$$

Los valores de W_i representan valores de ponderación que muestran las cantidades de B_2 y B_3 que, a juicio del que toma las decisiones, son equivalentes a una unidad de B_1 .

EJEMPLO 8-2:
Evaluación de objetivos múltiples mediante la explicación previa de la preferencia

Se evalúan dos alternativas en un estudio funcional de evaluación general de un suministro de agua. La primera alternativa es un gran embalse que inundará 600 ha. de terrenos agrícolas productivos, con un valor neto actual de \$12.6 millones. La segunda alternativa es un embalse más pequeño junto con algunos pozos, los cuales inundarán 300 ha y producirán \$10 millones de valores neto actual. Si el terreno agrícola produce anualmente \$2,000/ha en rendimiento neto, ¿cuál alternativa se deberá escoger? (Suponer $i = 10$ por ciento y $n = 50$).

SOLUCIÓN:

El terreno no inundado se considerará como un beneficio, aunque se podría considerar, con la misma

⁴ P. Dasgupta, A. Sen y S. Marglin, *Guidelines for Project Evaluation*, en pub. 1972, págs. 33-35.

facilidad, al terreno inundado como un beneficio negativo. Según la ecuación 8-4, se define a B_1 como dólares y a B_2 como hectáreas. Si se desea hallar W_2 se puede estimar el número de dólares que vale una hectárea, descontando los beneficios netos futuros.

$$W_2 = 2000 [P/A, 10\%, 50] = 2000(9.9148) = \$19,830/\text{ha.}$$

Luego, para alternativa 1, $B_2 = 0$ (todo el terreno está inundado), y

$$B = 12,600,000 + 0 = \$12,600,000$$

Para la alternativa 2, $B_2 = 300$, y

$$B = 10,000,000 + (19,830)(300) = \$15,949,000$$

Por consiguiente, deberá escogerse la alternativa 2.

En las técnicas que se apoyan en una explicación progresiva de las preferencias, el planificador halla primero una solución no inferior y luego obtiene la reacción de quien toma las decisiones. El problema se modifica de acuerdo, y se inicia de nuevo, hasta hallar alguna regla para la terminación. Cohen y Marks consideran que dichas técnicas poseen una limitada aplicación en los problemas de recursos hidráulicos; no obstante, se recomienda consultar el trabajo de Benayoun⁵, en caso de que se desee mayor información.

Método de intercambio de valores sustitutos

Entre las técnicas populares de articulación previa se halla el método de intercambio de valores sustitutos (IVS) presentando por Haimés, Hall y Freedman⁶. Una ventaja de esta técnica estriba en el hecho de que tiene en cuenta la diferencia en la utilidad marginal, al comparar la cantidad de bene-

⁵ R. Benayoun, et al., "Linear Programming with Multiple Objective Functions Step Method (Stem), *Mathematical Programming* 1 (1971)

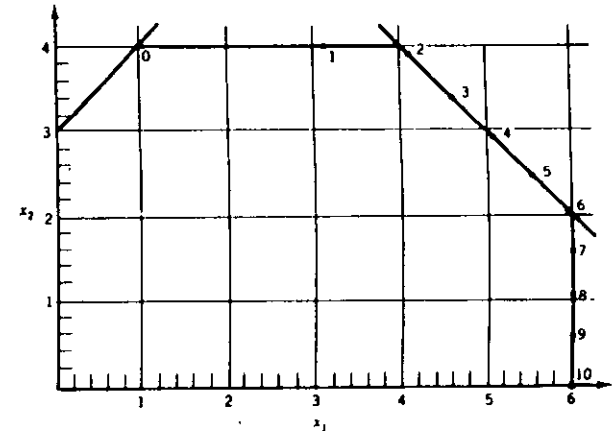
⁶ Haimés et al., op. cit. Se sigue la presentación en este libro

ficios intercambiados. Por ejemplo, un millonario estaría más dispuesto a cambiar \$1,000 por una hectárea, que un ciudadano corriente.

El método SWT (IVS) está diseñado para resolver problemas de programación lineal de objetivos múltiples. El conjunto no inferior se genera por la vía de la técnica de la restricción epsilon, o de la restricción ϵ . En primer lugar, el planificador halla los límites del conjunto no inferior optimizando cada objetivo por separado. Luego, se mantiene a un objetivo como la función objetivo, y los otros se convierten a restricciones. Cada restricción función objetivo se libera una a la vez, mediante un epsilon arbitrario ϵ . Cada vez que se libera la restricción función objetivo, ésta crea un nuevo PL, que deberá resolverse. Las variables duales de cada solución dan

los intercambios entre la función objetivo y la restricción-función objetivo. Cuando se haya terminado este proceso, quien toma las decisiones, asigna valores subjetivos a estas variables duales, o intercambios, revelando de esta manera la mejor solución de compromiso.

Esta técnica podrá parecer impresionante a primera vista, pero se puede dominar estudiando el ejemplo 8-3 y resolviendo unos cuantos problemas. Las variables duales proporcionan meramente formas de mostrar cuántas unidades de un objetivo (por ejemplo dólares) se intercambian por tantas unidades de otro objetivo (por ejemplo, terreno). **El método de la restricción ϵ .** Para generar el conjunto no inferior por el método de la restricción ϵ , se hallan primero por separado las soluciones óp-



Iteración	ϵ_i	z_1	z_2	x_1	x_2
0	0.0	-3.00	15.0	1.00	4.00
1	2.1	7.50	12.9	3.10	4.00
2	4.2	14.52	10.8	4.36	3.64
3	6.3	16.62	8.7	4.66	3.34
4	8.4	19.46	6.6	5.06	2.92
5	10.5	22.50	4.5	5.50	2.50
6	12.6	25.44	2.4	5.92	2.08
7	14.7	26.85	0.3	6.00	1.58
8	16.8	27.90	-1.8	6.00	1.05
9	18.9	28.95	-3.9	6.00	0.52
10	21.0	30.00	-6.0	6.00	0.00

Figura 8-5. Conjunto no inferior, según ha sido generado por el método de la restricción ϵ

timas correspondientes a cada una de las funciones objetivo; luego se elige una de ellas como la función objetivo Z_1 , y otra como la restricción Z_2 . Se halla Z_1 para Z_2^* , $Z_1[Z_2^*(x)]$ (o sea, el valor de Z_1 en el punto óptimo de Z_2); se divide la diferencia $Z_1^* - Z_1[Z_2^*(x)]$ en unos 10 intervalos. Cuando el PL se haya resuelto 10 veces, se libera la restricción en un ϵ hasta que se llegue al valor de Z_1^* .

EJEMPLO 8-3

Generación de un conjunto no inferior por el método de restricción ϵ

Generar el conjunto no inferior por el método de restricción para el problema descrito por la ecuación 8-2, e ilustrado en la figura 8-3, el cual era

$$\text{Máx } Z_1 = 5x_1 - 2x_2 \text{ y } Z_2 = -x_1 + 4x_2$$

sujeto a

$$\begin{aligned} -x_1 + x_2 &\leq 3 \\ x_1 + x_2 &\leq 8 \\ x_1 &\leq 6 \\ x_2 &\leq 4 \\ x &\geq 0 \end{aligned}$$

SOLUCIÓN

En primer lugar, al hallar la solución por separado de cada una de las funciones objetivo, se obtiene

$$Z_1^* = 30 \text{ cuando } x_1^* = 6 \text{ y } x_2^* = 0 \quad (8-5)$$

$$Z_2^* = 15 \text{ cuando } x_1^* = 1 \text{ y } x_2^* = 4 \quad (8-6)$$

En segundo lugar, para hallar $Z_2 [Z_1^*(x)]$, se resuelve Z_2 para $X_1 = 6$ y $X_2 = 0$, obteniendo

$$Z_2 = -6 + (4)(0) = -6 \quad (8-7)$$

En tercer lugar, se divide $Z_1^* - Z_1[Z_2^*(x)]$ por 10, para obtener ϵ , o sea

$$\epsilon = \frac{15 - (-6)}{10} = 2.1 \quad (8-8)$$

Se comienza ahora a resolver la serie de funciones de PL según se mueve la restricción Z_2 desde (1, 4) hasta (6, 0), a lo largo de la frontera de la región factible. La función de PL resulta ser

$$\text{Max } 5x_1 - 2x_2 \quad (8-9)$$

sujeto a

$$\begin{aligned} -x_1 + 4x_2 &\geq 15 - \epsilon_1 \\ -x_1 + x_2 &\leq 3 \\ x_1 + x_2 &\leq 4 \\ x_1 &\leq 6 \\ x_2 &\leq 4 \\ x &\geq 0 \end{aligned}$$

en donde $\epsilon_1 = \epsilon_{i-1} + \epsilon$. Para $\epsilon_0 = 0$, se tiene la solución de $Z_1 [Z_2^*(x)]$ para $\epsilon_1 = +2.1$. Se notará que se permite así que Z_1 se mueva hasta su máximo valor. La restricción Z_2 resulta ser ahora

$$-x_1 + 4x_2 \geq 12.9$$

La solución resulta ser entonces

$$Z_1 = 7.5 \text{ con } x_1^* = 3.1 \text{ y } x_2^* = 4$$

La restricción Z_2 resulta ser ahora

$$-x_1 + 4x_2 \geq 10.8$$

y así sucesivamente. Se muestra en la figura 8-5 el conjunto no inferior terminado en el espacio de decisiones y en la figura 8-6 se muestra el conjunto no inferior en el espacio objetivo (en donde las funciones objetivo resultan ser los ejes).

Cuando haya más de dos funciones objetivo, será preciso generar el conjunto no inferior entre cada par; así, tres funciones objetivo necesitarían tres relaciones, iguales a las generadas en el ejemplo anterior. Se notará asimismo, que no se tiene manera de conocer lo adecuado del tamaño de ϵ antes de resolver el problema. En el ejemplo anterior habla mucho más espacio (ΔF_1 y ΔF_2 mayores) para las dos primeras iteraciones que para el resto. Es necesario generar puntos adicionales para llenar dichos vacíos.

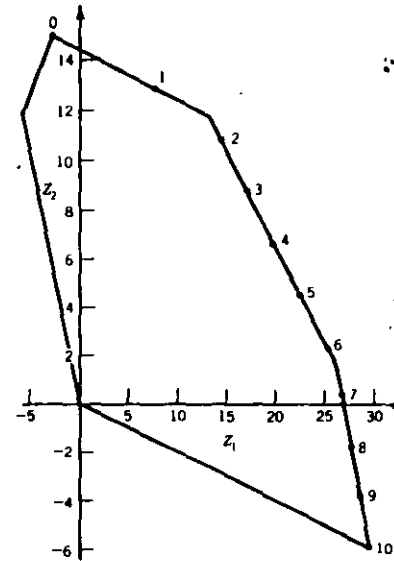


Figura 8-6. Conjunto no inferior en el espacio objetivo.

Cómo hallar la función de intercambio. Para ilustrar cómo se halla la mejor solución de compromiso, se toman dos objetivos comensurables $F_1(x) = (x - 2)^2$ y $F_2 = 2 + x^2$ en cuyo caso la función objetivo total es (véase figura 8-7)

$$\text{Mín } F_1(x) + F_2(x) \quad (8-10)$$

$$\text{Mín}(x - 2)^2 + 2 + x^2$$

Para hallar el mínimo, se deriva simplemente con respecto a x , lo que da:

$$\frac{dF_1}{dx} + \frac{dF_2}{dx} = 0$$

Por consiguiente, el óptimo x^* aparece con $x^* = 1$, más generalmente, cuando $dF_1/dF_2 = -1$. Ahora bien, dF_1/dF_2 es la relación de intercambio entre los dos objetivos, de manera que el aumento de una unidad en $F_1(x)$ causa una disminución de

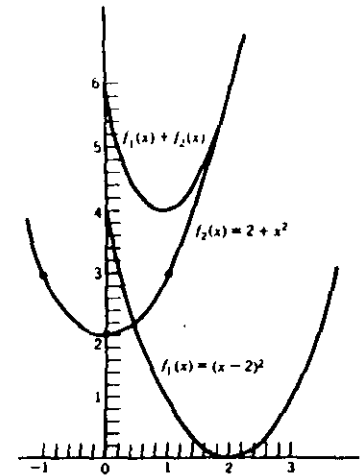


Figura 8-7. Minimización de dos funciones comensurables.

una unidad en $F_2(x)$. Si $F_1(x)$ y $F_2(x)$ están en diferentes unidades (o sea, son incommensurables) la relación dF_1/dF_2 seguirá siendo la relación de intercambio T_{12} . Si se pudiera asignar un valor a T_{12} (no importa cuán subjetivo) —por ejemplo, W_{12} — se estaría en efecto comensurando los dos objetivos. Esto constituye el *quid* del método de intercambio de valores sustitutos.

Para cada intercambio, quien tome las decisiones deberá decidir el valor relativo del intercambio W_{12} (el valor sustituto y no el valor real). La ventaja de la función W_{12} de valor sustituto es que quien tome las decisiones sólo necesitará decidir si el intercambio es conveniente o no (una decisión relativa) y que no tiene que asignar valores absolutos (lo cual constituiría el valor "verdadero"). Si el intercambio es deseable, W_{12} es positiva; si no, $W_{12} = 0$. Se adquiriría mayor información si quien toma las decisiones expresara a W_{12} como un número: así, un valor de W_{12} igual a 5 sería preferible a un valor de W_{12} igual a 3. En este caso, 5 es meramente preferible a 3 lexicográficamente —no se trata de una medida de relación.

Quienes toman las decisiones consideran los intercambios en orden, por ejemplo, descendiendo por la lista de la figura 8-5, hasta que resultan indiferentes ($W_i = 0$). Puede haber varios intercambios para los cuales $W_i = 0$; estos definen la banda de indiferencia. Por debajo de esta banda, los valores de W_i serán negativos. La banda de indiferencia define a la mejor solución de compromiso.

La función de intercambio, T_{ij} , equivale al multiplicador de Lagrange, o a la variable dual; por consiguiente, se puede hallar a T_{ij} , ya sea generando las variables duales en cada iteración, o calculando F/F_j . Se aplicará el método de intercambio de valores sustitutos a un problema presentado como ejemplo en la sección 8-3.

8-3 PRÁCTICA DE LA EVALUACIÓN

Principios generales

Se deberán tener presentes cuatro principios fundamentales, pero que con frecuencia se omiten en la evaluación.

1. Comparar los impactos futuros con la alternativa, con los impactos futuros sin la alternativa (o sea, el principio de "con" y "sin"). Algunos planificadores han comparado los impactos proyectados de una alternativa después de que ha sido ejecutada, con las condiciones antes de que se ejecutara. Esta comparación podría expresar incorrectamente los beneficios, en el caso de que ciertas tendencias estuvieran ya en operación, antes de que se emprendiera el proyecto. Por ejemplo, si ya existieran incrementos anuales en la producción agrícola, un proyecto de irrigación podría ser causa de que la producción aumentara todavía más; pero atribuir todo el aumento en el rendimiento en algún momento futuro al proyecto de irrigación, sería exagerar los beneficios.
2. Considerar todas las externalidades significativas —o sea, todas las ramificaciones de las alternativas fuera del proyecto. Para hacer esto, deberá definirse primero el área (geografía, política, etc.) que esté directamente incluida en el

proyecto de planeación. Los efectos de la ejecución del proyecto sobre las áreas exteriores se llaman externalidades. En algunos estudios, se han añadido economías externas que aumentan los beneficios; y se han despreciado las diseconomías externas que aumentan los costos. Se deberá ser consistente, e incluir en la evaluación todas las externalidades directas (o primarias). En muchas áreas, las diseconomías externas están controladas por leyes; de tal manera que una alternativa de costo mínimo para una región, no se convierte en costo adicional (una diseconomía externa) en otra área. Este es el caso, por ejemplo, de lo que sucede con las leyes contra la contaminación.

3. Evaluar las alternativas para obtener una flexibilidad futura. Esto constituye una de las mejores maneras mediante las cuales un planificador puede tratar con el riesgo y la incertidumbre (siendo el riesgo el futuro con probabilidades conocidas y la incertidumbre, el futuro con probabilidades desconocidas). Se deberá tener cuidado de examinar cuidadosamente si las futuras opciones podrían ser destruidas por estructuras irreversibles.
4. Llevar a cabo análisis de sensibilidad. Por ejemplo, un plan que tiene beneficios netos más bajos que otro plan, pero que es más insensible al tamaño de la población futura, podría ser preferible en un área sometida a cambios rápidos.

Evaluación económica

La meta generalmente aceptada en la mayor parte de los proyectos es la de maximizar el bienestar social. Esta meta no sólo es difícil de cuantificar, sino que es también difícil de definir. Se puede aproximarla, maximizando los beneficios netos. Muchos planificadores han cuantificado los beneficios de la recreación mediante precios sustitutos (por ejemplo, el dinero que se gasta en viajar hasta un lugar determinado),⁷ mientras que otros han considera-

⁷ L. Merewitz, "Recreational Benefits of Water Resources Development, Water Resources Research," *Water Resources Research* 2 (octubre-diciembre, 1966), 1148-1157.

Tabla 8-2. Métodos de evaluación económica en diferentes situaciones

	Valor neto al presente	Comparación del costo anual	Tasa de rendimiento	Relación beneficio/costo
1. Beneficios fijos, minimizar costos	C mínimo	B mínimo anual	ROR máximo	B/C máxima
2. Costos fijos, maximizar beneficios	B máximo	B máximo anual	ROR máximo	B/C máxima
3. Tanto los costos como los beneficios pueden variar	$(B - C)$ máximo	$(B - C)$ máximo anual	ROR máximo	B/C máxima
4. Presupuesto limitado, jerarquizar las alternativas (selección de programa)				Utilizar los métodos para preestimar el capital

do como no cuantificables a los beneficios de la recreación.

Método de evaluación: Son cuatro las situaciones que requieren evaluación económica, y son cuatro los métodos de evaluación, como se muestra en la tabla 8-2. Las tres primeras situaciones son similares.

A continuación se presentan los cuatro métodos utilizados para realizar el análisis económico, correspondientes a las tres primeras situaciones. el valor presente neto (NPW), en el cual los beneficios y los costos se comparan en dólares a presente; la comparación de costos anuales (ACC), en el cual los beneficios y los costos se comparan en dólares anuales; la tasa de rendimiento (ROR), que da el interés al cual los beneficios al presente igualan a los costos al presente y la relación beneficio/costo (B/C), en la cual los beneficios se dividen por los costos (véase la tabla 8-2).

En el apéndice A se repasan los métodos estándares de descuento y el valor del dinero en el tiempo; además, están bien documentados en la mayoría de los textos de ingeniería económica⁸. A veces se hace referencia al método NPW , como la maximización de los beneficios netos, $Max (B - C)$. Se recordará que el método NPW trae a todos los beneficios y costos al valor presente (los descuenta hasta el tiempo cero) y resta los costos de los beneficios. La alternativa con el mayor valor neto al presente resulta ser la más económica. Los resultados de los

⁸ Véase, por ejemplo, E. L. Grant, W. G. Ireson y R. S. Levenworth, *Principles of Engineering Economy*, 6a ed (Nueva York, John Wiley, 1976), N. N. Berish, *Economic Analysis for Engineering and Managerial Decision-Making* (Nueva York: McGraw-Hill, 1962); y D. G. Newman, *Engineering Economic Analysis* (San Jose: Engineering Press, 1976).

métodos NPW y ACC difieren de los resultados de la maximización de ROR y B/C, a menos que el planificador tenga cuidado de utilizar el análisis por incremento².

Situación 1: Hallar, con beneficios fijos, la alternativa que minimice el costo. Cuando los beneficios no se miden en dólares, esta situación se conoce también como la efectividad del costo.

EJEMPLO 8-4

Evaluación económica con beneficios fijos

Se ha pedido a un ingeniero que realice un estudio de planeación local de ejecución de control de avenidas, en el cual el área urbana estudiada ha de recibir protección de la avenida del 2 por ciento (50 años). (Se ha informado al cliente que éste podrá no ser el objetivo más económico, pero en vano.) Contando con una considerable participación pública, se han propuesto tres alternativas.

1. Un embalse para el control de avenidas que costaría \$10.6 millones, con costos anuales de operación y mantenimiento de \$1,000.
2. Un sistema de diques, con un costo de \$5.2 millones, y costos anuales de operación y mantenimiento de \$90,000.
3. Mejoras en el canal, que incluyen protección de las avenidas; cuyo costo sería de \$6.1 millones, con costos anuales de operación y mantenimiento de \$8,000.

Evaluar las alternativas con una tasa de descuento de un 10 por ciento, y vidas económicas uniformes de 50 años.

SOLUCIÓN

Debido a que los beneficios están fijos, la persona que tome la decisión elegirá con toda probabilidad la alternativa de costo mínimo; por consiguiente, se calculará el valor al presente de todos los costos, $[P/A, 10\%, 50] = 9.9148$.

² D G Newman, *op cit*, págs 141-156

$$\begin{aligned} \text{Alt. 1:} & 10,600,000 + 1000(9.9148) = \$10,610,000 \\ \text{Alt. 2:} & 5,200,000 + 90,000(9.9148) = \$6,092,000 \\ \text{Alt. 3:} & 6,100,000 + 8000(9.9148) = \$6,179,000 \end{aligned}$$

A pesar de que la alternativa dos es menos costosa que la alternativa tres, sus valores están suficientemente cercanos para que se puedan utilizar factores no económicos (no cuantificables) para tomar la decisión.

Situación 2: Hallar, con costos fijos, la alternativa que maximice los beneficios. En este caso, se le podría marcar un presupuesto al ingeniero, con la indicación de que diseñe el mejor sistema con el dinero suministrado.

EJEMPLO 8-5

Evaluación económica con costos fijos

La situación es la misma que la descrita en el ejemplo 8-4, excepto que en lugar de especificar el grado de protección deseado, el cliente ha destinado un presupuesto de \$8 millones, con la premisa de lograr la mayor protección que sea posible contra las avenidas con esta cantidad de dinero. Se debe estimar que se puede construir un embalse de pequeñas dimensiones, que produzca un beneficio neto anual de \$600,000. El sistema de diques que se puede construir con el presupuesto, producirá un beneficio anual de \$700,000; finalmente, la alternativa de protección contra las avenidas, mediante las mejoras en el canal, producirá un beneficio anual de \$800,000. ¿Cuál de las tres alternativas sería recomendable, si todas tienen una vida económica de 50 años? Utilizar una tasa de descuento del 10 por ciento.

SOLUCIÓN

A pesar de que parece obvio que la tercera alternativa es la mejor, ninguna de ellas proporciona un valor neto al presente positivo. Considerar la alternativa tres.

$$\begin{aligned} \text{Valor al presente del beneficio} & - \$800,000(9.9148) = 7,932,000 \\ B - C & = -\$68,000 \\ & = \$ 7,932,000 \end{aligned}$$

Esto no quiere decir que la persona responsable de las decisiones abandonará el proyecto, pero ciertamente indica que se deberá contar con algunos beneficios no económicos que justifiquen la ejecución de las mejoras en el canal.

Situación 3: Hallar, con beneficios y costos variables, la alternativa que maximice los beneficios netos.

EJEMPLO 8-6:

Evaluación económica con beneficios y costos variables

Se realiza un estudio de planeación de ejecución del sistema de abastecimiento de agua para una ciudad pequeña. La alternativa uno consiste en un sistema de agua superficial, con un costo de construcción de \$10,000 durante tres años, comenzando en el tiempo cero. Los beneficios se inician en \$5,000 al final del año tres y aumentan linealmente hasta

\$6,000 al final del año 10, en donde se mantienen constantes durante los 40 años siguientes (la vida económica es de 50 años). Los costos de operación y mantenimiento son de \$1,000 al año.

La alternativa dos es un sistema de agua subterránea que cuesta \$25,000 en el tiempo cero y tiene costos anuales de operación y mantenimiento de \$500; y beneficios anuales de \$5,000 (los cuales comienzan al final del año uno). La vida económica del sistema de agua subterránea es de 25 años. Evaluar las dos alternativas si la tasa de descuento es de 10 por ciento.

SOLUCIÓN

Como la vida económica del sistema de agua subterránea difiere de la correspondiente al sistema de agua superficial, ambos sistemas deberán convertirse al mínimo común múltiplo de 50 años. Esto se puede efectuar fácilmente repitiendo el sistema de agua subterránea para el año 25.

Para la alternativa uno (véase la figura 8-8),

$$\begin{aligned} B & = 5000[P/A, 10\%, 48] + 125[P/C, 10\%, 8] + 1000[P/F, 10\%, 10] \\ & - (5000)(9.8969)(0.8264) \end{aligned}$$

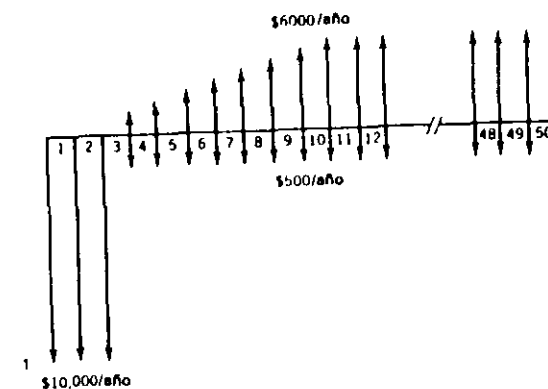


Figura 8-8. Diagrama alternativo de flujo de efectivo

$$\begin{aligned}
 &+ (125)(16.0278)(0.8264) \\
 &+ (1000)(9.7791)(0.3855) \\
 &= \$46,320 \\
 C &= 10,000 + 10,000[P/A, 10\%, 2] \\
 &+ 500[P/A, 10\%, 48][P/F, 10\%, 2] \\
 &= 10,000 + (10,000)(1.7355) \\
 &+ (500)(9.8969)(0.8264) \\
 &= \$31,444 \\
 B - C &= 46,320 - 31,444 = \$14,867
 \end{aligned}$$

Para la alternativa 2 (véase figura 8-9),

$$\begin{aligned}
 B - C &= 5000[P/A, 10\%, 50] - 25,000 \\
 &- 24,000[P/F, 10\%, 25] \\
 &- 200[P/A, 10\%, 50] \\
 &= (5000)(9.9148) - 25,000 \\
 &- (24,000)(0.0923) \\
 &- (200)(9.9148) \\
 &= 49,574 - 29,198 = \$20,376
 \end{aligned}$$

Descartando las consideraciones no económicas de peso, el responsable de la decisión elegirá, con toda probabilidad, la alternativa dos.

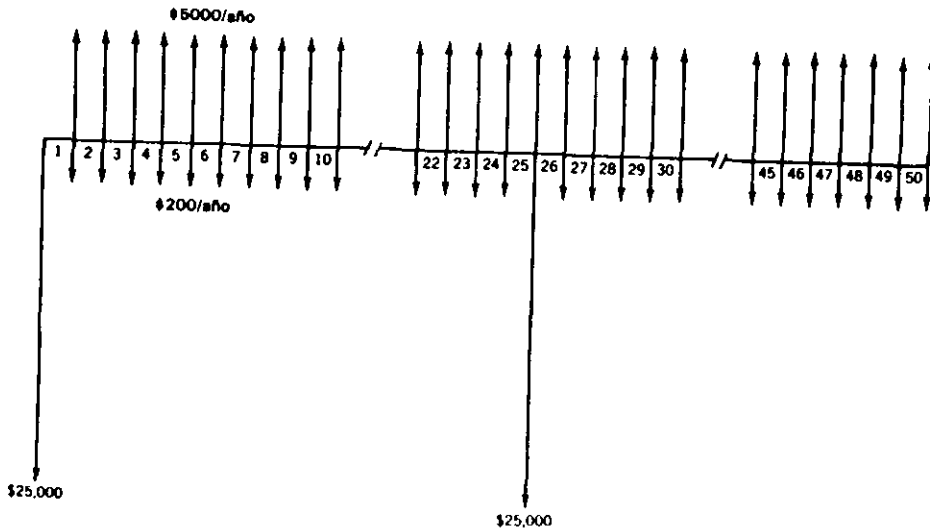


Figura 8-9. Alternativa 2 del diagrama de flujo de efectivo.

Situación 4: Seleccionar, con un presupuesto limitado, la combinación más económica de las alternativas. En este caso, quien toma las decisiones desea que las alternativas se ordenen según la tasa de rendimiento, con objeto de maximizar el rendimiento dentro de la restricción del presupuesto. Esta situación que confronta frecuentemente a los legisladores gubernamentales y a los países en vías de desarrollo, se conoce también como la selección del programa o presupuesto del capital (véase la tabla 8-2).

EJEMPLO 8-7:
Evaluación económica con un presupuesto limitado

Se deberá recomendar un estudio de ejecución por sectores (de recursos hidráulicos) el mejor uso del presupuesto limitado de una ciudad pequeña, que es por \$14,000. Existen dos alternativas, cada una de las cuales se puede elaborar de varios tamaños. Los beneficios de la alternativa de control de avenidas (los diques), y la alternativa del suministro de agua (pozos), se muestran en la figura 8-10. Todos los beneficios y costos están expresados en dólares actuales. El costo del sistema de control de avenidas varía con la altura del dique (suponer que la altura se expresará en metros, sin fracciones). Luego,

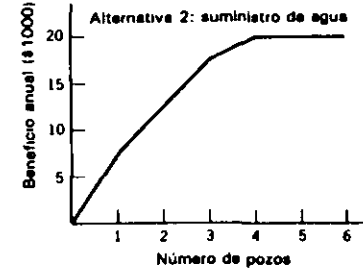
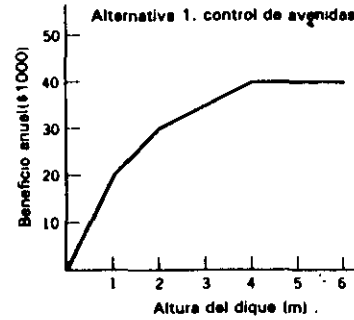


Figura 8-10. Funciones de beneficio del ejemplo 8-7.

Se deberá recomendar un estudio de ejecución por sectores (de recursos hidráulicos) el mejor uso del presupuesto limitado de una ciudad pequeña, que es por \$14,000. Existen dos alternativas, cada una de las cuales se puede elaborar de varios tamaños. Los beneficios de la alternativa de control de avenidas (los diques), y la alternativa del suministro de agua (pozos), se muestran en la figura 8-10. Todos los beneficios y costos están expresados en dólares actuales. El costo del sistema de control de avenidas varía con la altura del dique (suponer que la altura se expresará en metros, sin fracciones). Luego,

$$C = 2.5 + h_2 \quad (8-11)$$

en donde C es el costo del valor al presente en \$1,000, y h es la altura en metros. El costo de la alternativa de suministro de agua subterránea es de \$2,500 por pozo. ¿Cómo se deberá gastar el presupuesto de la ciudad a fin de maximizar el valor neto al presente?

SOLUCIÓN

Cada ampliación de una alternativa se puede considerar como una alternativa separada. Así, la mejor solución económica es la de emplear el presupuesto disponible en la ampliación por incrementos que tenga el mayor incremento en la relación beneficio/costo, ΔBCR (o ΔROR). Esto equivale a distribuir cada incremento haciendo disminuir a ΔBCR , hasta que se gaste el presupuesto.

Los valores de ΔBCR correspondientes a cada alternativa se muestran en la tabla 8-3, y ordenados en forma descendente, en la tabla 8-4. Se notará que

la solución económica óptima consiste en construir diques de 2 m de alto y perforar tres pozos. Si no hubiera restricciones en el presupuesto, los diques se construirían con una altura de 3 m, y se perforarían cuatro pozos con un costo total de \$21,500.

Se notará además que este problema no presenta ningún "sobrante" —o sea, que el presupuesto disponible se gasta en su totalidad, junto con la última expansión del incremento. Cuando sobre algún dinero, puede que sea posible alcanzar mayores beneficios netos ejecutando una alternativa rechazada que tiene un costo mayor (gastando todo el presupuesto total), pero con un valor menor de ΔBCR . Se puede determinar si este es el caso, ya sea probando diferentes combinaciones o aplicando programación lineal entera.

Se hace necesario jerarquizar los proyectos cuando una restricción presupuestal limite el número de proyectos económicamente provechosos que se pudieran elaborar. La jerarquización de los proyectos sólo por medio del ROR podría arrojar resultados que son inconsistentes con la jerarquización de los proyectos por B/C. Los proyectos con bajas relaciones de operación y mantenimiento (O) con respecto a inversiones fijas (K) son favorecidos por el criterio B/C, y los proyectos con altas relaciones O/K son favorecidos por el método ROR. En la tabla 8-5 se jerarquizan varios proyectos reales de recursos hidráulicos con diferentes relaciones O/K, tanto por B/C como por el ROR.

Tabla 8-3. Relaciones entre el beneficio y el costo correspondientes a cada incremento en la altura de la cortina

Altura (m)	Alternativa de control de avenidas					Núm. de pozos	Alternativa de suministro de agua				
	B	ΔB	C	ΔC	ΔB/ΔC		B	ΔB	C	ΔC	ΔB/ΔC
1	20	20	3.5	3.5	5.7	1	7,500	7,500	2,500	2,500	3
2	30	10	6.5	3	3.3	2	12,500	5,000	5,000	2,500	2
3	35	5	11.5	5	1	3	17,500	5,000	7,500	2,500	2
4	40	5	18.5	7	0.7	4	20,000	2,500	10,000	2,500	1
5	40	0	27.5	9	0	5	20,000	0	12,500	2,500	0
6	40	0	38.5	11	0						

Desde otra perspectiva, se puede suponer en el método ROR que el capital, en el sentido estricto de dicho término, constituye la única restricción. En el método de la relación B/C, se puede suponer que todos los recursos gastados por el gobierno federal son restringidos¹⁰. James y Lee¹¹ indican otros métodos sugeridos para la jerarquización de los proyectos, como también lo hacen Weingartner¹² e Ignizio¹³.

Requerimientos de datos. Es preciso recolectar cuatro tipos principales de datos (véase capítulo 5).

1. El área que se ha de considerar.
2. Los costos y beneficios.
3. La tasa de descuento.
4. El período de análisis.

El "área que se ha de considerar" se refiere no solamente a los límites geográficos o ambientales del estudio, sino también a los límites económicos

¹⁰ O Eckstein, *Water Resources Development: The Economics of Project Evaluation* (Cambridge, Mass: Harvard University Press, 1958); págs. 55-65. Se supone además que el denominador incluye los costos federales y que los otros costos, tales como los gastos locales están incluidos en el numerador, como beneficios negativos.

¹¹ D. L. James y R. R. Lee, *Economics of Water Resources Planning* (Nueva York: McGraw-Hill, 1971).

¹² H. M. Weingartner, *Mathematical Programming and the Analysis of Capital Budgeting Problems* (Englewood Cliffs, N.J.: Prentice-Hall, 1963).

¹³ J. P. Ignizio, "An Approach to the Capital Budgeting Problem with Multiple Objectives," *The Engineering Economist* 21 (verano de 1976): 259-262.

Tabla 8-4. Jerarquización en orden descendente de las razones incrementales de beneficio/costo

Alternativa y tamaño	ΔBCR	Σ Costos (\$1,000)
F/C - 1	5.7	3.5
F/C - 2	3.3	6.5
WS - 1	3	9.0
WS - 2	2	11.5
WS - 3	2	14.0 (presupuesto máximo)
WS - 4	1	16.5
F/C - 3	1	21.5

—en otras palabras, quién paga el costo, y quién recibe los beneficios (la condición de "rendir cuentas").

Evaluación ambiental

Categorías de los efectos benéficos adversos. No todos los cambios efectuados en el ambiente son malos. El libro de la WRC, *Principles and Standards*, sugiere mostrar los impactos benéficos y adversos sobre las siguientes cuatro categorías ambientales¹⁴.

1. Los espacios abiertos y las áreas verdes; los ríos vírgenes y escénicos, los lagos, playas, costas, montañas y áreas silvestres, los estuarios, y otras áreas de belleza natural.
2. Los recursos arqueológicos, históricos, biológicos y geológicos; y los sistemas ecológicos escogidos.

¹⁴ Water Resources Council, op. cit., pág. 8.

Tabla 8-5. Comparación de dos criterios de inversión

Nombre del proyecto	Tipo de proyecto	O/K	B/C	ROR (por ciento)	Rango	
					B/C	ROR
Rice Creek, FL	Navegación fluvial	0.017	3.58	15.3	1	4
Bejhaven Harbor, NC	Mejoras en los puertos de abrigo	0.034	2.42	12.4	2	5
Cuenca del Río Brazos	Mejoras y control de avenidas en la cuenca	0.088	2.42	19.7	2	3
Dauphin Island Bay, FL	Mejoras en el puerto	0.111	2.34	22.0	4	2
Proyectos Colbran, CO	Usos múltiples, especialmente en la irrigación y la energía	0.009	2.34	7.4	4	7
Sakonnet Harbor, RI	Mejoras en el puerto	0.022	2.12	7.8	6	6
Cuenca Green River, KY y TN	Mejoras en el río y en el puerto	0.075	1.71	22.9	7	1
Red River, AK	Control de avenidas	0.014	1.23	5.5	8	8
Río Hackensack, NJ	Mejoras en el río y en el puerto	0.016	1.19	5.1	9	9

Fuente: Eckstein, *Water Resources Development*

3. La calidad del agua, del suelo y de los recursos del aire.
4. Los compromisos irreversibles de los recursos, para usos futuros.

Método de evaluación

El aspecto más sencillo de la evaluación ambiental es la cuantificación de la cantidad de terreno o millas de río que serán realizados o degradados. Es mucho más difícil asignar un valor monetario de dichos números. Por consiguiente, el libro de la WRC, *Principles and Standards*, sugiere que los planificadores muestren los impactos, y juzguen subjetivamente sus beneficios netos, junto con los otros objetivos.

En un método para evaluar los objetivos ambientales, sugerido por el USCG,¹⁵ el planificador comienza con una matriz que contenga todos los elementos mostrados en la figura 4-28. Cada columna representa una acción propuesta, y cada renglón representa una condición existente del ambiente. La primera etapa consiste en verificar cada acción aplicable. Luego, descendiendo por la columna verificada, el planificador marca cada condición del ambiente afectada por la acción, colocando una diagonal en el cuadro, como se muestra en las tablas

¹⁵ L. B. Leopold et al., *A procedure for Evaluating Environmental Impact*. Geological Survey, Circular G 45, Washington, D.C., 1971.

8-6 y 8-7. A continuación se coloca un número del 1 al 10, sobre la diagonal, a fin de indicar la magnitud relativa del impacto. Se supone que el impacto es negativo, a menos que un signo más preceda al número; luego se coloca un número del 1 al 10, debajo de la diagonal para indicar la importancia relativa del impacto. El planificador puede entonces construir una matriz reducida, utilizando solamente las acciones e impactos aplicables, como se muestra en el ejemplo 8-8. Las descripciones de los impactos constituyen la base del diagnóstico de impacto ambiental.

Ejemplo 8-8: Evaluación ambiental

Se lleva a cabo un plan regional de ejecución para la navegación, el cual cuenta con dos alternativas. La alternativa uno propone la construcción de un canal para buques que evita una porción no navegable del río. La alternativa dos propone el dragado del canal del río, una operación que sería necesaria repetir cada año.

Son tres las acciones incluídas en la alternativa uno que impactan al ambiente. En primer lugar, sería necesario excavar el canal a través de un pantano que es uno de los dos sitios que quedan, donde podría anidar una importante población de aves acuáticas. En una tercera parte de sus 500 ha, el pantano sería "destruido" —rellenado y canalizado. Además, el canal para los buques sería causa de un importante aumento en el uso de botes de recreo, e introduciría el tráfico oceánico al nuevo puerto. Finalmente, la construcción generaría aproximadamente 5,000 toneladas de sedimentos, y después de su terminación se crearía una ligera cantidad de sedimento (200 ton/año), según se limpie anualmente el canal.

Con la alternativa dos, el dragado anual produciría 8,000 toneladas estimadas de sedimento al año que se vertería en una bahía importante, perjudicando las industrias pesqueras y de mariscos. El departamento de pesca y vida silvestre ha estimado que los organismos bénticos disminuirían en un 30 por ciento, y la producción comercial de la pesca disminuiría asimismo en un 10 por ciento. La pesca

deportiva a lo largo del tramo de 50 km se reduciría en un 80 por ciento. Además, el impacto sobre los paseos en bote sería igual al de la alternativa uno.

SOLUCIÓN

Las tablas 8-6 y 8-7 son las matrices de impacto ambiental de las dos alternativas. Como ocurre en muchos casos, siempre será difícil evaluar las dos alternativas, puesto que el cliente deberá escoger entre perjudicar a las aves o perjudicar a la bahía. No obstante, parecería que el canal para los buques tendría una ligera ventaja, debido al hecho de que, a pesar de que hay más impactos ambientales negativos derivados del canal, no son tan severos o importantes como el efecto del dragado anual.

El bienestar social y la evaluación regional

Las obras *Principles and Standards* y *Principles and Guidelines*, incluyen los "beneficios sociales" y los "beneficios económicos regionales", como cuentas pero no como objetivos. Esta práctica ha sido criticada por dos razones. Primera, un planificador no federal podría considerar la cuenta social cuando menos tan importante como los objetivos económicos o ambientales. Segunda, los críticos han teorizado que la cuenta regional podría ser causada de una doble responsabilidad y fomentar desventajas externas. Se podría argüir, por ejemplo, que un proyecto que ayude al desempleo regional evitará que la sobreabundancia de mano de obra en dicha región se traslade a otra región en donde hay más empleos, disminuyendo así, de manera artificial, la movilidad del mercado de trabajo.

El libro *Principles and Standards* enumera los efectos sociales como se muestra a continuación¹⁶.

1. La distribución de los ingresos reales.
2. La vida, la salud y la seguridad.
3. La educación, la cultura y la recreación.
4. La preparación para las emergencias.

¹⁶ Water Resources Council, op cit, págs. 9-10.

Tabla 8-6. Matriz de impacto ambiental de la alternativa uno (canal para buques)

	A.h Modificación de la canalización regional	E.f Alteraciones en el terreno—Relleno de los pantanos	G.d Cambios—Tráfico embarques
A. Características físicas—el terreno únicas en su género			
1.F Características físicas	9	6	
2.d Calidad del agua	3	8	2
4.c Deposition de los procesos	4	1	1
B. Condiciones biológicas			
2.a Las aves	5	6	8
2.c Peces y mariscos	6	1	3
2.d Organismos bénticos	6	1	1
C. Factores culturales			
1.b Terrenos húmedos	6	6	4
2.c Paseos en bote	9	7	9

Tabla 8-7. Matriz de impacto ambiental de la alternativa dos (dragado)

	B.j Transformación del terreno — Dragado del canal	G.j Cambios en el tráfico, en los embarques
A. Características físicas		
2.d Calidad del agua	8	7
B. Condiciones biológicas		
2.c Peces y mariscos	4	6
2.d Organismos bénticos	7	8
C. Factores culturales		
2.c Paseos en bote	+9	7

NOTA. Los números (1-10) por encima de la diagonal indican la magnitud del impacto; y los números por debajo de la diagonal indican la importancia del impacto. Un signo "+" que precede a un número significa que el impacto es provechoso, de otro modo, es adverso. Los encabezados de las columnas y las filas han sido tomados de la figura 4-28.

Tabla 8-8. Resumen de la comparación de dos planes alternativos

Responsabilidad	Plan B	Plan recomendado	Diferencia (El plan recomendado menos el Plan B)
Desarrollo económico nacional			
Efectos benéficos	\$5 millones	\$8 millones	\$3 millones
Efectos adversos	\$5 millones	\$6 millones	\$1 millón
Efectos benéficos netos	0	\$2 millones	\$2 millones
Ambiental			
Efectos benéficos y adversos			
A. Espacios abiertos y áreas verdes, lagos			
	A. Crea un lago con una superficie de 3000 acres, 60 millas de márgenes y una profundidad de 70 pies; con agua de alta calidad y excelente acceso	A. Crea un lago con una superficie de 3,500 acres, 70 millas de márgenes y una profundidad de 70 pies; con agua de alta calidad y excelente acceso	A. Crea un lago que sobrepasa en 500 acres de superficie a los citados anteriormente, con 10 millas de márgenes y 10 pies de profundidad. Cualquiera de los planes proporcionaría agua de alta calidad y un acceso excelente
		Inunda 3,500 a de espacio abierto y áreas verdes, de 10 millas de longitud y 0.5 millas de ancho, situado a lo largo de la corriente de agua y cerca de la ciudad	Inunda 3,500 a de espacio abierto y áreas verdes, de 10 millas de longitud y 0.5 millas de ancho, situado a lo largo de la corriente de agua y cerca de la ciudad
B. Recursos arqueológicos			
	B. Inunda lugares reconocidos históricos/arqueológicos		B. No inunda lugares históricos/arqueológicos reconocidos
Desarrollo regional			
Componentes - región			
A. Ingresos			
Efectos benéficos	\$5 millones	\$6.8 millones	\$1.8 millones
Efectos adversos	\$3 millones	\$3.55 millones	\$ 555,000
Efectos benéficos netos	\$2 millones	\$3.25 millones	\$1.25 millones
B. Efectos benéficos de los empleos			
Empleos en el proyecto de construcción	1300 empleos semicalificados, durante 3 años	1200 empleos semicalificados durante cuatro años	100 empleos semicalificados perdidos durante

Tabla 8-8. (Continuación)

Responsabilidad	Plan B	Plan recomendado	Diferencia (El plan recomendado menos el Plan B)
			tres años, pero 200 empleos semicalificados ganados durante 1 año
Efectos adversos			
Empleos en las actividades relacionadas con el proyecto	1.15 empleos semicalificados permanentes	1.50 empleos semicalificados permanentes	1. + 35 empleos semicalificados permanentes
Bienestar social			
A. La vida, la salud y la seguridad			
	B. Proporciona protección a la ciudad contra una avenida de 100 años	B. Proporciona protección a la ciudad contra una avenida de 50 años	B. No proporciona protección a la ciudad contra una avenida de 100 años; proporciona protección a la ciudad contra una avenida de 50 años
B. Oportunidades educacionales, culturales y recreativas			
	C. Crea una diversidad de oportunidades recreativas al proveer a) paseos en bote para 7500 personas-días; b) pesca para 4000 personas-días; y c) meriendas al aire libre para 20,000 personas-días	C. Crea una diversidad de oportunidades de recreación al proveer a) paseos en bote para 10,000 personas-días; b) pesca para 5000 personas-días; y c) 20,000 meriendas al aire libre para 20,000 personas-días	C. + 2500 personas-días para paseos en bote y + 1000 personas-días para pesca
C. Preparación para emergencias			
	D. El plan requeriría utilizar el rendimiento óptimo sostenido de recursos hidráulicos basados en el agua subterránea a fin de prestar servicios a una población anticipada durante los próximos 300 años, con un potencial de sobrecarga de la capacidad de los sistemas de recursos hidráulicos	D. Proporciona x kw de capacidad de generación de energía hidroeléctrica, situada centralmente en la región, la cual requeriría importación de carbón en el caso de plantas térmicas convencionales	D. No requiere el uso del rendimiento óptimo sostenido de los recursos del agua subterránea; proporciona x kw de capacidad generadora de energía hidroeléctrica

El bienestar social, al que muchos consideran como la cuenta más importante, es probablemente, el más difícil de medir. También es difícil de definir. Otro problema adicional consiste en que el bienestar social (dependiendo de cómo se defina ese término) no es independiente del desarrollo económico ni del ambiente.

Métodos de comparación para la evaluación de objetivos múltiples

Hay tres enfoques para la evaluación de objetivos múltiples. El primero es descriptivo: los impactos no económicos se describen en una línea o un párrafo (de una manera similar a la del ejercicio 8-1) y quien toma las decisiones selecciona subjetivamente la alternativa cuya combinación de beneficios netos económicos y no económicos parece ser la mejor. En el segundo enfoque, los objetivos inconmensurables se ponderan numéricamente, en un intento de comparar sus beneficios relativos. En el tercer enfoque, se cuantifican los objetivos —como en el caso de la optimización de objetivos múltiples, de los cuales, el método de intercambio de valores sustitutos constituye un ejemplo.

El método descriptivo. En la obra *Principles and Standards* se recomienda el método descriptivo. Para utilizar este método, se construye en primer lugar una tabla para cada objetivo y se evalúa cada alternativa para ese objetivo. Se construye a continuación otra tabla, en la cual se comparan las alternativas principales. Aunque no lo afirma explícitamente, el libro *Principles and Standards* parece utilizar la técnica del “retador y el defensor”, propugnada por Grant e Ireson.¹⁷ En esta técnica, se selecciona una alternativa (el defensor), y se compara con ella otra alternativa (el retador). La alternativa derrotada se desecha, el ganador se convierte en el nuevo defensor, y se escoge un nuevo retador.

EJEMPLO 8-9:

Evaluación de objetivos múltiples mediante el método descriptivo.

Un planificador perteneciente al U.S. Army Corps of Engineers evalúa alternativas regionales de con-

trol de avenidas de evaluación general. Utilizando el enfoque de defensor contra retador, han sido eliminadas todas las alternativas competitivas, con excepción de dos. El plan que se recomienda pide un gran embalse que tendrá un costo de \$6 millones y proporcionará \$8 millones en beneficios (descontados ambos al valor al presente). Según el plan B, tanto los beneficios como los costos equivalen ambos a \$5 millones. Han sido recolectados todos los datos apropiados disponibles para las tres cuentas restantes —ambiental, desarrollo regional y bienestar social.

SOLUCIÓN

La tabla 8-8 expone estas dos alternativas. Véase que la columna de la derecha da la diferencia entre las dos alternativas. La comparación de los dos objetivos muestra que el plan es obviamente mejor desde un punto de vista económico. Los impactos ambientales de ambos planes parecen prácticamente iguales. Se necesitaría obtener mayor información acerca del sitio histórico y arqueológico para así poder conocer si “vale más” que los 3500 acres adicionales de espacio abierto inundado por el plan recomendado.

Existen, por supuesto, diferentes formatos para la exposición descriptiva. El U.S. Army Corps of Engineers ha propuesto la exposición que aparece en la tabla 8-9. Esta exposición tiene las ventajas de ser más breve y de presentar juntas a todas las alternativas. Esto continuaría una muestra informativa en una reunión pública, en la cual todas las alternativas factibles seleccionadas serían de interés para los participantes. Por supuesto que la exposición sólo constituiría una parte del proceso de evaluación —la importancia relativa de cada categoría tendría todavía que decidirse.

El método de ponderación. Como se ilustró en el ejemplo 8-8, no resulta suficiente determinar la severidad de los diversos impactos —se deberá asimismo evaluar la importancia de cada impacto. Por ejemplo, una estrecha mayoría de usuarios podrían preferir como suministro de agua un embalse destinado a la recreación, a un sistema de suministro de

Tabla 8-9. Ejemplo de un análisis de intercambio, según ha sido propuesto por el U.S. Army Corps of Engineers

	Plan 1	Plan 2	Plan 3	Plan 4	Plan 5
Impactos económicos	Contr. avenidas; abast. agua; recreac. Beneficios de pesca y vida silvestre = \$6.9 millones/año; costos = \$7.7 millones/año No hay beneficios netos B/C = 0.9	Contr. avenidas; abast. agua; recreac. Beneficios de pesca y vida silvestre = \$7.2 millones/año; costos = \$4.0 millones/año \$3.2 millones de beneficios netos B/C = 1.8	Contr. avenidas; abast. agua; recreac. Beneficios de pesca y vida silvestre = \$6.9 millones/año; costos = \$6.3 millones/año \$0.6 millones de beneficios netos B/C = 1.1	Contr. avenidas; abast. agua; recreac. Beneficios de pesca y vida silvestre = \$7.0 millones/año; costos = \$4.4 millones/año \$2.6 millones de beneficios netos B/C = 1.6	Contr. avenidas; abast. agua; recreac. Beneficios de pesca y vida silvestre = \$3.45 millones/año; costos = \$6.9 millones/año No hay beneficios netos B/C = 0.5
Impactos ambientales positivos	Añade: un vaso de 2,500 a; un área verde de 700 a; 60 millas de rápidos para la navegación en bote	Añade: un vaso de 2,100 a; un área verde de 500 a; 60 millas de rápidos para la navegación en bote	Añade: 20 a de área verde 30 a de control de la erosión del suelo	Añade: 20 a de área verde 30 a de control de la erosión del suelo	Añade: un vaso de 150 a; 2,000 a de área verde, 60 millas de rápidos para la navegación en bote
Impactos ambientales negativos	Inunda: 10 millas de río 75 a de pantanos	Inunda: 9 millas del río 75 a de pantanos (El uso como área de recreo puede desorganizar a las especies únicas)	Destruye: 10 a de área verde 50 árboles (en la margen contigua a la ciudad) 1 lugar arqueológico	Destruye: 7 a de área verde 45 árboles (en la margen del río contigua a la ciudad) 5 millas de rápidos para la navegación en bote	Inunda: 0.2 millas del río (El parque regional puede desorganizar a las especies únicas)
Impactos sociales	etc	etc.	etc.	etc.	etc

agua subterránea, sin darle demasiada importancia al asunto, mientras que una minoría podría creer vehementemente que es preferible el sistema de agua subterránea, debido a los impactos ecológicos negativos del embalse. En tal caso, la intensidad de los sentimientos mostrados por un grupo (aunque fuera una minoría) podrá pesar más que las moderadas preferencias de otro grupo. Es indudable que, si varios grupos buscan llegar a un consenso de opiniones, una alternativa de compromiso pudiera de-

mandar un cierto número de intercambios. Por ejemplo, el grupo que favorece al uso del agua subterránea, probablemente estaría dispuesto a ceder en otros puntos en disputa a fin de rescatar al terreno propuesto inundado.

Los métodos de ponderación asignan a cada uno de los impactos, tanto una preferencia (por ejemplo de —5 a + 5) y un peso (un porcentaje entre 1 y 100, que muestren la fracción del objetivo al cual satisface). En un método de ponderación su-

¹⁷ E. L. Grant y W. G. Ireson, op. cit., capítulo 17

gerido, pero no adoptado, por el Corps of Engineers, cada objetivo se divide entre 10 y 30 parámetros o subobjetivos (similares a las divisiones para cada concepto dadas en la figura 4-28). Se le asigna entonces a cada parámetro un cierto porcentaje de 100, que refleje su importancia relativa, de manera que la suma de los pesos para cada objetivo deberá ser igual a 100.

A continuación, se le asigna al impacto de cada alternativa correspondiente a cada subobjetivo, un número entero que varía de -5 a + 5, siendo los números negativos impactos negativos. Se le asigna el número ± 5 al más severo de los impactos entre todas las alternativas para un subobjetivo, dependiendo de si el impacto es bueno o malo. Los números asignados a las otras alternativas (para el parámetro en consideración) refleja las magnitudes de sus impactos, relativos al impacto más severo.

Si fuera posible, tanto los números ponderados como los números de impactos, deberán escogerse a partir de datos cuantitativos. Por ejemplo, si la alternativa A crea 200 ha destinadas a un santuario de aves, la alternativa B crea 400 ha, y la alternativa C crea 350, al impacto asignado a cada una, se podría calcular a partir de las relaciones de 80 ha/número de impacto (a partir de 400/5), o sea

200	350	400	1. Área creada, en ha
2	4	5	2. Número del impacto

Recuérdese que los números de impacto deberán ser números enteros y no fracciones.

Los números de impacto se multiplican luego por el número ponderado, y los productos correspondientes a las alternativas se suman para obtener el impacto total de dicho objetivo. Se pondera cada objetivo, y los productos del peso del objetivo y del impacto total del objetivo, se suman a fin de obtener el impacto ponderado que corresponde a cada alternativa.

EJEMPLO 8-10:
Evaluación de objetivos múltiples, por medio del método de ponderación¹⁸

Se trata de un plan regional por sector de evaluación general. Un río escénico que drena a un terreno montañoso escarpado fluye hasta una llanura costanera, la cual sustenta usos comerciales, tales como las explotaciones madereras y los ranchos destinados a la ganadería. Durante la estación de las lluvias, las avenidas súbitas causan grandes daños; durante los prolongados períodos de sequía, el río se seca, formando estanques. La parte superior montañosa de la cuenca está cubierta de bosques, está relativamente poco desarrollada y contiene bellezas escénicas; por tanto, es un área favorita de los amantes de la naturaleza y para los pescadores deportivos. Los explotadores madereros están construyendo rápidamente carreteras que lleguen hasta el área. En el momento actual, no se necesita un suministro adicional de agua, en el área inmediata, pero sí existe una necesidad regional. La calidad del agua no representa un problema en la parte montañosa de la corriente de agua, pero durante los períodos de sequía, se necesita aumentar el flujo bajo en la llanura costanera situada aguas abajo. El problema de planeación consiste en determinar cómo se habrá de utilizar la cuenca en el futuro.

Se han desarrollado cuatro alternativas (además de la alternativa de "no ejercer acción alguna").

- Alt. A: Construir un lago principal de usos múltiples.
- Alt. B: Construir aguas arriba cuatro lagos de usos múltiples.
- Alt. C: Construir un lago seco principal, además de cuatro lagos situados aguas arriba de suministro de agua de buena calidad.
- Alt. D: Conservar a la vía fluvial como un río escénico, y adquirir servidumbres en la llanura de inundación.

¹⁸ Este ejemplo ha sido tomado de una proposición del U.S. Corps of Engineers, que nunca fue adoptada oficialmente.

Tabla 8-10. Análisis matricial de los parámetros del ambiente natural

Parámetros	Alternativas											
	A			B			C			D		
	Lago principal de usos múltiples			Cuatro lagos arriba			Lago seco principal			Conservar como un río escénico		
	Factores de ponderación	Factores de equivalencia	Valor sin ponderar	Valor ponderado	Valor sin ponderar	Valor ponderado	Valor sin ponderar	Valor ponderado	Valor sin ponderar	Valor ponderado	Valor sin ponderar	Valor ponderado
I. Especies raras o imponentes												
A. Pájaro												
B. Peces												
II. Hábitat de las plantas y de los animales												
A. Acuático												
1. Lótico (que fluye)												
a. Calidad												
b. Cantidad												
2. Lótico (fijo)												
a. Calidad												
b. Cantidad												
8. Terrestre												
1. Hierba, cultivos												
a. Calidad												
b. Cantidad												
2. Bosques												
a. Calidad												
b. Cantidad												
III. Estabilidad del ecosistema												
A. Acuático												
B. Terrestre												
IV. Productividad del ecosistema												
A. Acuático												
B. Terrestre												
Impacto sobre el ambiente natural												
Rango												

Tabla 8-11. Análisis matricial de los parámetros de la calidad de la vida humana

Parámetros	Alternativas											
	A			B			C			D		
	Valor sin ponderar	Valor ponderado	Factores de equivalencia	Valor sin ponderar	Valor ponderado	Factores de equivalencia	Valor sin ponderar	Valor ponderado	Factores de equivalencia	Valor sin ponderar	Valor ponderado	Factores de equivalencia
I Oportunidades recreativas												
A. En el agua												
a Pesca deportiva	0.35	-8.40	1.68	0.32	-3.36	1.68	0.32	-3.36	1.68	0.32	-3.36	1.68
b En ríos	0.06	+3.36	1.12	0.04	+5.60	1.12	0.04	+5.60	1.12	0.04	+5.60	1.12
c En lagos	0.03	+0.78	0.26	0.03	+1.04	0.26	0.03	+1.04	0.26	0.03	+1.30	0.26
2 Caza de aves acuáticas	0.65	-17.05	3.41	0.06	+13.64	3.41	0.06	+13.64	3.41	0.06	+10.23	3.41
3 Otras actividades recreativas acuáticas	0.65	+6.75	2.28	0.04	+9.12	2.28	0.04	+9.12	2.28	0.04	+11.40	2.28
a En los ríos	0.65	-9.75	1.85	0.04	-7.80	1.85	0.04	-7.80	1.85	0.04	-5.85	1.85
b En los lagos	0.17	+42.90	14.30	0.86	+57.20	14.30	0.86	+57.20	14.30	0.86	+71.50	14.30
B En la tierra												
1 Caza	0.35	-52.50	17.50	0.07	-35.00	17.50	0.07	-35.00	17.50	0.07	-35.00	17.50
2 Otras actividades recreativas en tierra	0.40	+100.00	20.00	0.30	+100.00	20.00	0.30	+100.00	20.00	0.30	+100.00	20.00
A Contaminación ambiental	0.20	+50.00	10.00	0.05	+40.00	10.00	0.05	+40.00	10.00	0.05	+40.00	10.00
B Avifauna	0.05	-7.50	2.80	0.05	-10.00	2.80	0.05	-10.00	2.80	0.05	-12.05	2.80
C Abastecimiento de agua	0.30	-15.75	5.25	0.07	-11.25	5.25	0.07	-11.25	5.25	0.07	-11.25	5.25
D Vendéjeme, etc	0.40	+8.00	2.25	0.30	+11.25	2.25	0.30	+11.25	2.25	0.30	+8.75	2.25
III Otros												
A Estéticos	0.40	+50.00	10.00	0.15	+18.75	10.00	0.15	+18.75	10.00	0.15	+40.00	10.00
1 Recursos naturales	0.15	-11.25	3.75	0.07	-15.00	3.75	0.07	-15.00	3.75	0.07	-18.75	3.75
2 Recursos artificiales	0.30	+198.39	155.34	0.15	+205.84	155.34	0.15	+205.84	155.34	0.15	+198.39	155.34
B Instalaciones y servicios públicos												
C Estilo de vida												
D Recursos históricos y científicos únicos												
Impacto sobre la calidad de la vida humana												
Rango												

Se pide evaluar las alternativas, a la luz de tres objetivos: ambiental, bienestar social y económico.

SOLUCIÓN

Las tablas 8-10, 8-11 y 8-12 muestran cómo cada objetivo se divide en parámetros; el análisis del ambiente natural se muestra en la tabla 8-10; el análisis de la calidad de la vida humana aparece en la tabla 8-11; y el análisis económico en la tabla 8-12. Tomar en cuenta la ponderación para cada parámetro y la ponderación para los subparámetros.

Trabajando con las tablas, pesar cada parámetro, de tal manera que los pesos sumen 100, y pesar cada subparámetro de manera que los pesos sumen 1. Luego calcular los factores finales de equivalencia, multiplicando la hilera de factores de ponderación que llevan desde el parámetro hasta los subparámetros.

Para tener un ejemplo de cómo asignar los números de impacto, véase la tabla 8-10, parámetro 1.A, "Fauna". Nótese que la alternativa D tenía el impacto más severo sobre la fauna, y que debido a que dicho impacto era bueno, se le asignó un valor de + 5. Luego se le asignó a las alternativas A, B y C los números de impacto de +1, +2 y +3, respectivamente.

Calcular ahora los valores ponderados multiplicando los factores de equivalencia por el valor sin ponderar y sumar luego los resultados para cada concepto. Pueden compararse los resultados finales correspondientes a cada alternativa, como se muestra en la tabla 8-13.

Nótese que en este ejemplo cada concepto se pesó por igual; sin embargo, si se le diera un poco más de peso a la economía, la alternativa A sería superior. El análisis matricial sólo constituye una herramienta de trabajo, y quien toma la decisión no le deberá prestar casi la misma atención al impacto total ponderado, como a la comparación entre los conceptos.

El método de optimización. El enfoque tercero y final de la evaluación de objetivos múltiples es

la optimización cuantitativa de objetivos múltiples. En este enfoque, todo deberá ser cuantificado. Si esto se podrá hacer o deberá hacerse es debatible; sin embargo, la cuantificación del impacto sí obliga a los planificadores a analizar cuidadosamente los impactos.

En el ejemplo 8-3, se generó el conjunto no inferior, además de los valores de las funciones objetivo. A fin de completar la evaluación, se calcula $\Delta Z_1/\Delta Z_2$ en cada punto de la figura 8-5 que representa las unidades de Z_1 intercambiadas por una unidad de Z_2 . Esta razón es λ_{12} , la variable dual, o el multiplicador de Lagrange.

Citando estas razones de intercambio, el planificador le pide al responsable de la decisión que asigne un valor sustituto W_{ij} , entre -5 y +5 mostrando la conveniencia relativa de cada valor de λ_{ij} . Se espera que esto revele una banda de indiferencia en la cual uno o más valores consecutivos de λ_{ij} sea igual cero. Cualquier banda (o bandas) representa la mejor solución de compromiso.

EJEMPLO 8-11: Evaluación de objetivos múltiples por medio del método de intercambio de valores sustitutos (SWT)

Se evalúa un plan funcional de evaluación general para disponer de las aguas residuales de una planta de tratamiento. Se desea utilizar la mejor combinación de dos métodos —un filtro para el tratamiento terciario, e irrigación con el afluente. Los beneficios netos son: irrigación, \$5 por m^3/s ; tratamiento terciario, —\$ 2 por m^3/s . Otro objetivo es maximizar el oxígeno disuelto (OD) en el río, que bordea a la planta de tratamiento al área irrigada. El OD disminuirá en 1 mg/l cada m^3/s de afluente irrigando, y aumentará en 4 mg/l por cada m^3/s con tratamiento terciario aplicado

La cantidad de afluente filtrado deberá ser menor de 3 m^3/s , más la cantidad de afluente utilizado para la irrigación (midiendo la cantidad de afluente en m^3/s). El sistema total (terciario más irrigación) no podrá exceder de 8 m^3/s ; aún más, las

Tabla 8-12. Análisis matricial de los parámetros económicos

Parámetros	Alternativas									
	A		B		C		D		E	
	Legajo principal de casas múltiples	Cuatro legajos cimiento embudo	Legajo principal	Legajo seco principal	Conservar como un río estéril	Valor ponderado	Valor ponderado	Valor ponderado	Valor ponderado	Valor ponderado
Facciones de ponderación	50	50	50	50	50	0.3	0.7	0.1	0.2	0.1
Facciones de equivalencia	60.00	10.50	10.50	10.50	10.50	+3	+3	+3	+3	+3
II Producto bruto						+31.50	+52.50	+5	+52.50	+0
A. Ingresos						+16.00	+12.00	+5	+15.00	0
1. Salarios						+6.00	+4	+4	+8.00	0
2. Otras						+9.00	+5	+5	+22.50	+0
3. Ingresos por el enajenamiento de ventas						+31.50	+5	+5	+52.50	+1
B Empleos						+5	+5	+5	+2.25	+0
1. Primarios						+54.00	+5	+5	+4.00	0
2. Secundarios						-18.75	-5	-5	-19.75	0
C Valor de los productos						+7.50	+3	+3	+7.50	+0
1. Cosechas						-7.50	-4	-4	-10.00	-5
2. Emisiones						+280.50	-1	-1	-69.50	2
3. Explotación de la madera										
D Explotación de la propiedad										
E Desplazamiento										
Impacto económico										
Rango										

Tabla 8-13. Comparación de las alternativas para el plan de la cuenca

	Peso	Alternativas			
		A	B	C	D
Ambiente natural	1.00	-17.92	60.64	38.18	302.40
Calidad de la vida humana	1.00	159.43	205.94	198.39	204.33
Economía	1.00	280.50	-69.50	-62.50	10.50
Impacto ponderado total		422.01	197.08	172.06	517.23

restricciones físicas sobre la capacidad del terreno disponible limitan la cantidad de efluente para la irrigación a 6 m³/s, y la cantidad de efluente para el tratamiento terciario a 4 m³/s. Considerando los objetivos tanto económicos como los de la calidad del agua, llevar a cabo un análisis de objetivos múltiples, utilizando el método SWT.

SOLUCIÓN

Este problema es igual al que se formuló en la ecuación 8-2, y se ilustró en las figuras 8-3 y 8-5. Puesto que los valores de los dos objetivos Z₁ y Z₂ están dados en la figura 8-5, sólo será necesario calcular la función de intercambio, y luego interrogar al responsable de las decisiones con el fin de hallar la función de valor sustituto. Este proceso se ilustra en la tabla 8-14.

Se notará que el conjunto no inferior se puede reducir aún más mediante algunas selecciones ob-

vias. En este caso, los responsables de las decisiones no querrían beneficios netos negativos, de manera que se puede eliminar la primera combinación de Z₁ y Z₂ en la tabla 8-14. Con toda probabilidad, no sería de desear que el río se volviera anaerobio, de manera que es posible eliminar todas aquellas combinaciones en las que Z₂ fuera menor que cero (si es que pudiera existir tales resultados). Un nivel de OD suficientemente alto como para mantener la vida acuática (por ejemplo, OD ≥ 4) sería de gran utilidad, pero un nivel de OD mayor de 7 beneficiaría muy poco; por consiguiente, los responsables de las decisiones podrían asignar con bastante facilidad valores a W₁₂.

8-4 EVALUACIÓN DE POLÍTICAS (EVALUACIÓN DE LA TECNOLOGÍA)

La evaluación de políticas (evaluación de la tecnología o análisis de políticas) difiere de las otras etapas de la planeación. Para empezar, normalmente

Tabla 8-14. Desarrollo de las funciones de intercambio y de valor sustituto

Funciones objetivo		Valores de intercambio (ΔZ ₁ /ΔZ ₂) = λ ₁₂	Valor sustituto (W ₁₂)
Z ₁	Z ₂		
-3.00	15.0	-	-
7.50	12.9	-5.10	5
14.52	10.8	-3.3	4
18.82	8.7	-1.0	3
19.48	6.6	-1.4	0*
22.60	4.5	-1.4	-2
25.44	2.4	-1.4	-3
28.85	0.3	-0.7	-4
27.90	-1.8	-0.7	-4
28.95	-3.9	-0.5	-6
30.00	-6.0	-0.5	-4

*La mejor solución de compromiso.

resulta en una legislación de ejecución de políticas tal como leyes ambientales o subsidios para alentar ciertas acciones. Además, debido al hecho de que, una vez que se promulgan las leyes es difícil cambiarlas, quienes evalúan las políticas tienen una mayor responsabilidad en seleccionar la alternativa "correcta"¹⁹.

Como la evaluación de políticas es más amplia que otros tipos de evaluación, y tratando asimismo con las metas de la sociedad tendrá un mayor impacto sobre la misma. Es más difícil definir su área de interés (actitud responsable). Los impactos externos de una decisión de políticas son más difíciles de identificar, y más aún de cuantificar.

Finalmente, debido a su orientación general y futura, la evaluación de políticas es más subjetiva. Mientras más se proyecta hacia el futuro, más incierta será la perspectiva. Dos métodos bien conocidos para estimar los impactos futuros, son el método Delphi y el MITRE/OST (*Mitre/Office of Science and Technology*). Se dispone de otros métodos, como el análisis del impacto cruzado, los cuales están documentados en la literatura²⁰.

El método Delphi

En el método Delphi, se le pide a un grupo de expertos que pronostiquen eventos futuros y que estimen en qué momento podrían ocurrir. Se aísla a los participantes uno del otro, a fin de minimizar 1) la influencia de la personalidad, o sea, "el efecto de halo", el cual tiene lugar cuando la reputación de una persona le confiere un peso adicional a su opinión; 2) el efecto de la banda de música, la tendencia de los otros participantes de seguir la corriente de la mayoría; y 3) la adherencia a la opinión expresada públicamente, por amor propio. Los participantes podrán ser entrevistados en el mismo local, pero en cubículos separados, o la integración se puede llevar a cabo por correo.

La primera etapa del método Delphi consiste en enviar cuestionarios a los participantes. En estos cuestionarios se les pide que expresen su opinión sobre el momento en que podrían ocurrir algunos eventos. Se les pide también que estimen la probabilidad de que ocurra, o los efectos que una decisión (o evento) pudieran tener sobre los demás. El facilitador (la persona que dirige la evaluación) recolecta entonces las respuestas —las que muestran por lo general, una amplia gama de opiniones — las compila y las envía a los participantes, quienes podrán entonces modificar sus opiniones (si así lo desean a la luz de la retroalimentación compilada de los otros participantes). En la tercera etapa opcional, se repite la recolección, compilación y diseminación de las respuestas, a fin de hallar el grado de acuerdo o desacuerdo entre los participantes²¹. Los resultados se pueden entonces exhibir como se muestra en la figura 8-11, la cual se tomó de un estudio sobre una demostración de laboratorio de la energía termonuclear controlada.

MITRE/OST

Este enfoque fue desarrollado por la empresa Mitre Corporation, a la que la dependencia U.S. Office of Science and Technology le pidió desarrollara un método de evaluación de la tecnología. En el método MITRE/OST, el planificador considera el problema en cuestión y su historia, luego busca soluciones. Conocidos estos antecedentes, el planificador busca la manera de pronosticar el alcance de las tecnologías presentes y sus impactos. La tabla 8-15 muestra las siete etapas incluidas en el método MITRE/OST.

8-5 EVALUACIÓN DE LAS FUNCIONES DE LOS RECURSOS HIDRÁULICOS

A pesar de que los principios de la evaluación se aplican sin tener en cuenta la jurisdicción, al alcan-

¹⁹ Véase F. Hetman, *Society and the Assessment of Technology* (Paris: OECD, 1973). La presentación sigue a este texto.
²⁰ T. J. Gordon y R. W. Ament, *Forecasts of Some Technological and Scientific Developments and Their Societal Consequences* (Middletown, Conn.: Institute for the Future, R-6, 1969).
²¹ O. Helmer, "Stimulating the Values of the Future," en *Values and the Future*, editado por K. Baier y N. Rescher (Nueva York: Free Press, 1969); y T. J. Gordon y A. S. Becker, "The Use of Cross-Impact Matrix Approaches in Technology Assessment," en *The Methodology of Technology Assessment*, editada por M. J. Centron y B. Bartocha (Nueva York: Gordon and Breach, 1972).

Avances importantes en las ramas de la tecnología física		¿Qué posibilidades se ven de que el resultado sea un avance, tanto o más que el anterior?		¿Qué otros efectos se ven de dicho avance?	
Si ocurrieran estos sucesos	Podría resultar en:	POSITIVAMENTE (AUMENTO)	POSITIVAMENTE (DISMINUCIÓN)	POSITIVAMENTE (AUMENTO)	POSITIVAMENTE (DISMINUCIÓN)
5. Demostración en el laboratorio de la energía termonuclear controlada	H. Grandes gastos por parte del gobierno para planear y construir plantas comerciales termonucleares	▲	▲	▲	▲
	I. Grandes reducciones en el costo de la energía eléctrica, lo que daría por resultado un aumento en la productividad agrícola e industrial	▲	▲	▲	▲
	J. Reducción de la contaminación atmosférica	▲	▲	▲	▲
	K. Obsolescencia extendida en las industrias del carbón y del petróleo, reubicación de las familias de los mineros del carbón, reducción de los obreros	▲	▲	▲	▲
	L. Desarrollo de nuevas formas en los sistemas de propulsión espacial, que llevarían a la construcción de zonas interestelares	▲	▲	▲	▲
	M. Desplazamiento de la población a nuevas áreas, descentralización masiva de hacinamientos urbanos	▲	▲	▲	▲
	N. Crecimiento tecnológico e industrial en nuevas áreas particularmente en las naciones subdesarrolladas	▲	▲	▲	▲
O. Nuevas ramificaciones políticas que incluyen: 1. Uso militar de la energía termonuclear por las naciones que posean dicha tecnología 2. Competencia entre las superpotencias que se ofrecen a transferir su conocimiento termonuclear a los países menos desarrollados		▲	▲	▲	▲
	P. Una curiosidad de laboratorio, si lo provechosa para pequeñas aplicaciones prácticas, ya que la mayor parte de las plantas de energía emplearían uranio de fácil obtención	▲	▲	▲	▲

Figura 8-11. Resultados con métodos Delphi de la encuesta sobre la fusión termonuclear controlada. (Fuente: Helman).

Tabla 8-15. Enfoque metodológico desarrollado por la oficina de ciencia y tecnología y la corporación Mitre

Siete etapas principales en la realización de una evaluación de tecnología

- Etapas:**
- Etapas 1:** Definir la tarea de evaluación.
Discutir los temas pertinentes y cualesquiera problemas importantes.
Establecer el alcance (ancho y profundidad) de la investigación.
Desarrollar las reglas fundamentales del proyecto.
 - Etapas 2:** Describir las tecnologías pertinentes.
Describir la principal tecnología que se evalúa.
Describir las tecnologías que compiten con las tecnologías principal y de apoyo.
Describir las tecnologías que compiten con las tecnologías principal y de apoyo.
 - Etapas 3:** Desarrollar las suposiciones del estado de la sociedad.
Identificar y describir los principales factores no técnicos, que influyen sobre la aplicación de las tecnologías pertinentes.
 - Etapas 4:** Identificar las áreas de impacto.
Determinar aquellas características societarias que se verán más influidas por la aplicación de la tecnología evaluada.
 - Etapas 5:** Efectuar el análisis preliminar del impacto.
Trazar e integrar el proceso por medio del cual la tecnología evaluada hace sentir su influencia en la sociedad.
 - Etapas 6:** Identificar las posibles opciones de acción.
Desarrollar y analizar los diversos programas con el fin de obtener las máximas ventajas para el público, partiendo de las tecnologías evaluadas.
 - Etapas 7:** Completar el análisis del impacto.
Analizar el grado hasta el cual cada opción de la acción afectaría a los impactos sociales específicos de la tecnología evaluada, y que se presenta en la etapa 5.

FUENTE: Helman 1973.

ce, o la etapa del estudio de planeación los detalles de la aplicación difieren según las diferentes funciones en el sector de los recursos hidráulicos. Para presentar algunas de estas diferencias, esta sección toma material del libro WRC Procedures.

Como los cálculos de costos son por lo común directos, la mayor parte de las evaluaciones económicas aquí presentadas, tratarán solamente de los cálculos de los beneficios.

Suministro del agua para la agricultura

Evaluación económica. Los beneficios derivados de la irrigación se pueden simplemente evaluar, una vez que se calcula el aumento en los beneficios netos causados por la alternativa en consideración uti-

lizando el principio de con o sin. Si el proyecto sólo transferirá beneficios de una sección del país a otra, no habrá aumento alguno en los bienes y servicios nacionales, y no se deberá contar ningún beneficio nacional. Por supuesto que, si la jurisdicción es menor que la nacional, se podrá entonces ignorar la deseconomía externa de desplazar la producción del cultivo en otra parte del país.

Si la jurisdicción del estudio de planeación es nacional, el agua subsidiada para irrigación puede causar dos distorsiones en el análisis económico. En primer lugar, los beneficios netos locales (que no incluirían el subsidio federal como un costo) podrían ser incorrectamente sustituidos en lugar de los beneficios netos nacionales, inflando así el atractivo económico de la alternativa. En segundo lugar,

aun en el caso en que se incluyan los costos subsidiados de la construcción en el análisis económico, si el agua se vende a menos del costo de acarreo (costos de construcción capitalizados más los costos de operación, mantenimiento y reparación) se inflará el flujo del beneficio en el tiempo.

Por ejemplo, la irrigación del algodón en el Oeste de los Estados Unidos ha dejado fuera del negocio a los productores de algodón en el Sureste porque se puede cultivar algodón más barato en el Oeste. En este caso el subsidio del agua de irrigación, creó una ventaja competitiva para el Oeste.

El texto *Procedures* sugiere que el planificador rectifique esta tendencia limitando los beneficios de la irrigación a 10 cosechas básicas en el campo. En este enfoque, los beneficios procedentes de otros cultivos (llamados cosechas especiales) sólo reflejan el costo disminuido de producir dichas cosechas en el área de proyecto, en lugar de fuera del área del proyecto. Este procedimiento supone que el mercado nacional puede absorber los aumentos de la producción de los 10 cultivos básicos en el campo, pero no los de las cosechas especiales, sin incurrir en la distorsión de los precios.

El libro *Procedures* enumera siete etapas que se incluyen en el cálculo de los beneficios para una alternativa del suministro del agua de regadío. Estas etapas pueden resumirse como sigue:

Etapas 1. Determinar el beneficio causado por la alternativa para los 10 cultivos básicos en el campo (arroz, algodón, pastos, maíz, avena, frijoles de soya, trigo, mijo, cebada y heno). Los beneficios provienen tanto del aumento en el terreno puesto en producción como del aumento de la producción (eficiencia) en el terreno existente, atribuibles a la alternativa.

Etapas 2. Determinar el beneficio causado por la alternativa en el caso de los cultivos especiales. Este beneficio no proviene del aumento del terreno que se puso en producción, porque este nuevo terreno que resulta de la alternativa se supone fue causa de que otros terrenos en otra región salieran de la producción. El beneficio procede solamente del aumento en la eficiencia de producción del terreno alternativo comparado con el área que tuvo que interrumpir la producción.

Etapas 3. Calcular los beneficios totales sumando los beneficios de las etapas 1 y 2.

EJEMPLO 8-12:

Estimación de los beneficios del suministro del agua para la agricultura

Una alternativa de irrigación afectará a 5,000 ha de un terreno dedicado anteriormente a cultivo de temporal, el que producía una combinación de las 10 cosechas básicas del campo que producían beneficios netos anuales de \$1 millón. Un economista regional pronostica que, con la alternativa, 3,000 de las 5,000 ha producirán una combinación de las 10 cosechas básicas y que las otras 2,000 ha producirán cultivos especiales. Las cosechas del campo irrigado producirán \$500/ha en beneficios anuales netos y los cultivos especiales producirán \$900/ha en beneficios anuales netos. El estudio de un área similar ha mostrado que una combinación semejante de cultivos especiales promediaba \$600/ha de beneficios netos anuales. ¿Qué beneficios se podrían atribuir a la alternativa de regadío?

SOLUCIÓN

Los beneficios anuales producidos por el aumento en el rendimiento de las cosechas de campo, son de \$300/ha (\$500/ha — \$200/ha), multiplicado por 3,000 ha, o sea \$900,000. Los beneficios anuales producidos por los cultivos especiales son de \$100/ha (\$900/ha—\$600/ha—\$200/ha) por 2,000 ha o sea, \$200,000. Los beneficios totales anuales atribuibles al proyecto equivalen a \$1.1 millones.

Evaluación ambiental. Un efecto ambiental positivo de la irrigación, podría ser la disminución de la erosión del terreno (especialmente la causada por el viento), si se pudiera mantener sobre la superficie una cubierta de cultivo. Además, las corrientes de agua y los estanques creados por el proyecto podrían mejorar el hábitat de algunos peces y aves acuáticas.

Los posibles costos ambientales incluyen el inverso de los beneficios anteriores, en que la irrigación puede causar un aumento en la erosión del terreno y perjudicar el hábitat de los peces y de las

aves. Si se utilizara agua superficial, los costos ambientales pudieran ser similares a los que se mencionan más adelante con el suministro de agua municipal e industrial. Podría ser más grave el efecto de la irrigación sobre el acuífero y el manto freático. Si no se incorpora un plan de drenaje al proyecto, la elevación del manto freático pudiera finalmente causar que el área del proyecto se inunde y se pierda para la producción.

Si no se ejecuta algún tipo de control regional, como por ejemplo el método ASTRAN indicado en la sección 7-9, la irrigación podría causar que el agua subterránea se salara. Es posible cuantificar el costo ambiental de este efecto. Una estimación detallada del costo podría requerir un modelo que mostrara el cambio de los patrones de cultivos que tendrían lugar según el agua subterránea se salara más, junto con el aumento en la lixiviación que se pudiera requerir.

Suministro de agua municipal e industrial

Evaluación económica: Es posible estimar los beneficios del agua de uso municipal e industrial basándose en la disposición de pagar por parte de los usuarios, cuando dicha información esté disponible. Por supuesto que el valor del agua es normalmente mayor que el costo para los consumidores, pero se puede aproximar mediante el costo marginal del agua, al que se le puede llamar la "curva de suministro". Si no se dispone de la información sobre la disposición a pagar o el costo marginal, se pueden utilizar los métodos de costo alternativo.

Los beneficios no estructurales que no alteran la utilización (por ejemplo, las medidas de conservación), pueden estimarse mediante la técnica del costo alternativo; no obstante, si una medida no estructural altera la utilización (como cuando un aumento en el precio aforado del agua reduce el consumo), sólo se deberán usar las mediciones directas de los beneficios. Estos beneficios se pueden calcular en cuatro etapas.

Etapas 1. Estimar los suministros futuros del agua para uso municipal e industrial, teniendo en cuenta los proyectos estatales y federales que se van a ejecutar.

Etapas 2. Proyectar la utilización futura del agua para uso municipal e industrial, según sus categorías de utilización (residencial, comercial, industrial, para combatir incendios, etc.), en el tiempo. Utilizar asimismo aquellos factores que influyan sobre la demanda en la proyección tales como el precio y los ingresos, a fin de asegurar que la demanda proyectada del agua tenga en cuenta todos los factores.

Etapas 3. Identificar el déficit entre los futuros suministros de agua, según se calcularon en la etapa 2, y el uso proyectado, como se calculó en la etapa 3.

Etapas 4. Evaluar las alternativas, identificando la que se prefiera (normalmente, la alternativa que tenga el costo menor).

Evaluación ambiental: Los beneficios ambientales pudieran incluir un aumento en las áreas verdes, parques y corrientes de agua. Los costos podrían incluir el terreno alterado para instalar tuberías y plantas de tratamiento. Si el suministro de agua procede de las aguas subterráneas, podrá ocurrir un bombeo excesivo del acuífero. Si el suministro se toma de las aguas superficiales, la inundación causada por un embalse o una estructura de derivación, podría originar algunos perjuicios ambientales.

Por supuesto, la urbanización crea cambios en el ambiente, que afectan al suministro de agua. Uno de los cambios más importantes lo constituye el área impermeable creada por las calles y las casas. Esto disminuye la infiltración (la recarga natural) hasta los acuíferos, y cambia las características de la relación entre la precipitación y el escurrimiento en la cuenca. Los acuíferos pueden también recibir contaminación de los rellenos sanitarios, las fugas en los tanques de gas, y otras fuentes las cuales se deberán separar del proyecto cuando se efectúe la evaluación ambiental.

Control de avenidas

Como se formuló anteriormente, los beneficios producidos por un proyecto para el control de las avenidas provienen de la reducción de los daños, la cual es atribuible a la ejecución de la alternativa.

El libro *Procedures* enumera tres tipos de beneficios derivados del control de avenidas.

1. Beneficios por la reducción de inundaciones las cuales ocurren cuando no se cambia la utilización de la llanura de inundación, ya sea que el proyecto se ejecute o no. Estos beneficios incluyen el mayor uso o el menor costo de las reparaciones, atribuibles del proyecto.
2. Beneficios por intensificación, los cuales tienen lugar cuando el uso del suelo en la llanura de inundación permanece igual después de la ejecución del proyecto, pero el uso se intensifica. Por ejemplo, una sección residencial podría mostrar un aumento en su densidad después que se ejecute un proyecto para el control de avenidas.
3. Beneficios por la ubicación, los cuales tienen lugar cuando el uso de la llanura de inundación cambie después de la ejecución del proyecto —por ejemplo, al cambiar de un campo de golf a un área industrial.

Existen tres tipos de daños causados por una avenida: daños físicos, pérdida de ingresos y costos de emergencia (incluyendo la ayuda a los damnificados, etc.).

Evaluación económica. Los beneficios netos del control de avenidas se pueden calcular en cinco etapas.

Etapas 1. Determinar la pérdida promedio anual por inundación para la llanura de inundación **des** sin el proyecto, tanto para el desarrollo actual como para el desarrollo futuro proyectado.

Etapas 2. Determinar la pérdida promedio anual por inundación con el proyecto, para el desarrollo actual y el futuro.

Etapas 3. Calcular los beneficios del proyecto, restando los resultados de la etapa 1 de la etapa 2. Si el uso del suelo fuera diferente, se deberá incluir en esta etapa la diferencia en el valor del terreno.

Etapas 4. Calcular los costos. Incluir los costos de las medidas no estructurales (protección de avenidas, seguros, etc.) requeridas para el uso del suelo en la llanura de inundación.

Etapas 5. Calcular los beneficios netos restando la etapa 4 de la etapa 3.

Evaluación ambiental. Los beneficios ambientales del control de avenidas proceden principalmente de la prevención de daños al hábitat natural causados por las avenidas. Los costos ambientales dependen de las medidas ejecutadas. Si el embalse constituye una de las medidas, se aplicarían los mismos costos que fueron mencionados con el agua superficial. Los diques, las mejoras en el canal y otros proyectos, cambian la morfología del río, y pueden así perjudicar o ayudar al hábitat natural a lo largo de las márgenes del río.

El efecto de una alternativa puede ser un beneficio para algunos y un costo para otros. En general, los planificadores evalúan los efectos ambientales de las avenidas, tratando de restar los efectos perjudiciales de las mejoras —siendo ambas evaluaciones subjetivas hasta cierto punto.

Evaluación hidroeléctrica

Evaluación económica. Los beneficios de la energía hidroeléctrica se aproximan normalmente por medio del método del "costo alternativo". Son tres las etapas incluidas:

Etapas 1. Determinar la necesidad de una futura generación de energía.

Etapas 2. Calcular el costo de la energía, con base en la alternativa más viable.

Etapas 3. Calcular los beneficios, por la multiplicación de los requerimientos de energía, determinados en la etapa 1, por el costo unitario compilado en la etapa 2.

Asimismo, deberán efectuarse varios ajustes. En primer lugar, se deberán incluir los costos de transmisión. Por lo general, el costo es más alto para los proyectos de energía hidroeléctrica que para otros proyectos de energía, debido a que el primero se deberá construir en el lugar más conveniente del río, sin importar que el sitio esté o no cerca del área de demanda. Los beneficios deberán ser iguales a la cantidad proyectada de energía que se use realmente y no a la capacidad. Esta proyección deberá incluir la pérdida de beneficios ocasionada en el período de acumulación (o sea, el tiempo transcu-

ruido entre la terminación del proyecto y su plena utilización). Se deberá asimismo considerar el efecto que tendría el proyecto de energía hidroeléctrica sobre el sistema total de potencia. La mejor alternativa, cuando se la considera individualmente, puede que no sea la mejor para el sistema en conjunto.

Debido a que la energía hidroeléctrica presenta determinadas ventajas sobre la energía térmica (arranque y parada rápidos, mayor confiabilidad, etc.), se deberá sumar de un 5 a un 10 por ciento de los beneficios calculados, al beneficio total. Sin embargo, si el proyecto de energía hidroeléctrica sólo suministrará potencia intermitente (debido a que el nivel de generación en el embalse será nulo algunas veces), dicho factor se deberá incluir como un costo.

Evaluación ambiental. Los proyectos de energía hidroeléctrica que operan directamente en el río o que utilizan cambios naturales en la elevación (como ocurre en el caso de las caldas de agua) tienen un mínimo impacto ambiental, siendo el más significativo el efecto sobre los peces y el sedimento. Los proyectos que se apoyan en los embalses de almacenamiento, tienen los efectos adicionales de inundar los terrenos y afectar a las áreas de los rápidos (a veces de un modo benéfico).

Evaluación de la navegación

Evaluación económica. Esta sección tratará solamente de la navegación interior. El beneficio económico primario de los proyectos de navegación consiste en los costos disminuidos en el transporte de las mercancías. En la obra *Procedures* se enumeran cuatro categorías de costos:

1. Reducción del costo en la misma ruta, por el mismo medio; o sea la disminución en los costos de navegación entre dos puertos fluviales, atribuibles a un proyecto.
2. Reducción del costo debido al cambio a otro sistema a la navegación —por ejemplo, el costo de embarcar por el río mercancías que habían sido transportadas por ferrocarril, menos el costo de embarcar las mercancías por ferrocarril, procedentes de otro sistema.

3. Reducción del costo debido al cambio de ruta; o sea, la creación de una ruta mejor (más económica) entre dos lugares.
4. Nuevos beneficios derivados del movimiento. Representan las mercancías adicionales que se embarcarían debido al costo más bajo del transporte fluvial.

A pesar de que las tarifas que cobran los otros métodos de transporte, están distorsionadas por los subsidios ocultos, se utilizan por lo común para aproximarse al valor verdadero. Además, el análisis de distribución (la distribución de costos y beneficios) es útil para el análisis de políticas o la asignación de los costos. Utilizando la navegación como un ejemplo, se puede efectuar el análisis en cinco etapas:

- Etapas 1.** Identificar los beneficios del proyecto, en la suposición de que no se desplazan mercancías de otros medios al transporte fluvial.
- Etapas 2.** Estimar las mercancías que se han de desplazar de otros medios al transporte fluvial.
- Etapas 3.** Calcular los beneficios (disminución en los costos de transporte), correspondientes a estas mercancías desplazadas.
- Etapas 4.** Calcular los costos del proyecto.
- Etapas 5.** Calcular los beneficios netos del proyecto, restando la etapa 4 de las etapas 1 y 3.

EJEMPLO 8-13: Estimación de los beneficios de la navegación

Este ejemplo ilustra cómo un análisis de distribución revela los beneficios derivados de un proyecto de navegación. Se desea calcular los beneficios de un proyecto de mejoras en la navegación en el río Ohio. Se ha recolectado la siguiente información:

Los costos de operación de las barcazas disminuyen en \$1 millón/año (sobre el volumen actual).
 Los ahorros en el transporte de ferrocarril, desplazados al tráfico por las barcazas, suman \$500,000/año.
 El costo del proyecto es de \$5 millones, o \$600,000/año.

Tabla 8-16. Análisis económico de un proyecto de navegación

	Grupos afectados			
	Contribuyentes (no usuarios) ^a	Barcazas	Ferrocarril	Usuarios
Análisis de distribución del proyecto con el volumen presente				
Costos reales (C)	\$600,000 ^a	-\$1,000,000 ^b		
Ingresos (B)		-\$800,000 ^c		-\$800,000 ^d
Gastos de transporte (C) - B - C	-\$600,000	\$200,000		\$800,000
Análisis de distribución del proyecto con el volumen desviado				
Costos reales (C)		\$4,500,000 ^e	-\$5,000,000 ^f	
Ingresos (B)		\$5,000,000 ^g	-\$8,000,000 ^h	-\$1,000,000 ⁱ
Gastos de transporte (C) - B - C		\$500,000	-\$1,000,000	\$1,000,000
Total B - C		-\$800,000 + \$700,000	-\$1,000,000 + \$1,800,000	= \$900,000

^aCosto anualizado del proyecto. (Los usuarios tendrían asimismo que pagar lo de sus impuestos, pero la cantidad resultaría insignificante.)
^bAhorro en los costos de operación de las barcazas. Puesto que los costos disminuyen, se trata de un costo negativo (o sea, un beneficio).
^cA causa de la competencia, las compañías operadoras de las barcazas trasladan un 80 por ciento de sus ahorros a los clientes, de manera que en realidad pierden parte de sus ingresos al reducir sus tarifas. Por consiguiente, se trata de un beneficio negativo.
^dLos beneficios negativos explicados en la nota c, se convierten en un costo negativo para los usuarios, ya que disminuye el costo de utilizar las barcazas (gasto negativo de transporte).
^eEste es costo aumentado que afecta a las compañías operadoras de las barcazas, para manejar el aumento en el tráfico de las barcazas (adquisición de más barcazas, etc.).
^fSe trata del costo disminuido en los ferrocarriles, atribuible al volumen que se pierde al trasladarlo a las barcazas (menos locomotoras, carros, etc.).
^gSe trata del aumento en los ingresos en las barcazas, debido al aumento en el volumen de los negocios (volumen desviado).
^hSe trata de los ingresos perdidos por los ferrocarriles debido a la disminución en el volumen de los negocios (volumen desviado).
ⁱSe trata de la disminución de los gastos de transporte pagados por los usuarios por utilizar las barcazas, que son más baratas (o sea, ahorran \$1 millón por año al cambiar de tipo de transporte: del ferrocarril a las barcazas). Nótese que esto no constituye en su totalidad un beneficio nacional, debido a que las compañías operadoras de las barcazas tienen que pagar \$500,000 por costo de operación.

Suposiciones. La disminución de \$1 millón en los costos de operación de las barcazas, se traspasa parcialmente a los clientes a una tasa de \$800,000/año, de manera que las compañías operadoras de las barcazas retienen \$200,000/año de los costos disminuidos de operación.
 El volumen de mercancías desplazadas del ferrocarril a las barcazas cambia las operaciones de

las barcazas y los ferrocarriles como se indica a continuación:

Aumento en los costos de las barcazas	= \$4.5 millones/año
Aumento en los ingresos de las barcazas	= \$5 millones/año

Disminución de los costos del ferrocarril = \$5 millones/año

Disminución en los ingresos del ferrocarril = \$6 millones/año

SOLUCIÓN

La tabla 8-16 presenta los resultados del análisis (véanse las notas explicativas de los diversos números de la tabla). Se notará que el cálculo de los beneficios netos nacionales (\$900,000) implica la cuidadosa determinación de los beneficios y costos de cada grupo afectado; en primer lugar, los beneficios netos correspondientes al volumen actual de las mercancías (no desplazadas), en la suposición de que los medios respectivos se mantienen sin cambio; y en segundo término, los beneficios netos obtenidos al traspasar las mercancías del ferrocarril a las barcazas. En un problema real, los camiones pueden asimismo constituir otro grupo afectado.

Evaluación ambiental. Esta evaluación es similar a la de los otros proyectos que cambian la morfología de un río. Los cambios en el transporte de sedimentos pueden desestabilizar al río. La instalación de esclusas y escaleras para los peces, cambia la población de los peces. Pudiera asimismo presentarse alguna contaminación debido a la utilización del río, además del peligro de derrames y otros accidentes.

Recreación

Evaluación económica. Los beneficios derivados de la recreación se miden en términos de la disposición a pagar del usuario. Puesto que raras veces se cuenta con una cuota directa para el usuario, con la que se pudiera construir una curva de demanda, se han desarrollado medios sustitutos de evaluación. Muchos proyectos de recreación no sólo crean un beneficio en un área, o para un tipo de recreación, sino que crean asimismo un costo en otra área o en otro tipo de recreación. Por ejemplo, un embalse puede crear recreación para los deportistas que prefieren las aguas tranquilas, pero puede destruir un

área recreativa para los deportistas que utilizan los rápidos (balsas, etc.). O si no, un embalse en un área puede secar un río en otra. Se deberán incluir todos estos costos.

El costo del equipo, los alimentos, el transporte, o los albergues, asociados con el uso recreativo de un proyecto, no son medidas directas del beneficio recreativo, sino sólo cuotas que se pagan por el uso del lugar. En *Procedures* se presentan tres métodos para evaluar los beneficios recreativos: el método de los costos de viaje (TCM); el método de la evaluación contingente (CVM); y el método del volumen unitario por día (UDV). En la obra citada se incluyen explicaciones detalladas de dichos métodos.

En el caso del método de los costos de viaje se construye una curva de demanda deducida; o sea, se construye una curva de demanda mediante medios indirectos. Este método se basa en la suposición de que el uso recreativo disminuye a medida que aumentan los costos de tiempo de viaje, y otros desembolsos relacionados con el lugar. Este método se puede aplicar a un proyecto específico o a un modelo regional.

En el caso del método de evaluación contingente se estimarán los beneficios por medio de una técnica de encuesta. Se les pregunta a las personas que viven en los alrededores del área del proyecto que indiquen su disposición a pagar, a cambio de las nuevas oportunidades de recreación, y se combinan sus respuestas, a fin de estimar los beneficios del proyecto. Este método se puede asimismo utilizar en un proyecto específico o en un modelo regional.

En el caso del método del volumen unitario por día se utilizará la opinión de los expertos, o el juicio de personas bien asesoradas, a fin de estimar la disposición promedio a pagar por las oportunidades recreativas. Se aplica un valor unitario por día ajustado al uso estimado, a fin de aproximar los beneficios del proyecto.

Se deberán estimar los beneficios para las dos categorías de recreación: 1) el uso total expuesto del sitio, incluyendo las transferencias desde otros sitios; 2) el uso destruido o desplazado del sitio existente. Según el libro *Procedures*, se requiere un modelo regional o un estudio del sitio específico, en el caso en que el proyecto de recreación anti-

pe más de 500,000 visitas anuales, o si los costos federales compartidos importan más de \$750,000 (en dólares de 1979), y los costos de recreación representan más de un 25 por ciento de los costos totales del proyecto. Se utilizarán las siguientes nueve etapas para calcular los beneficios recreativos.

Etapas 1. Definir el área de estudio.

Etapas 2. Estimar los recursos recreativos o sea, la capacidad de todos los sitios en el área, incluyendo la calidad de cada sitio.

Etapas 3. Pronosticar el uso recreativo potencial en el área del proyecto; o sea, la máxima visitación a los precios que prevalecen, en el caso de que todos los sitios potenciales de recreación fueran plenamente desarrollados. No se considerarán restricciones en el suministro.

Etapas 4. Determinar la condición sin el proyecto, comparando las etapas 2 y 3, a fin de determinar la demanda en sitios adicionales de recreo.

Etapas 5. Pronosticar el uso del área recreativa. Esto se puede efectuar a) utilizando un modelo de estimación de uso regional; b) a partir de un modelo de estimación de uso específico del lugar; c) utilizando los resultados de un proyecto semejante y extrapolándolos al área de estudio, o d) suponiendo utilización plena, en el caso de que los resultados de c) justificaran tal suposición.

Etapas 6. Estimar el valor de uso con el proyecto, utilizando uno de los tres métodos recomendados: el método de costos de viaje, el método de la evaluación contingente y el método del volumen unitario por día.

Etapas 7. Pronosticar el uso recreativo que será disminuido por el proyecto; o sea, recreación disminuida causada por el proyecto, ya sea en otras áreas, o en el área del proyecto, como se hizo en la etapa 5.

Etapas 8. Estimar el valor del uso recreativo, disminuido por el proyecto, como se hizo en la etapa 6.

Etapas 9. Calcular los beneficios de la recreación.

Ambiente

Existe obviamente un efecto perjudicial sobre el ambiente debido al uso, pero un ambiente no utiliza-

do no beneficia directamente a las personas. Teóricamente, hay valores de opción y de existencia, pero es muy difícil evaluarlos. Los valores de opción representan el valor que las personas vinculan al futuro de un lugar —o sea, los valores de todas las futuras opciones de desarrollo. Los valores de existencia representan el valor que las personas confieren a simplemente "tener" un área silvestre, a pesar de que puede ser que nunca la visiten o hagan uso de ella. Algunos planificadores clasifican a las vistas escénicas como valores de existencia. Por ejemplo, los rápidos de un río tienen un valor de existencia para quienes gozan nada más con mirarlos, y dichas personas podrán oponerse a su uso para navegar en balsas, debido a las basuras y otra contaminación que inevitablemente acompaña a este uso. No obstante, aquellos que están a favor de la navegación en balsa por los rápidos, podrían considerar el valor de existencia como un beneficio menos importante en comparación con este tipo de navegación.

En resumen, los impactos ambientales necesitan ser mostrados con tanta precisión como sea posible, y el responsable de tomar las decisiones no sólo deberá decidir si son positivos o negativos, sino determinar asimismo la magnitud relativa de sus impactos. La matriz de decisión estudiada en la sección 8-3, resulta ser un auxiliar de mucha ayuda para cumplir con esta tarea.

LECTURAS RECOMENDADAS

- Arrow, K. J. *Social Choice and Individual Values*. Nueva York: John Wiley, 1963.
- Parish, N. N. *Economic Analysis for Engineering and Managerial Decision Making*. Nueva York: McGraw-Hill, 1962.
- Benayoun, R., et al. "Linear Programming with Multiobjective Functions, Step Method (Stem)." *Mathematical Programming* 1 (1971).
- Cohen, J. H., y D. H. Marks. "A Review and Evaluation of Multiobjective Programming Techniques." *Water Resources Research* 11 (abril 1975).
- Desgupta, A. S., y S. Marglin. *Guidelines For Project Evaluation*. Reporte inédito, 1972.
- Gordon, T. J., y R. H. Ament. *Forecasts of Some Technological and Scientific Developments and Their So-*

cietal. Consequences. Middletown, Conn: Institute for the Future, 1969.

Gordon, T. J., y H. S. Becker. "The Use of Cross-Impact Matrix Approaches in Technology Assessment." En *The Methodology of Technology Assessment*, ed. por M. J. Cetron y B. Bartocha. Nueva York: Gordon y Breach, 1972.

Grant, E. L., W. G. Ireson, y R. S. Levenworth. *Principles of Engineering Economy*, 6a. ed. Nueva York: John Wiley, 1976.

Gray, S. L., y R. A. Young. "Economic Considerations in Evaluating Large Scale Water Transport." Trabajo presentado en la Arid Lands Section en el 47th annual meeting of the Rocky Mountain and Southwestern Division of the AAAS, Fort Collins, Col., 28 Abril 1972.

Haimes, Y. Y., W. S. Hall, y A. I. Freedman. *Multiojective Optimization in Water Resources Systems*. Nueva York: Elsevier, 1975.

Helmer, O. "Stimulating the Values of the Future". En *Values and the Future*, ed. por K. Baier y N. Rescher. Nueva York: Free Press, 1969.

Hetman, F. *Society and the Assessment of Technology*. Paris: OECD, 1973.

Ignazio, J. P. "An Approach to the Capital Budgeting Problem with Multiple Objectives." *The Engineering Economist* 21 (verano de 1976).

James, D. L., y R. P. Lee. *Economics of Water Resources Planning*. Nueva York: McGraw-Hill, 1971.

Leopold, L. B., et al. *A Procedure for Evaluating Environmental Impact*. Geological Survey Circular G 45. Washington, D.C.: U.S. Government Printing Office, 1971.

Lichfield, N., P. Kettle, y D. Whitbread. *Evaluation in the Planning Process*. Oxford, Pergamon, 1975.

Merewitz, L. "Recreational Benefits of Water Resources Development." *Water Resources Research* 2 (oct.-dic. 1966).

Newman, P. O. *Engineering Economic Analysis*. San Jose: Engineering Press, 1976.

Water Resources Council. *Water and Related Land Resources, Establishment of Principles and Standards for Planning*. Federal Register 38 (10 sep. 1974).

Water Resources Council. *Procedures for Evaluation of National Economic Development (NED) Benefits and Costs in Water Resources Planning (Level C), Final Rule*. Federal Register 44 (14 dic. 1978), 18 CFR parte 713.

Weingartner, H. M. *Mathematical Programming and the Analysis of the Capital Budgeting Problems*. Englewood Cliffs, N. J.: Prentice-Hall, 1963

Ejercicios

1. Evaluar dos sistemas competitivos de suministro de agua, cumpliendo ambos las demandas requeridas por una ciudad. Los datos económicos están dados en la tabla 8-17. Suponer una tasa de descuento de un 10 por ciento
2. Justamente después de que el cliente ha desembolsado \$10,000 en un sistema de riego, apareció uno mucho mejor en el mercado. Los datos económicos para los dos sistemas aparecen en la tabla 8-18 (véase la página siguiente). Suponer una tasa de descuento de un 10 por ciento. ¿Qué camino a seguir se podría recomendar?
3. Es preciso escoger entre dos proyectos para el control de avenidas. La alternativa A tiene un costo inicial de \$50,000 y costos de operación y mantenimiento anuales de \$2,000 hasta el año 10, en el cual aumentarán \$200 al año hasta el año 30 (o sea, el costo de operación y mantenimiento, al final del año 11 será de \$2,200) Los beneficios tienen un valor constante de \$8,000/año. La alternativa B tiene un costo inicial de \$70,000 y costos de operación y mantenimiento constantes de \$3,000/año. Los bene-

Tabla 8-17. Ejercicio 8-1: Datos económicos para dos alternativas

Renglón	Alternativa A	Alternativa B
Costo de construcción	\$15,000	\$25,000
Costo anual de operación y mantenimiento	\$2,200	\$1,000
Valor de recuperación	\$1,500	\$4,000
Vida económica	10 años	20 años

Tabla 8-18. Ejercicio 8-2: Datos económicos para dos sistemas

Elemento	Sistema presente	Sistema nuevo
Costo presente adicional	\$5000	\$8000
Beneficio anual	\$1500	\$2400
Vida económica	10 años	10 años
Valor de recuperación	0	\$2000

Tabla 8-19. Ejercicio 8-4: Factores de gradiente

n	James y Lee	Newman
	P / G, 10%, n	P / G, 10%, n
1	0.90907	0
2	2.58198	0.828
4	7.54798	4.378
6	14.03943	9.684
8	21.36360	16.029
10	29.03992	22.891

- ficios son constantes hasta el año 20, con un valor de \$25,000 en el cual empiezan a declinar linealmente cada año hasta llegar a cero en el año 30. Suponer una tasa de descuento de un 8 por ciento y una vida de proyecto de 30 años.
4. Las tablas de gradientes de James y Lee, y de Newman (véanse lecturas recomendadas) difieren como se muestra en la tabla 8-19. ¿Cómo pueden explicarse la diferencia?
 5. Se tiene un presupuesto de \$650,000 para los proyectos enumerados en la tabla 8-20. ¿Cómo se gastará el presupuesto a fin de maximizar el valor neto del cliente?
- Se lleva a cabo un estudio de planeación por

Tabla 8-20. Ejercicio 8-5: Datos económicos para ocho proyectos (unidades en \$100)

Proyecto	Costo	Beneficios anuales	Vida económica	Valor de recuperación
1	300	94.69	4	0
2	300	47.40	10	100
3	200	39.83	10	0
4	100	20.00	6	100
5	100	20.00	10	100
6	100	18.00	10	100
7	100	23.83	10	0
8	50	34.72	2	0

sector de evaluación general, regional (interestatal). Una gran cuenca fluvial (200,000 km²) drena dos regiones —un área rural pobre y un área urbana. El proyecto de objetivos múltiples incluido está diseñado principalmente para el control de avenidas y agua de irrigación, pero proporciona algunos usos recreativos. En la región urbana hay una fuerte minoría que está a favor de la preservación del medio que siempre se ha opuesto a la construcción de embalses.

La alternativa A se basa en un embalse de uso múltiple, con un costo inicial de \$50 millones y costos anuales de operación y mantenimiento de \$50,000. Los beneficios anuales se estiman en \$6.2 millones (provenientes mayormente de la energía hidroeléctrica). El embalse aumentará probablemente los ingresos en un 10 por ciento en la región pobre, y aumentando solamente en un 2 por ciento los ingresos urbanos. El proyecto crearía 4,000 empleos en la región pobre. El embalse inundará un valle escénico y causará algunos cambios temporales en la morfología del río (afectando ligeramente a los peces). La flora del valle escénico, considerada bella pero no única, será destruida. A pesar de que el embalse eliminará la navegación en balsa por los rápidos, creará una importante área recreativa, la que prestará servicios a una mayor cantidad de personas.

La alternativa B combina el desarrollo del agua subterránea, junto con diques y la adquisición de una llanura de inundación. El costo inicial es de \$20 millones y los costos anuales de

operación y mantenimiento importan \$450,000 (mayormente para el bombeo). Los beneficios anuales estimados importan \$3 millones. Este proyecto creará considerable cantidad de sedimentos y perjudicará a la industria pesquera en el río y en la bahía. Será provechoso para la recreación al crear un cinturón verde a lo largo del río y mejorará la navegación en bote, sin perjudicar a la flora. Sin embargo, el cinturón verde destruirá una parte escénica del río. Evaluar, utilizando el método de ponderación indicado en el ejemplo 8-10, estas dos alternativas, tanto para los objetivos económicos como para los ambientales. Suponer una tasa de descuento de un 12 por ciento y una vida económica de 50 años para ambos proyectos. Clasificar, siguiendo el formato de la figura 4-28, los parámetros ambientales como

- I.A.1. Inundación física del terreno para la construcción del embalse.
- I.A.2. Calidad física del agua (sedimento).
- I.B.1. Flora.
- I.B.2. Fauna (peces).
- I.C.1. Recreación.
- I.C.2. Estética.

Los dos primeros parámetros son los más importantes, y los dos últimos, los menos. Dar razones y enumerar las suposiciones que gobiernan la ponderación.

La eficiencia del proyecto se considera mucho más importante que el desarrollo económico regional, o que la redistribución de los ingresos (utilizar estos tres parámetros para construir la matriz económica).

En conjunto, el ambiente es probablemente dos veces más importante que la economía, pero un proyecto con beneficios netos negativos, no se ejecutaría aun cuando conduzca a un considerable mejoramiento del ambiente

7. Se evalúa un plan de ejecución de objetivos múltiples que tiene tres objetivos —económico, mejoramiento ambiental y desarrollo regional de una región deprimida. Se ha convertido el mejoramiento ambiental a “unidades ambien-

tales”. Son tres las alternativas que pudieran utilizarse en diversas combinaciones: control de avenidas, energía hidroeléctrica y control de la calidad del agua (mayormente, aumento de flujos bajos, medidos en m^3/s).

La alternativa de control de avenidas, la cual está constituida por un dique que no puede ser mayor de 2 m de altura, producirá \$1,000/m en beneficios anuales, tanto para el objetivo económico como para el objetivo de desarrollo regional de una región deprimida y destruye 20 unidades ambientales por metro de altura del dique.

La alternativa de energía hidroeléctrica no puede sobrepasar de 2 mw de potencia, y producirá \$1,000/mw en lo que respecta a la cuenta de mejoramiento ambiental pero sólo \$500/mw para el desarrollo regional de la región deprimida. Añadirá 10 unidades ambientales por megawatt.

La alternativa de calidad del agua producirá \$500 por m^3/s de flujo económico. No puede sobrepasar de 2 m^3/s y producirá \$1,000 por m^3/s para el desarrollo regional. Producirá 10 unidades ambientales por m^3/s .

La suma de cada metro de altura del dique más cada megawatt de potencia, más 1.25 m^3/s de aumento del flujo, no deberá sobrepasar de 5.0; y la suma de la altura del dique más 1.0 no podrá ser menos que 1 m^3/s de aumento del flujo.

Por supuesto que se desea maximizar los objetivos económicos de desarrollo regional y ambiental.

Se utilizará el método de intercambio de valores sustitutos (SWT), a fin de generar la función de intercambio. Se deberá mostrar claramente, para que el responsable de tomar las decisiones pueda determinar fácilmente la función SWT (los valores de intercambio).

8. Tomar un programa simple de PL de computadora, y convertirlo en una subrutina. Escribir un programa principal a fin de generar automáticamente las funciones de intercambio cuando menos para tres objetivos. Esto resultará útil con el método SWT.

Capítulo 9

Ejecución del plan

Si bien la “ejecución” es una de las etapas de la planeación de la estructura descriptiva del ambiente o desarrollo (véase la sección 1-5), deberá ejecutarse o desarrollarse cada etapa de cada plan; desde la política hasta la evaluación general. Es a este significado de ejecución, al cual se dirige ahora la atención. Se trata de determinar por qué fallan algunos planes y de qué manera puede el planificador evitar el fracaso.

9-1 SIGNIFICADO DE EJECUCIÓN

Una vez que se ha aceptado un informe de planeación y se ha elegido la alternativa, comienza la etapa de ejecución. Aun cuando el contrato de planeación o acuerdo se haya terminado (es de esperar que no sea así, hasta que el plan esté totalmente ejecutado), el planificador debe experimentar una cierta responsabilidad respecto al plan.

“La ejecución es política”

Algunos han dicho que la ejecución es política. Los planificadores —especialmente de ingeniería— se encuentran a menudo en una posición débil en esta área. La recaudación de los fondos necesarios (la cual podría tener lugar etapa por etapa durante un largo período), puede ser mayormente una tarea política. Deberán atravesarse muchos otros aconteci-

mientos políticos, llamados “etapas de ejecución”. Por ejemplo, otras dependencias gubernamentales que posean la facultad de detener la ejecución pueden hacerse presentes. También surgir desacuerdos entre los responsables de tomar las decisiones; existe la posibilidad de que los contratistas queden mal, o que un grupo de influencia obtenga un mandato judicial para detener la marcha del proyecto. Aun cuando no se presentan problemas imprevistos, las etapas de ejecución ya previstas, pueden causar demoras, si no es que fracasos.

El planificador, ya sea que sea responsable de la ejecución del plan, debe considerar el plan como un fracaso si no se ejecuta. Esta regla no se aplica cuando cambien las circunstancias o se obtenga información adicional que demuestre que el plan ya no representa los mejores intereses del cliente (o de los públicos).

“La ejecución es comunicación”

La frase “ejecución es comunicación” es tal vez un corolario de “la ejecución es política”. La comunicación continúa sin cesar en el estudio de planeación, en la forma de participación del público e informes provisionales. La comunicación se compendia, asimismo, en el informe final, el cual se considera al final del estudio de planeación —una actitud contra la cual ya se han hecho comentarios en el texto. En consecuencia, antes de pasar a considerar los

aspectos prácticos de la ejecución, en las tres secciones que siguen se tratará de la participación del público, del informe final y de la toma de decisiones.

9-2 PARTICIPACIÓN DEL PÚBLICO

Principios básicos

Si la participación del público no se incluye en el presupuesto como uno de sus elementos, es casi seguro que sea desdénado, y la expectativa de ejecución se verá así reducida. Hay cuatro principios de participación del público:

1. El planificador deberá buscar y utilizar la información y datos que proporcionen todos los públicos interesados durante cada una de las etapas pertinentes del proceso de planeación. La cooperación y la transigencia pueden no sólo evitar las costosas demandas judiciales, sino también fortalecer el plan de manera que rinda máximos beneficios sociales netos.
2. La participación del público tiene limitaciones que han de comprenderse bien. Las minorías bien organizadas pueden eclipsar a las mayorías silenciosas, e imponer una solución impopular; o bien los públicos sin un conocimiento técnico adecuado pueden sugerir alternativas que no sean factibles.
3. El planificador ha de ser honrado y sentir simpatía por los diversos grupos interesados. La habilidad de lograrlo ayudará en gran manera a aumentar la credibilidad del planificador. La honradez lleva aparejados riesgos, en cuanto a que los grupos de presión tienen la ventaja de conocer la estrategia del planificador, sin revelar la propia.
4. Resulta importante la selección de los medios. Las reuniones públicas no son el único vehículo mediante el cual esto se puede lograr. El planificador deberá tomar en cuenta también las entrevistas, los anuncios pagados, los programas de vistas de radio y televisión, los cuestionarios, las cartas con noticias, la técnica Delphi, los juegos de simulación, los viajes de campo, los grupos de estudio y trabajo, los grupos asesores, los panfle-

tos y otros métodos. En una reunión, un planificador asignó a cada persona el papel de representar a otra persona. El encargado del desarrollo representaba al defensor del ambiente, el ciudadano interesado representaba al encargado del desarrollo, y el defensor del ambiente representaba al ciudadano. Luego debatieron el significado de varias alternativas desde la perspectiva de sus papeles asignados. Esto los ayudó a enfocar las cosas desde los puntos de vista de los otros y creó un espíritu de comprensión.

El enfoque de que "la honradez es la mejor política", se puede mejorar si se alienta en las reuniones públicas la cooperación en lugar de la confrontación. Connor menciona cinco lineamientos para el manejo efectivo de una reunión.¹

1. Establecer metas específicas para la reunión. Todo deberá organizarse a fin de promover dichas metas y evitar las distracciones.
2. Averiguar qué clase de personas asistirán y qué temas es posible que sean presentados.
3. Ordenar la distribución física a fin de evitar al máximo las confrontaciones no verbales y para demostrar cooperación. Por ejemplo, no se utilice un escenario que confronte a las filas de asistentes —un arreglo que implica confrontación. En su lugar, colocar las sillas en un semicírculo, o situar mesas distribuidas según un cuadrado que miren al centro de la estancia. Se puede usar música junto con carteles a fin de crear un ambiente adecuado.
4. Establecer una agenda, como por ejemplo:
 - a. Introducción (una reseña —menos de 25 minutos).
 - b. Período de preguntas (45 minutos más o menos).
 - c. Discusiones de pequeños grupos con los planificadores o los expertos. Dejar que los asistentes alternen entre los varios grupos, durante el curso de la velada. Servir café y donas.

¹ D. M. Connor, "Transforming a Meeting From Confrontation to Cooperation" *Civil Engineering*, feb. 1977: 57-59

d. Forma para respuestas (pedir a los participantes sus evaluaciones sobre los factores que juzguen importantes).

5. Disponer que cada persona que llegue sea recibida a la entrada y que se le entregue un panfleto sobre el proyecto. Hacer que un líder local abra la reunión, y que durante el período de preguntas, se registren las preguntas y respuestas en una libreta de gráficas o en un proyector elevado.

Cuando se manejan las preguntas de una manera cortés, comprensiva y apreciativa se puede transformar una reunión llena de desconfianza o en una de consideración mutua con un intercambio genuino de información.

El punto importante que no se deberá olvidar es que las reuniones públicas merecen planearse con el mismo cuidado que cualquier otra parte del proceso de planeación. El desaliño en la atención de esta área constituye un mal servicio para el cliente.

Mecánica

Las reuniones públicas requieren de la habilidad oratoria de los conferencistas y del uso de auxiliares audiovisuales. Es evidente que la persona que presenta la información o contesta las preguntas, deberá hablar enunciando claramente. Son varias las oportunidades de que se dispone para mejorar la habilidad oratoria. El libro de Bordon, *Public Speaking as Listeners Like It*,² es un libro pequeño, pero valioso. Quizá lo más provechoso es estar preparado para contestar de una manera satisfactoria a la mayor parte de las preguntas (suponiendo siempre que se posee la habilidad requerida).

Sugerencias para hablar en público. Bordon enumera cuatro etapas o puntos, que hacen efectiva una presentación verbal.

1. Ganarse la atención de la audiencia suponiendo que nadie está interesado, ni preparado para escuchar. Utilizar con este fin, una observación sorprendente o una anécdota humorística como co-

mentario de entrada. En condiciones ideales, esta afirmación inicial deberá relacionarse con el objetivo principal de la reunión, al cual se puede entonces dirigir la atención del oyente.

2. Después de ganarse la atención del oyente, hay que conservarla demostrando cómo *los afecta el tema*.
3. Ilustrar, con ejemplos, los puntos principales de la presentación. Las estadísticas significativas proporcionan una manera de ilustrar los puntos y demostrar los enunciados.
4. Comunicar a los oyentes qué acción habrá que tomar. Una presentación oral creativa, clara, interesante y convincente es más importante que un informe escrito.

No todas las presentaciones orales están dirigidas a capturar el apoyo del público. Muchas reuniones en las cuales participe la audiencia se celebran para informar a los públicos acerca del proyecto. No obstante, en tales reuniones se puede invitar a los presentes a participar activamente en el estudio, informarse acerca de las alternativas o integrarse al grupo de alguna otra manera. Las presentaciones para recolectar información o para diseminarla también deben ser interesantes, y eso es lo menos que los planificadores deberán buscar que se logre.

Auxiliares audiovisuales. Se puede crear un impacto favorable, y comunicar la información de una manera efectiva, mediante el uso cuidadoso de los auxiliares audiovisuales. En la tabla 9-1 aparecen los ocho tipos principales de ayuda audiovisual. Deberán usarse los auxiliares audiovisuales, sólo en el caso en que se pueda comunicar una idea con más claridad, ganar la participación de la audiencia o lograr una mejor comunicación. Las pruebas han demostrado que se aprende un 11 por ciento por el oído y un 83 por ciento por la vista. Se retiene un 10 por ciento de lo que se escucha y un 30 por ciento de lo que se ve, pero el 50 por ciento de lo que se ve y oye al mismo tiempo. En el caso en que se decida utilizar medios audiovisuales, hay que escoger el que sea adecuado para el trabajo que se tiene entre manos.

Los proyectores de acetatos tienen mucha aceptación, y la compañía 3M ha publicado varios linea-

² R. C. Bordon, *Public Speaking As Listeners Like It*. (Nueva York: Harper & Row, 1935)

Tabla 9-2. Lista de verificación para hacer mejores presentaciones

1. Considerar el tamaño de la audiencia, y luego seleccionar un lugar de reunión apropiado, que sea lo más cómodo posible.
2. Asegurarse de que todas las personas que forman la audiencia conocen el objetivo de la reunión; y asegurarse además que la presentación se realice para cumplir con dicho objetivo.
3. Ajustar el tamaño y la altura de la imagen proyectada (en la pantalla o en la pared), a fin de que todos los asistentes tengan asientos de "primera fila".
4. Mantener encendidas las luces de la sala en el caso de que se utilicen proyectores de acetatos los cuales producen una imagen brillante, aun en recintos totalmente iluminados.
5. Se debe mirar siempre a la audiencia. No es necesario voltearse para mirar a la pantalla, si se utiliza un proyector elevado.
6. Utilizar un interruptor para encender y apagar el proyector. La luz atrae la atención. Al apagar el proyector, la atención de la audiencia se concentrará en el conferencista.
7. Solicitar, cuando sea conveniente, preguntas y comentarios de la audiencia, y luego convertirlos en tema de discusión.
8. Hacer el material de la proyección lo más simple, conciso y claro, de manera que se pueda leer con facilidad desde la parte posterior de la sala (véase la figura 9-2).
9. Utilizar la "técnica de la revelación": o sea, mantener cubierta la parte inferior de la diapositiva. De esta manera se mantiene la atención de la audiencia sobre el material que se presenta.
10. Colocar y retirar las diapositivas con la luz apagada.
11. Utilizar, si fuera posible, una pantalla de tejido plano.

Fuente: Materiales 3M.

mientos útiles para su utilización.³ En la tabla 9-2 se proporciona una breve lista de verificación para lograr las mejores presentaciones. La figura 9-1 muestra posibles arreglos de salas para las presentaciones. Para cambiar la marcha y mantener el interés, es provechoso combinar los proyectores con los

³ M. Company, *How to Make More Effective Presentations*, A-Visual Products Division, 3M Center, St. Paul, Minn., 55101.

pizarrones. Cuando se hace esto, se deberá colocar la pantalla a un lado y se deberá usar el pizarrón cuando se quiera que la audiencia copie cosas tales como ecuaciones o listas; no se debe utilizar para dibujar figuras o gráficas complejas.

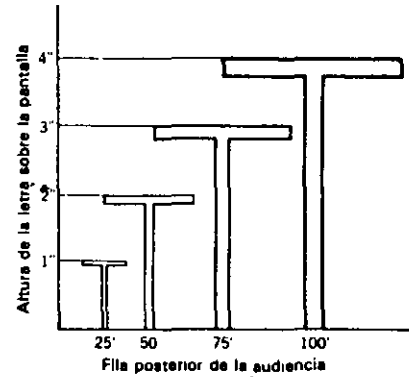
La preparación creativa de diapositivas (el uso de colores, etc.) estimula el interés (los fabricantes surten el mercado con equipos para estos usos). Utilizar superposiciones para añadir información a una diapositiva básica, o usar el puntero para dirigir el interés sobre lo proyectado.

La figura 9-2 muestra lineamientos para el diseño tanto de transparencias como de diapositivas. En el caso de las transparencias, las letras blancas sobre un fondo de color, no sólo resultan más interesantes sino que también mantienen la atención del público. Es muy provechoso alternar la presentación con el salón una vez a oscuras y otra vez iluminado, cuando se trate de una presentación prolongada. No se debe proyectar una transparencia por más de 15 a 30 segundos, a no ser que muestre un dibujo complicado o escrito.

Cuando una presentación oral acompaña a la proyección de la transparencia, se debe estar seguro de que las palabras que se dicen sean las mismas que se muestran, puesto que en realidad se está leyendo en voz alta junto con el auditorio. Debe tenerse siempre a mano un bulbo de repuesto, y estar seguro de que todo está en su lugar antes del inicio de la reunión. Un orador que maneje torpemente el equipo, no solamente desperdicia el tiempo de auditorio, sino que también da la impresión de no estar preparado.

9-3 INFORMES ESCRITOS (COMUNICACIÓN)

Por lo general, se escribe un informe después de alcanzar cada nivel de planeación. Un informe de evaluación general, por ejemplo, puede llegar a contar con muchos volúmenes. Pueden haber asimismo informes sobre el progreso periódico, entregados en cada etapa de planeación. Los tipos de informes requeridos deberán especificarse en el documento del



Se presentan aquí algunas otras indicaciones sobre qué hacer y qué no hacer

- No usar más de 6 a 7 palabras por línea.
- No usar más de 10 líneas de texto.
- No poner más de cinco columnas verticales.
- No usar líneas divisorias verticales - usar espacios.
- Se deberá condensar la información.
- Se deberán usar símbolos y abreviaturas.
- Se deberá eliminar toda palabra o figura innecesarias.
- Se deberá diseñar el cartel de manera que pueda ser leído desde la última fila de la audiencia.

Figura 9-2. Lineamiento para la preparación de diapositivas y transparencias. (Fuente: 3M Company.)

contrato. No se debe olvidar que la calidad de los informes afectará a la ejecución.

Quizá los aspectos básicos de un informe sean el material que se ha de comunicar y la calidad de la presentación. Una vez que se hayan recolectado los datos de alta calidad, los resultados y otro material, el trabajo del que redacta el informe consiste en co-



Figura 9-3. Flujo de información.

municar la información tan bien que el cliente y otras personas no sólo lo comprendan, sino que sean estimulados. Una comunicación deficiente da la impresión de un trabajo desordenado, o simplemente no se comprende. Puede que el cliente quede más impresionado por un informe bien escrito que tenga datos deficientes, que por un informe mal escrito que tenga datos exactos.

En la figura 9-3 se ilustra la tarea de la comunicación; muestra el flujo de información desde el remitente al receptor. Debido a que no hay retroalimentación en la comunicación escrita, es muy importante que cada etapa quede suficientemente clara. Para cultivar la habilidad de escribir bien se tiene el libro clásico de Kapp, *The Presentation of Technical Information*, y el libro de Strunk y White, *The Elements of Style*.⁴ Este último libro ayuda a escribir concisa y claramente, haciendo resaltar errores gramaticales y de estilo que comúnmente se cometen y que estorban la transmisión fluida del significado. Por ejemplo, la regla 13 de Strunk dice: "Omitir las palabras inútiles". La tabla 9-3 ilustra esta regla.

Kapp puntualiza que la lógica es como un mapa y que un esquema es una condensación de nuestra lógica. Ya sea que se prepare primero un ensayo detallado y luego se ponga por escrito, es de gran importancia redactar un resumen del informe después que esté terminado. Este resumen revelará los errores en la lógica y los impedimentos en el flujo del pensamiento.

Nunca se deberá perder de vista a los lectores al redactar el informe y saber su nivel de conocimientos técnicos, la razón por la cual leen el informe y cómo recibirán los lectores lo escrito por el planificador.

A un nivel más avanzado, la atención que se conceda a la velocidad de la lectura podrá hacer que

⁴ O Kapp, *The Presentation of Technical Information*, 2a ed (Londres: Constable, 1973), y W. S. Strunk, Jr., y E. B. White, *The Elements of Style* (Nueva York: Macmillan, 1962).

Tabla 9-3. Ejemplos de palabras innecesarias

Incorrecto	Correcto
en el caso en que fuera	si
no existe duda alguna de que	indudablemente
utilizado para que sirva de combustible	usado como combustible
este es un tema que	este tema
debido al hecho de que	ya que (porque)
no tenía conocimiento del hecho de que	no lo había notado (no sabía)

FUENTE: Strunk y White, 1962

un reporte de fácil comprensión se convierta en uno interesante. Los lectores necesitan de tiempo para comprender los conceptos. Utilícense palabras refinadas para disminuir la velocidad de la lectura y palabras sencillas para acelerarla. Después de haber presentado una declaración importante, hay que explicarla con palabras sencillas, de manera que el lector pueda asimilarla. Un escritor ha sugerido que se combinen las palabras de hechos con las palabras de sentimientos. Con el fin de ayudar a la memoria del lector, el escritor a menudo utiliza las asociaciones, la pertinencia, la anticipación, la repetición y la fraseología para hacer más fácil el aprendizaje del material. Ningún pensamiento deberá estar fuera de lugar, y la lógica del reporte debe fluir suavemente. El buen uso de la gramática y de la ortografía destacan un informe bien escrito. Una cubierta y formato atractivo ayudarán a "venderlo" y que sea aceptado con menos desconfianza.

Organización de un informe de planeación.⁵

Sorenson ha sugerido que los principales lectores de un reporte de planeación pueden agruparse en tres categorías: los responsables de tomar las decisiones, los clientes o ingenieros en general y los diversos expertos. Los responsables de tomar las decisiones son los banqueros, los economistas y los políticos— todos ellos quieren ver las conclusiones y resultados generales, no la información técnica. Estarán intere-

sados en los aspectos económicos porque son ellos los que deciden si financiarán o no el proyecto.

En lo que respecta a los clientes o ingenieros en general, que asesorarán a quienes toman las decisiones, el planeador debe recordar que aunque no son expertos pueden comprender los conceptos técnicos. Estarán interesados en la ingeniería —en las conclusiones y en cómo se llegó a esas conclusiones— pero no en la inmensa cantidad de datos que fue necesario tamizar para llegar a dichas conclusiones. Se les deberá ofrecer la suficiente información que les deje juzgar la corrección técnica del enfoque, pero no tanto que les permita duplicar el trabajo.

El tercer grupo de lectores representa la contraparte profesional del grupo de planeación. Requerirán toda la información necesaria para llegar a las mismas conclusiones. Saben tanto como el equipo de planeación y están interesados en todos los datos reunidos, porque es posible que quieran duplicar el trabajo para ver si llegan a las mismas cifras y conclusiones. Actuarán como jueces de la competencia técnica del planificador.

Sorenson ha sugerido que se escriba una sección del informe para cada uno de estos grupos. En el caso del grupo financiero, esto significa una carta descriptiva sobre los resultados. Dicha carta se dirige por lo común al responsable de la toma de decisiones; contiene una breve descripción del plan y de los resultados del proceso de decisión. ¿Cuáles serán los beneficios netos? ¿Con qué exactitud se ajusta el plan a los otros objetivos? ¿Qué financiamiento será necesario? ¿Cómo se amortizarán los préstamos? Se deberá asimismo incluir información pertinente con respecto a la manera de compartir los costos.

⁵ K. E. Sorenson, "Preparing Effective Reports for Project Financing", *Consulting Engineer*, abril, 1963.

Consecuentemente la parte principal del reporte deberá escribirse con destino al equipo técnico del cliente. Esta sección deberá delinear los procesos mediante los cuales se formaron las alternativas y explicar las suposiciones y procesos de diseño. Deberá asimismo presentar las alternativas y mostrar cómo se comparan con el plan. Es posible utilizar las etapas del proceso de planeación como un ensayo para el cuerpo principal del informe. El cuerpo principal deberá contener mapas, gráficas y otros materiales ilustrativos que pudieran ser de utilidad. Se deberán, asimismo, exhibir en este lugar los resultados de los modelos de simulación, de los modelos de optimización y de la recolección de datos. El auditorio interesado en el cuerpo principal se aboca a seguir el proceso de planeación, a fin de evaluar el estudio y hacer una recomendación al cuerpo financiero.

Al grupo final, los especialistas, le interesa la información contenida en los apéndices, en los cuales deben estar todos los datos necesarios para duplicar las simulaciones, otros modelos, las proyecciones, etc. Los apéndices deben ser lo suficientemente completos, como para que en el futuro, cuando se lleve a cabo un análisis posterior, tengan disponibles todos los datos necesarios. Los apéndices pueden asimismo convertirse en fuentes de futuros estudios.

9-4 ¿POR QUÉ FRACASAN LOS PLANES?

Los ingenieros y los planificadores frecuentemente son criticados a causa de los muchos planes que preparan, pero no son ejecutados, especialmente en el caso de los países en vías de desarrollo. Es indudable que los planificadores han errado muchas veces, pero muchos planes excelentes han fallado sencillamente debido a que no ha sido posible vencer los obstáculos que se oponían a su ejecución.

Son tres las razones principales por las que fallan los planes. La primera razón es directa: el plan es defectuoso y no se debe ejecutar. La segunda razón es que durante la ejecución cambian las circunstancias externas —cambian los objetivos, los individuos clave abandonan el trabajo, o los grupos de influencia ga-

nan poder. La tercera razón es que se bloqueó la ejecución. Si la ejecución depende de que se obtenga la aprobación de una dependencia, y si la aprobación no acaba de llegar, el plan fallará. Estas etapas de ejecución se pueden anticipar, pero no siempre se pueden controlar. Son riesgos inevitables.

Planes defectuosos

Un plan defectuoso es aquel que pasó por alto los objetivos del cliente, no delineó correctamente la región factible, o dejó de suministrar un proceso adecuado de ejecución. El libro *Principles and Standards* presenta cuatro pruebas que se han de aplicar a la formulación de alternativas.

1. *Aceptabilidad*. Este aspecto contempla la practicabilidad y viabilidad del plan en lo que se refiere a su aceptación por parte del público y la compatibilidad dentro de las restricciones institucionales conocidas. Es una prueba política.
2. *Efectividad*. Se trata básicamente de un criterio técnico.
3. *Eficiencia*. Esto equivale a un objetivo de costo mínimo.
4. *Calidad de completo*. Que sea capaz de una plena ejecución.

Objetivos incorrectos. Con frecuencia, los objetivos, o son incorrectos o están mal comprendidos, aun en el caso en que estén explícitamente enunciados. Por ejemplo, se le podría dar como objetivo a un planificador "construir a un costo mínimo un embalse para el suministro de agua", y entonces, después de que el plan haya sido aprobado, surgen enérgicas objeciones ambientales y el plan fracasa. Todo lo que el cliente quería en realidad, era suministro de agua, pero el objetivo enunciado de un embalse de costo mínimo, dio por resultado que tanto el planificador como el cliente excluyeran otras alternativas de suministro de agua.

La mayoría de las metas, tales como la maximización del bienestar social, o de la mejoría del ambiente, son relativas. En este caso, cuando una meta se convierte en objetivos, puede que sea necesaria una solución de compromiso, pero que no pueda ganar

suficiente apoyo del público. Tal solución de compromiso puede asimismo ser considerada no factible desde el punto de vista político.

Errores en el cálculo de la región factible. En la figura 7-2 se describe el conjunto factible como la intersección de varias alternativas factibles. El planificador puede mal juzgar una región factible, especialmente la región políticamente factible.

A veces, el plan es ilegal, lo que sucede cuando viola una ley ambiental. En los Estados Unidos, los grupos de influencia han podido bloquear planes por vía de los tribunales, debido a diagnósticos incompletos de impacto ambiental.

El área del estudio (posición de responsabilidad) puede ser incorrecta. El análisis institucional puede ser asimismo incorrecto —puede dejar de mostrar, por ejemplo, la cooperación entre las dependencias que se necesitan para la ejecución del plan.

La falta de participación del público también puede hacer que un plan falle. Muchas veces no se comprenden bien los planes; en otros casos, los grupos de influencia capitalizan las incomprensiones para dominar a los públicos mal informados.

El error en el cálculo de la cantidad de dinero necesaria para terminar el proyecto podría hacerlo financieramente no factible. De manera similar, se puede descubrir que un plan técnicamente no es factible durante la fase de ejecución.

Plan inadecuado de ejecución. La ejecución se inicia con la recolección de los recursos necesarios para desarrollar el proyecto. Cuando el responsable de tomar las decisiones controla también los recursos necesarios (como el capital) para ejecutar el plan, esto forma parte del proceso de aprobación.

Frecuentemente, se omite o se simplifica excesivamente, un proceso detallado, etapa por etapa, para ejecutar el plan. Cuando el planificador se hace cargo de la ejecución, es más probable obtener un buen plan de ejecución. Un plan inadecuado de ejecución puede no anticipar decisiones significativas, políticas, fiscales y de desarrollo físico, y por ello, disminuir grandemente la posibilidad de tener éxito.⁶

⁶ J. M. Kurz, "Transformation of Plans into Actions", *Journal of Urban Planning and Development Division, ASCE* 99 (sept., 1973): 183-191.

Circunstancias externas. Los cambios en las circunstancias externas quedan por lo general fuera del control del planificador. El cambio es inevitable, y el planificador sólo puede tratar de anticiparlo y diseñar para ello.

Cambios en el entorno de planeación. En todos los planes, exceptuando los más sencillos, hay un período durante el cual se ejecuta el plan. Este período se utiliza para obtener los acuerdos y recursos detallados en el plan de ejecución. Mientras más largo sea este período, mayores serán las probabilidades de que algún cambio imprevisto afecte adversamente al plan.

Cambios en el objetivo u objetivos. Los grandes proyectos de obras públicas pueden tomar varios años para su ejecución. En tal caso, los objetivos que existen cuando se adoptó el plan, pueden cambiar. Hay que considerar los muchos proyectos hidráulicos que el presidente Jimmy Carter canceló en 1978. La mayoría de estos proyectos fueron planeados antes de que el mejoramiento ambiental se convirtiera en un objetivo nacional, y bajo el nuevo conjunto de objetivos nacionales, los planes fueron considerados defectuosos.

Cambios en la región de factibilidad. Refiriéndose de nuevo a la figura 7-2, un cambio en cualquiera de los conjuntos (financiero, legal, etc.) cambiará la región de factibilidad. Por ejemplo, la factibilidad técnica podría cambiar debido a que se invente un método mejor, o que se descubra un problema técnico previamente desconocido.

Existe siempre la posibilidad de que el financiamiento prometido no llegue a realizarse, o que el contratista deje de cumplir. Además es posible que se promulguen nuevas leyes durante la construcción.

Un accidente tal como la falla de una presa, podrá dar a los oponentes de un plan el punto de apoyo necesario para cambiar la opinión pública de favorable a adversa. Finalmente, el apoyo político puede desgastarse durante un largo período debido al cambio en las prioridades sociales, o un interés decreciente.

Bloqueo de una etapa de ejecución. El plan de ejecución se puede subdividir en etapas de ejecución —acciones específicas que se deberán tomar para ejecutar el plan. Si el plan de ejecución ha sido bien diseñado,

Tabla 9-4. Probabilidad de ejecución como una función de probabilidad de un acuerdo en cada uno de los puntos de autorización de la ejecución, en un plan que pasa por 70 puntos de autorización de ejecución

Probabilidad de acuerdo en cada uno de los puntos de autorización	Probabilidad de ejecución del plan
0.80	0.0000002
0.90	0.0008
0.95	0.03
0.99	0.5

do, todas o casi todas estas etapas de ejecución serán delineadas junto con la probabilidad de éxito y las estrategias para completar cada acción. Puesto que cada una de estas etapas de ejecución posee una probabilidad de no ser superada, el planificador debe afrontar siempre la probabilidad de que el plan no se ejecute.

Pressman y Waldavsky han argumentado que la ejecución de un plan depende no sólo de la probabilidad de lograr cada etapa de ejecución, sino también del número de etapas de ejecución. La tabla 9-4 muestra los cálculos para un plan de ejecución con 70 etapas de ejecución.⁷ También enumeran siete problemas que pueden impedir que se superen las etapas de ejecución.⁸

1. Una incompatibilidad entre el plan y otros compromisos de la dependencia. Por ejemplo, una dependencia estatal puede estar comprometida a mantener la calidad del agua en un estuario, mientras que una dependencia federal propietaria de un embalse importante está comprometida a cumplir contratos de suministro de agua.
2. Una dependencia prefiere otros programas. Por ejemplo, el *U.S. Bureau of Reclamation* prefiere las presas y muy bien podría no apoyar un proyecto de agua subterránea del *U.S. Geological Survey*.

⁷ J. L. Pressman y A. Waldavsky, *op. cit.* Nota: Las probabilidades de que el plan se ejecute que dan Pressman y Waldavsky varían ligeramente de nuestros propios cálculos.

⁸ J. L. Pressman y A. Waldavsky, *op. cit.*

3. La falta de apoyo de una dependencia que tiene otros compromisos.
4. La falta de apoyo debido a la falta de interés. Por ejemplo, una dependencia federal podría querer reducir los daños causados por las avenidas mediante el financiamiento cooperativo local federal, pero puede ser que el gobierno local no esté interesado.
5. Desacuerdo entre los líderes institucionales tocante a los papeles en la organización (quién se encarga de qué).
6. Diferencias entre los aspectos legales y de procedimiento. Por ejemplo, un muelle que obstruya la navegación puede no ser construido puesto que la obstrucción producida está prohibida por la ley.
7. Hay acuerdo pero falta poder. Un grupo está necesitado, pero no está lo suficientemente organizado (o sea, carecer del poder político adecuado) para influir en los legisladores o representantes.

9-5 EJECUCIÓN CON ÉXITO

Planeación de la ejecución

Muchos de los principios estudiados en el capítulo 7 se aplican asimismo a la elaboración de un plan de ejecución. Las etapas de ejecución más comunes están enumeradas en la tabla 9-5.

Mientras mejor y más detallado sea el estudio final del plan, más fácil resultará elaborar el plan de ejecución. Si el análisis institucional fue completo, todas las dependencias interesadas habrán sido identificadas y, probablemente, atraídas al proceso de planeación mucho antes de que el plan haya sido seleccionado. De la misma manera, las oficinas de reglamentación debieron haber sido informadas, de manera que el plan satisficiera sus requisitos.

Las demoras en las etapas de ejecución, son origen de oportunidades perdidas. Basándose en el análisis institucional, puede ser que el planificador desee utilizar los compromisos e intereses de los participantes a fin de estimar el tiempo de demora, y de ahí descubrir áreas en donde se requiera una atención especial (véase la tabla 9-6).

Tabla 9-5. Una lista representativa de los puntos de autorización de ejecución

Punto de autorización de ejecución del plan	Etapas de planeación			
	Política	Estructura	Acuerdo General	Ejecución
1. Obtención del financiamiento				
Aprobación de los votantes (emisión de bonos, etc.)	x	x	x	x
Autorización de los fondos (por el gobierno, o el cliente)	x	x	x	x
2. Obtención de la aprobación del gobierno				
Aprobación para continuar con la planeación	x	x	x	
Aprobación legislativa	x	x	x	x
Aprobación ejecutiva	x	x	x	x
3. Mantenimiento del apoyo político				
Mantener la necesaria aprobación de los votantes	x	x	x	x
Mantener la necesaria aprobación del gobierno	x	x	x	x
Aislar los grupos adversos	x	x	x	x
4. Completar los acuerdos cooperativos				x
5. Aprobación de las dependencias de reglamentación	x			x
6. Emisión de los documentos necesarios para la licitación				x
7. Selección de contratista/planificador	x	x	x	x
8. Terminación de estudio/construcción	x	x	x	x
9. Entrenamiento de los operadores y de la administración				x

Tabla 9-6. Las causas de las demoras en la ejecución

Actitud con respecto al plan	Intensidad de la opinión	
	Alta	Baja
Positiva	Demora mínima (1 semana), sin regateo	Demora de poca duración (3 semanas), sin regateo
Negativa	Demora máxima (10 semanas), con regateo en los detalles esenciales	Demora moderada (6 semanas), con regateo sobre los detalles secundarios

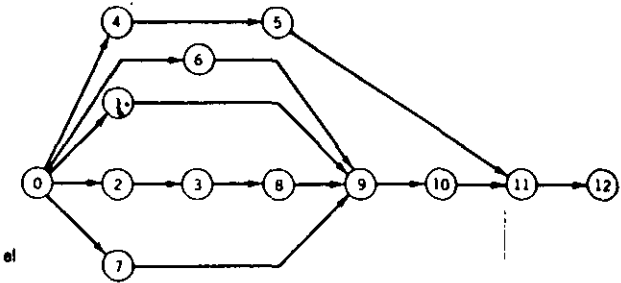


Figura 9-4. Gráfica PERT para el plan de ejecución.

EJEMPLO 9-1
Elaboración de un plan de ejecución

Elaborar un plan de ejecución para la alternativa A en el ejemplo 8-9 (el lago de usos múltiples en el ramal principal del río). Suponer que el plan es un plan de ejecución. Un grupo ecologista pequeño pero bien organizado, ha jurado combatir el plan; sin embargo el plan está apoyado por la industria maderera, los campesinos locales y el congresista del distrito. El proyecto será financiado mediante un arreglo de costos compartidos, en el cual el 80 por ciento será pagado por el gobierno federal y el 20 por ciento se deberá obtener por una emisión de bonos a nivel estatal, aprobada por los votantes. La EPA deberá aprobar el plan. En consecuencia, se ha mantenido informada a esa dependencia y aparentemente está satisfecha con el diagnóstico de impacto ambiental. Todavía tiene que ser firmado un acuerdo cooperativo entre el U.S. Army Corps of Engineers y el Department of Fish and Game del estado.

SOLUCIÓN

Se han identificado las siguientes etapas de ejecución para el plan de ejecución:

1. Aprobación de los bonos mediante votación.
2. Aprobación del congreso.
3. Aprobación ejecutiva (presidencial).
4. Apoyo político.
5. Aislamiento del grupo ecologista.
6. Ganar la demanda legal.

7. Aprobación de la EPA.
8. Aprobación del acuerdo cooperativo
9. Emisión de los documentos de licitación.
10. Selección del contratista.
11. Terminación de la construcción.
12. Inicio de la operación del embalse.

A pesar de que las etapas de ejecución 4 y 5 son elementos de continuidad, se construirá una gráfica PERT como el auxiliar en la administración (véase la figura 9-4). La determinación del recorrido crítico y de la probabilidad de ejecución se dejan como ejercicios.

La política de la ejecución

La meta básica de la ejecución (después de haber obtenido el financiamiento) es cumplir las etapas de ejecución restantes. Este proceso podría incluir uno o más de los grupos siguientes:

1. Funcionarios legislativos, ejecutivos y judiciales
2. Empleados del estado de alta jerarquía.
3. Grupos especialmente interesados (líderes y miembros).
4. Gente influyente (editores, colaboradores de la prensa, gente famosa, etc.).
5. Partidos políticos.
6. Votantes.

Es necesario que la influencia política o el poder detrás del plan se mantengan intactos hasta que se haya ejecutado el plan. Esto se hace más difícil se-

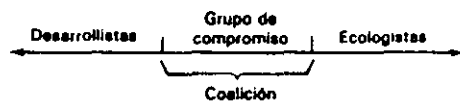


Figura 9-5. Formación de una coalición para apoyar un plan.

gún aumenta el tiempo de ejecución. Los cambios en los funcionarios elegidos pueden influir en gran manera sobre los proyectos.

Por regla general, mientras más personas se puedan atraer al plan, se obtendrá más apoyo. Hay que cuidarse, sin embargo, del problema adicional de desacuerdos que surgen en los grupos de influencia. La estrategia encaminada a la formación de coaliciones, consiste por lo general en aislar los extremos y unir el medio. Es básico encontrar la comunidad de intereses y de ser posible hacer la parte del plan de ejecución. Cada grupo de influencias, en otras palabras, deberá tener un interés económico en el plan que se ejecuta.

Un problema que ha crecido en años recientes ha sido presentado por grupos de influencia pequeños y polarizados, con tendencias muy definidas, que utilizan medios legales o ilegales para detener o demorar los proyectos. En una coalición viable, pocos miembros, si es que hay alguno, se sentirán completamente felices, pero la mayoría de ellos se sentirán más felices con el compromiso, que sin él. La figura 9-5 muestra una coalición de este tipo.

9-6 RESUMEN

Véase la siguiente lista de verificación de los factores que afectan a la ejecución:

1. Unir al planificador, al diseñador y al ejecutor. Si una sola persona es responsable de todo el proceso, se reducen las posibilidades de fracaso.
2. Construir un plan detallado de ejecución, incluyendo todas las etapas que deben ser previamente aprobadas antes de su ejecución.
3. Asegurarse de que las razones para adoptar el plan son claras y válidas; seguir después tratando de "vender" el plan a los públicos.

4. Introducir flexibilidad en el plan, como una protección contra la incertidumbre.
5. No olvidar que las demoras aumentan las posibilidades del fracaso del plan. Hacer todo lo posible para acelerar la ejecución.
6. Evitar la tentación de iniciar una nueva organización que deje de lado a la burocracia ya establecida. Las ventajas de la novedad se disipan rápidamente, y la burocracia establecida, cuyo apoyo podría ser necesario, no ayudaría a una nueva organización (posiblemente competidora).
7. Concentrarse en la coordinación, la comunicación y el fomento de la buena voluntad.
8. Asegurarse de que se cuenta con el apoyo de las personas clave (o sea, los poderes políticos cuyo apoyo es necesario, o por lo menos provechoso en la ejecución del plan).

LECTURAS RECOMENDADAS

- Bordon, R. C. *Public Speaking as Listeners Like It*. New York: Harper & Row, 1935.
- Connor, D. M. "Transforming a Meeting From Confrontation to Cooperation." *Civil Engineering*, feb. 1977, 57-59.
- Kapp, R. O. *The Presentation of Technical Information*, 2a ed. London: Constable, 1973.
- Kurz, J. W. "Transformation of Plans into Actions." *Journal of Urban Planning and Development Division*, ASCE 99 (sept. 1973).
- Pressman, J. L., and A. Waldavsky. *Implementation: How Great Expectations in Washington are Dashed in Oakland, or, Why It's Amazing That Federal Programs Work at All. This Being a Saga of the Economic Development Administration as Told by Two Sympathetic Observers Who Seek to Build Morals on the Foundations of Ruined Hopes*, Berkeley, Cal: University of California Press, 1973.
- Sorensen, R. E. "Preparing Effective Reports for Project Financing." *Consulting Engineer*, april 1963.
- Schmid, K. F. "Principles of Public Involvement." *Journal of Urban Planning and Development Division*, ASCE 104 (may 1978): 1-6.
- Strunk, W. S., and E. B. White. *The Elements of Style*. New York, Macmillan, 1962.
- 3M Company. *How to Make More Effective Presentations*. Audiovisual Products Division, 3M Center, St. Paul, Minn., 55102.

Water Resources Council. "Water and Related Land Resources, Establishment of Principles and Standards for Planning." *Federal Register* 38 (10 de sept 1974).

EJERCICIOS

1. Escribir un borrador de una presentación oral que propone la legislación sobre las aguas subterráneas para un estado desarrollado que aún no tiene ninguna. Suponer que el proyecto ha sido recomendado por un estudio de políticas y que la legislación que lo facultaría no ha sido aprobada, a pesar de que fue introducida desde hace 20 años.
2. Obtener los materiales necesarios y preparar varias transparencias para una presentación (de preferencia que sea real). Utilizar color, montajes y un diseño apropiado.
3. Obtener un informe final de un estudio de planeación. Revisarlo críticamente y escribir una evaluación de unas cinco páginas.
4. Asistir a una presentación pública de un estudio de planeación. En los Estados Unidos hay dependencias federales y estatales que hacen con frecuencia dichas presentaciones. Escribir varias páginas evaluando críticamente la reunión. Considerar el ambiente físico, la calidad de los auxiliares visuales y la efectividad de la presentación.
5. Comunicar a los compañeros de clase un informe sobre un estudio hipotético de planeación tomado del curso o de un estudio real, para el cual se cuenta con suficiente información.
6. Estimar los tiempos de terminación correspondientes a la gráfica PERT del ejemplo 9-1. Calcular la ruta crítica. ¿Hay alguna manera de acortarlo?
7. Estimar las probabilidades de cada evento en el ejemplo 9-1. ¿Cuál de los recorridos ofrece la mayor probabilidad de fracasar? ¿Qué se podría hacer para disminuir esta probabilidad?
8. Elaborar un plan de ejecución para el ejemplo 9-1, utilizando otro auxiliar de administración como un diagrama de barras (véase el capítulo 2).

Capítulo 10

Análisis posterior

¿Hasta qué punto llega un plan ejecutado a acercarse a lo que esperaban del mismo sus planificadores? ¿Cómo se determina el alcance hasta el cual el proyecto ha cumplido su cometido? El proceso de evaluar los resultados de los proyectos de recursos hidráulicos (o de cualquier otro proyecto) se conoce como análisis posterior o evaluación posterior. Aquí se comparan los costos reales o posteriores, los beneficios y otras proyecciones de un proyecto con las estimaciones originales o anteriores. Este capítulo trata de las razones, las técnicas y las lecciones que se aprenden del análisis posterior.

10-1 INTRODUCCIÓN

Se ha "redescubierto" recientemente que la planeación económica, ambiental, social y de otro tipo, puede hacerse más precisa mediante el examen de proyectos anteriores y sus correspondientes registros de funcionamiento. Por tanto, el raciocinio básico detrás del análisis posterior es evaluar, comprender y mejorar el proceso de planeación.

Descuido histórico

A pesar de que el concepto del análisis posterior podrá parecer nuevo, ya en 1935 el *National Resources Board* recomendaba un estudio sistemáti-

co de beneficios y costos incurridos en realidad, a fin de evaluar la sensatez de las "grandes sumas" que se gastaban. Entre 1935 y 1968, ocho comisiones principales recomendaban ya que se hiciera el análisis posterior de los planes por ellos realizados.

Lamentablemente, el análisis posterior ha recibido poca atención de las dependencias gubernamentales y casi ninguna de las firmas privadas. (Una excepción la constituyen las evaluaciones realizadas por el Banco Mundial, las que no han sido distribuidas ni analizadas ampliamente. Por consiguiente, ha habido poca retroalimentación, con la cual se podrían mejorar las técnicas de planeación o comprender la exactitud y adecuabilidad de dichas técnicas. Como observó Howe:

Una característica increíble de la inversión pública en los recursos hidráulicos es que son pocas las investigaciones que se han realizado después del hecho, a fin de determinar el alcance al que se llevaron las expectativas, basándose en la experiencia. Es evidente que dichas observaciones serían de gran valor para mejorar el proceso de planeación y para proteger el dinero del contribuyente.¹

¹ Charles W. Howe, *Benefit-Cost Analysis for Water System Planning*, Water Resources Monograph 2, American Geophysical Union, Washington, D.C., 1971.

El *Federal Council for Science and Technology*, formó una mesa en 1968 para tratar sobre la necesidad de la investigación. Esta mesa llegó a la siguiente conclusión:

Surgen interrogantes acerca de si los beneficios realmente obtenidos son compatibles con las proyecciones que se hicieron cuando se formuló el plan del proyecto. La mesa no sabe que se haya hecho del estudio alguno a la fecha que responde a esta pregunta

Si, en verdad, una amplia auditoría posterior indica que los resultados operacionales divergen notablemente de las proyecciones de la planeación inicial, habría tanta razón como necesidad de reexaminar muchos mecanismos y políticas actuales que tienen que ver con el desarrollo de los proyectos de recursos hidráulicos. Alternativamente, los estudios podrían indicar que los grandes errores están confinados a sólo una o dos categorías del servicio hidráulico, dando así una guía de prioridades en la investigación.

En primer lugar, se debería hacer un estudio a fin de determinar si los proyectos cumplen con los objetivos, tal como fueron planeados. Luego, y utilizando la ventaja de la visión retrospectiva, se debería determinar si las restricciones institucionales prohibían la realización de una combinación óptima de posibles servicios de proyectos.²

¿Por qué el análisis posterior no constituye una parte integral del proceso de planeación? Se debe probablemente a una combinación de restricciones presupuestales, una comprensión vaga de la metodología del análisis posterior y a la negligencia.

El análisis posterior consume tiempo y dinero. Las prioridades del planificador parecen tender hacia la terminación de los proyectos en marcha, en vez de la evaluación de los anteriores; y con los costos adicionales de proyecto típicos de un 10 a un 40 por ciento, aun en el caso de que el análisis

posterior estuviera incluido en el presupuesto, sería fácil recortarlo. Lamentablemente el análisis posterior es raras veces presupuestado.

En lo que respecta a la metodología del análisis posterior, o la falta de la misma, Haveman declaró que "Ni los criterios que se aplican a la evaluación posterior, ni los enfoques para medir los resultados económicos, han sido bien desarrollados."³ Y, finalmente, puesto que el análisis posterior sólo puede realizarse algún tiempo después, de la terminación del proyecto (a fin que se acumulen sus beneficios, los costos y las proyecciones) sucede a menudo que el interés en el análisis posterior se disipa gradualmente.

Definición

Además de comparar los resultados pronosticados con los reales, el análisis posterior evalúa la metodología de la planeación. Para lograr esto, el planificador deberá hacer un estudio histórico del ambiente (instituciones y política) que rodea al proyecto. ¿Cuál era el clima político? ¿Cómo ha reaccionado la sociedad ante el plan? ¿Qué cambios institucionales se hicieron durante la ejecución del plan? ¿Cómo han cambiado las metas de la sociedad durante el tiempo? Las respuestas a estas preguntas no sólo ofrecen una estructura dentro de la cual se puede juzgar el plan, sino que también dan una visión valiosa dentro de las tendencias de la sociedad, relacionadas con los proyectos contemporáneos de planeación.

10-2 EL PROCESO

Principios generales

Son cuatro los principios generales que subyacen al proceso del análisis posterior. La primera regla, que es similar al principio de "con y sin", es la que indica que los métodos de planeación tanto como

las políticas institucionales cambian con el tiempo. El plan deberá evaluarse tomando como base el avance tecnológico alcanzado en el tiempo en que se llevó a cabo el estudio de planeación, y no en relación con el avance tecnológico actual. Es injusto aplicar estándares actuales a estudios ya pasados. Los evaluadores deberán tener en cuenta los errores en las estimaciones que demandaban un juicio basado en el conocimiento parcial, entonces disponible. El plan debe evaluarse según los objetivos de aquella época, y no de acuerdo a objetivos diferentes de hoy en día.

El segundo principio general considera la naturaleza probabilista de las salidas anticipadas del proyecto. Por ejemplo, si el río en el que se construyó un proyecto para el control de las avenidas, no ha experimentado crecidas desde que se terminó el proyecto, esto no quiere decir que se exageraron los beneficios. El período posterior al proyecto pudo haber sido anormalmente seco. O si no, el análisis hidrológico pudo haberse visto afectado por un registro de corta duración. Esto no sería culpa del planificador, siempre y cuando el cliente haya sido informado del mayor riesgo causado por la limitación de los datos.

El tercer principio es recordar las dificultades incluidas en la medición de las externalidades no cuantificables directamente—o sea, los efectos no previstos que el proyecto tiene y que quedan fuera de la jurisdicción o alcance de la planeación. Las externalidades que ocurrieron lejos de la ubicación del proyecto no sólo resultan difíciles de medir sino también de identificar. Las externalidades causadas por el proyecto deberán examinarse más por su naturaleza instructiva que como base para criticar al planificador.

El cuarto principio general es dejar que pase un período adecuado entre la terminación del proyecto y el análisis posterior. Una evaluación precisa de los beneficios del proyecto depende tanto de la calendarización como de la duración de los flujos de efectivo. En el caso de algunos proyectos, las magnitudes y tendencias sólo se podrán evaluar después de algunos años, cuando se hayan acumulado suficientes beneficios; para otros, un cuarto de siglo podría ser un tiempo insuficiente.

Etapas en el proceso

Recolección de los documentos de la planificación y los datos disponibles. La recolección de datos para un análisis posterior puede ser difícil si los documentos relacionados con la planeación están incompletos. Un informe de planeación escrito de manera deficiente, puede que ni siquiera tenga las proyecciones específicas y la información necesaria para que el evaluador pueda establecer comparaciones.

Metas y objetivos. ¿Cuáles fueron los objetivos del estudio? ¿Fueron enunciados de una manera explícita? ¿Cómo fueron formulados? ¿Son todavía válidos? Si no fue así, ¿se modificó el proyecto tan pronto como se notaron los cambios? La pregunta más provechosa que se puede hacer es: ¿Logró el plan los objetivos enunciados?

Administración de los datos. La próxima etapa en el estudio de planificación es la recolección de datos.

1) Datos físicos. Se trata de una etapa relativamente fácil, en cuanto a que la base de datos físicos, si fuera defectuosa, resultaría embarazosamente evidente. En el proyecto Pick-Sloan, por ejemplo, un examen inadecuado del suelo condujo a una muy grande sobreestimación de la tierra irrigable en la cuenca en estudio.

El problema que generalmente se descubre en esta etapa no es el de la ignorancia de lo que era necesario hacer, sino el no haber hecho lo que el planificador debería haber sabido que era necesario. Un beneficio adicional del análisis posterior es que si los planificadores saben que el plan será analizado, es menos probable que tomen riesgos injustificables o que omitan etapas importantes del estudio.

2) Datos financieros. En el análisis financiero posterior se evalúa la precisión de las proyecciones financieras, las estimaciones de costos, programas de costos compartidos, planes de reembolsos y arreglos financieros. Las licitaciones reales recibidas, los contratos concedidos, por separado o en conjunto, dan una buena indicación de lo correctas que fueron las estimaciones de los costos; pero si ocurrieron acuerdos posteriores en los contratos, o modificaciones en los mismos, el planificador deberá averiguar cuánto se desembolsó en realidad.

² Arthur D. Little, Inc., *Research on Water Resources Evaluation Methodology* Informe final a Office of Water Research and Technology, Washington, D. C., 31, marzo 1975

³ Robert H. Haveman, *The Economic Performance of Public Investments* (Baltimore: Johns Hopkins Press, 1972)

A menudo se subestiman los costos, porque los planificadores hacen estimaciones que son exageradamente optimistas y no toman en cuenta la inflación. Cuando se experimentan retrasos imprevistos en la aprobación del plan o en la concesión de los fondos, las presiones inflacionarias aumentan los costos.

También deberá ser obvio determinar si está bajando el plan de amortización: o bien el proyecto genera el flujo estimado de efectivo, o no lo hace. Si no lo genera, se debe averiguar por qué razón no es así.

Han cambiado las políticas de los costos compartidos. Por ejemplo, el proyecto de Pick-Sloan se emprendió bajo la vieja política nacional de conceder subsidios a la agricultura. En los proyectos más recientes, como el proyecto estatal de recursos hidráulicos en California, fue necesario obtener contratos que garantizaran la amortización del costo total, antes de que se pudiera construir el sistema.

3) **Datos económicos.** Es más difícil recolectar datos económicos que datos financieros, debido a que para los primeros es necesario calcular o estimar los beneficios. Sin embargo, las cantidades y calidades del agua pronosticadas por el plan se pueden comparar con las cantidades y calidades reales del agua.

El estudio efectuado por Arthur D. Little decía que la disposición a pagar y los precios simulados del mercado no eran de utilidad para determinar los beneficios reales del proyecto.⁴ Por el contrario, el estudio indicó que los costos alternativos eran más prácticos para tal fin. Para los beneficios del agua de irrigación se estimaron los beneficios con el método "con, menos, sin" para los beneficios directos. También se estimaron los beneficios secundarios sobre la base de "con-sin" para los procesadores de salida y los suministradores de entradas. Las estadísticas de los daños evitados por avenidas han sido conservados por las dependencias gubernamentales; y los beneficios de la navegación se estimaron en \$3 por tonelada (que representan los

ahorros realizados por los armadores al utilizar las vías fluviales o los canales, en lugar de utilizar medios alternos).

Se considerará a la energía hidroeléctrica como un ejemplo de los diferentes enfoques en la estimación de los beneficios. En un método llamado el modelo de salida de potencia, o de costo de corriente, el investigador estima qué tan bien pronosticó el plan los beneficios mediante la multiplicación de la salida pronosticada real de la energía por el valor pronosticado de la energía (por ejemplo \$/kWh). Sin embargo, existen deficiencias en este método directo, ya que ningún precio aislado del mercado puede representar el valor verdadero de la energía utilizada, y que no se hace intento alguno para considerar los avances tecnológicos alcanzados durante la vida del proyecto (que típicamente excede los 50 años).

Debido a estas insuficiencias, el Corps of Engineer's ha adoptado el modelo de cambio tecnológico (modelo del costo alternativo) para calcular los beneficios derivados de una planta hidroeléctrica. Este método produce estimaciones precisas de los beneficios de la planta hidroeléctrica si 1) la demanda es totalmente inelástica, 2) la tasa supuesta de capacidad generadora de la planta es exacta. Como toma en cuenta los avances tecnológicos en las plantas generadoras alternativas (que utilizan com-

Tabla 10-1. Valor actual de los beneficios estimados por medio de los modelos de costo actual y cambio tecnológico, para diferentes vidas del proyecto

Longitud de la vida del proyecto (años)	Modelo del costo actual (\$/kWh)	Modelo del cambio tecnológico (\$/kWh)
10	232.3	230.4
20	376.4	360.7
30	464.4	428.8
40	518.3	450.7
50	551.7	463.1
60	571.8	469.6
70	584.3	471.7
80	591.9	472.9
90	596.7	473.5
100	599.5	473.7

⁴ Arthur D. Little, Inc., op. cit.

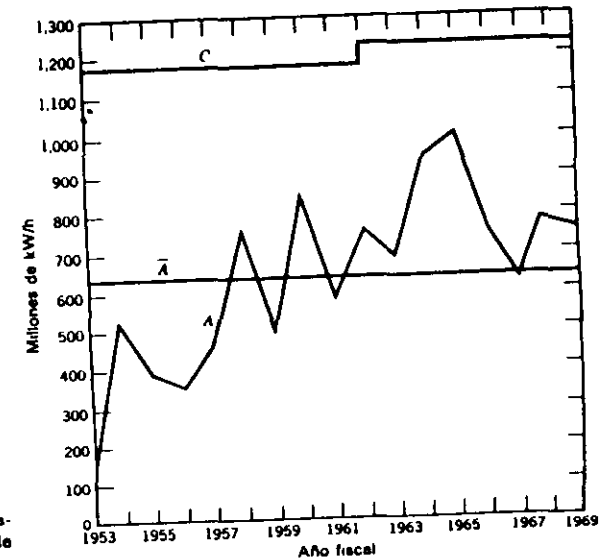


Figura 10-1. Producción de energía, estimada y real, 1953-1969. Embalse de Clark Hill. (Fuente: Haveman.)

bustible fósil), este método impide la sobrestimación de los beneficios de la planta alternativa.

Según la tabla 10-1, las estimaciones del proyecto que incluyen el factor de cambio tecnológico son más bajas que las estimaciones que no lo toman en cuenta; en un 16 por ciento después de 50 años de operación y en 21 por ciento después de 100 años.

El método de salida de potencia o de costo de corriente para estimar los beneficios se inicia con predicciones originales de las salidas de una planta hidroeléctrica. La figura 10.1 muestra el pronóstico del nivel de generación de energía en una instalación hidroeléctrica seleccionada en la Southeastern Power Administration (línea C), junto con la salida real (línea A) y la salida promedio (línea B). La salida promedio real de energía de 640 millones de kWh, queda por debajo de la salida estimada (1.175 billones de kWh) en aproximadamente en 46 por ciento. Las fluctuaciones de uno a otro año son causadas por las variaciones en el flujo del río, y también en la demanda.

La figura 10-2 muestra el funcionamiento del sistema completo de potencia Georgia-Alabama-South Carolina. Si bien la tendencia general en la generación de la energía era como se esperaba, la magnitud real de energía generada se encontraba sustancialmente por debajo de la pronosticada en todos los años, con excepción de 1952, el tercer año de operación. Haveman ha resumido el funcionamiento del sistema de potencia como sigue:

*De las doce instalaciones tratadas como proyectos individuales, nueve han suministrado una producción promedio de energía por debajo del valor pronosticado por Corps of Engineers en el tiempo de la decisión de asignación de recursos. . . La relación entre la salida real y la esperada en dichos procesos, varía entre un 54 y un 97 por ciento, con una medida igual a 88 por ciento.*⁵

⁵ Haveman, op. cit., pág. 77

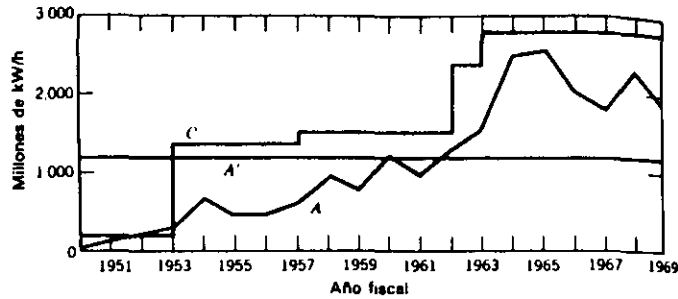


Figura 10-2. Producción de energía, estimada y real, 1950-1969. Sistema de energía Georgia-Alabama-Carolina del Sur. (Fuente: Haveman.)

La sobrestimación de los beneficios de la potencia puede ser causada por 1) registros deficientes del flujo de río y modelos deficientes de la futura hidrología del río; 2) la omisión de tener en cuenta las mejoras tecnológicas en las fuentes alternativas de energía, como por ejemplo, las plantas que utilizan combustible fósil; y 3) estimación defectuosa del gasto, la carga productiva y la eficiencia de la planta (parcialmente relacionado con la causa número 1).

4) Datos legales e institucionales. Se examinan en seguida las instituciones establecidas para ejecutar y administrar el proyecto. ¿Cómo han funcionado? ¿Han sido adecuadas? ¿Cómo se adaptaron al proyecto las instituciones existentes?

Se investiga asimismo en esta etapa el análisis institucional llevado a cabo por el estudio original de planeación. ¿Era completo? ¿Los planificadores evaluaron correctamente las instituciones y comprendieron sus interacciones? ¿Qué tipo de cooperación se originó? Los resultados de este estudio pueden en gran manera ayudar a la planeación presente que trate de las mismas instituciones.

Los datos legales pueden ser acelerados cuando los proyectos principales necesitan ser autorizados por una acción legislativa. ¿Fueron cambiadas las leyes durante el proceso de planeación? En el caso de Pick-Sloan, algunos proyectos fueron desautorizados. Un miembro del congreso pudo detener un proyecto que hubiera tomado agua de su estado para beneficio de otro. ¿Podría haber sido esto provisto mediante un análisis cuidadoso?

5) Datos ambientales. ¿Fueron impactos ambientales cercanos a aquellos proyectos por el diagnóstico inicial de impacto ambiental? ¿Qué efecto produjo el cambio en el respectivo hábitat? ¿Han operado correctamente las rejillas para los peces? ¿Las poblaciones de peces estables han aumentado, o han disminuido?

¿La calidad del agua ha reaccionado como se pronosticó? (En el caso del agua subterránea, la respuesta a esta pregunta no resultará evidente hasta que no hayan transcurrido algunas décadas.) ¿Han resultado adecuadas las redes de control, vigilancia y registro establecidas por el estudio? ¿Ha habido una revisión continua de los datos, pasando la retroalimentación a los administradores del proyecto, a las dependencias gubernamentales responsables?

6) Datos técnicos. Se buscan en esta etapa las imperfecciones en el diseño. Considerar, por ejemplo, los planes de políticas. ¿Cumplió la política su meta? ¿Hubo externalidades imprevistas? Por ejemplo, la Ley del control de la contaminación del agua (PL 92-500), pedía originalmente que la descarga de contaminantes fuera igual a cero en los ríos de los Estados Unidos. Al ejecutarse se encontró rápidamente que tal política no era factible, y tuvo que ser modificada.

7) Otros datos. Puede ser necesario investigar otras áreas: la población, la utilización del agua, el desarrollo de un área, etc. ¿Se cometió un error en la metodología, o se hizo un juicio equivocado en las proyecciones? Todavía más importante, ¿contenían las proyecciones una gama de estimaciones o de-

claraba explícitamente el resultado o incertidumbre inherente en las cifras?

Formulación y evaluación de las alternativas? ¿Fueron omitidas algunas alternativas? ¿Se formularon correctamente las que fueron consideradas? ¿Se evaluaron correctamente las alternativas, a la luz de los objetivos en aquella época?

Selección y ejecución del plan. ¿Con cuánta efectividad los objetivos del plan fueron comunicados durante el estudio de planeación? ¿Hubo una participación adecuada del público? ¿Cómo se hizo la selección? ¿Se ejecutó bien el plan? ¿Hubo un "plan de ejecución"?

Evaluación final. A lo largo del análisis posterior, pero especialmente al final, el evaluador trata de determinar la razón por la que hubo o no discrepancias. Es aquí donde los planificadores aprenden de sus errores (y de sus éxitos). ¿Por qué son diferentes los costos reales de los estimados? ¿Estaban equivocadas las cantidades estimadas del material requiriendo, o los costos estimados estaban fuera de proporción? Si el financiamiento no se llevó a cabo como se indicó en el plan, indicar por qué no se hizo así.

El análisis posterior podría asimismo suministrar los factores económicos que fueron la causa de que los beneficios proyectados mostraran diferencias con los beneficios reales y de esta manera llamar la atención de los planificadores en lo que respecta a los factores en el futuro. ¿Existen indicadores económicos a largo plazo que pueda utilizar el planificador como ayuda en el análisis económico?

Luego, la sección de evaluación deberá mostrar no sólo la disparidad existente entre los datos pronosticados y los reales, sino también la razón por la cual ocurrió la disparidad.

10-3 CASOS DE ESTUDIO

Existen muy pocos casos de estudio de análisis posterior. Los dos más prominentes son: *A River Basin Management Post-Audit and Analysis*, de Arthur D. Little, Inc.,⁶ y *The Economic Performance of Public Investments*, de R. H. Haveman

⁶ Arthur D. Little, Inc. *A River Basin Management Post-Audit and Analysis*. Informe final a la Office of Water Resources Research, Washington, D.C., agosto, 1973.

Se han resumido dos casos de estudio de estos dos libros. Uno de ellos trata de un breve estudio de ejecución de control de avenidas; el otro ha sido tomado de un estudio extenso de una cuenca fluvial en gran escala, el cual cubre varias etapas hasta llegar a la ejecución.

Análisis posterior de un plan de ejecución de control de avenidas

La aplicación del análisis posterior a la función de control de avenidas en la presa John H. Kerr, fue efectuada por Haveman.⁷ Esta presa es una inversión de uso múltiple de recursos hidráulicos que regula el flujo del río Roanoke en Virginia y North Carolina. Construida en 1948-1949, y puesta en operación en 1950, presta servicios tanto para proporcionar energía hidroeléctrica como para controlar las avenidas.

Los daños que hubieran podido ocurrir, si no se hubiera construido el proyecto, fueron estimados mediante la aplicación de un conjunto de factores que proyectaban el crecimiento natural de los valores de las cosechas y de la propiedad. Los resultados obtenidos se muestran en la tabla 10-2 junto con las estimaciones originales del *Corps of Engineers* (modificados para corresponder a las técnicas corrientes de evaluación). De esta forma es posible comparar directamente a los dos. La tabla muestra también las discrepancias entre las estimaciones originales y el análisis posterior de los beneficios reales del proyecto (o sea, los daños evitados con el proyecto menos los daños evitados sin el proyecto).

Como se puede ver en la tabla, las estimaciones originales hechas por el *Corps of Engineers* de los daños evitados como los correspondientes beneficios del Proyecto, fueron sustancialmente mayores que los niveles reales de daños y beneficios que hubieran existido, según se determinó por el análisis posterior. Estas discrepancias parecen haber sido causadas por un corto registro hidrológico que exageró en gran manera la probabilidad de gastos muy grandes en el río.

⁷ Esta nota toma material de dos referencias de Little: véase las notas 2 y 6, en sus páginas correspondientes.

Tabla 10-2. Estimaciones anteriores y posteriores de los daños causados por las avenidas, sin incluir el proyecto John H. Kerr. y con y sin el desarrollo de la llanura natural de inundación, 1950-1969

Año	Sin incluir el desarrollo de la llanura natural de inundación (\$1,000)		Incluyendo el desarrollo proyectado de la llanura natural de inundación (\$1,000)	
	Anterior (1)	Posterior (2)	Anterior (3)	Posterior (4)
1950	179.9	7.5	219.3	13.4
1951	179.9	24.4	223.6	45.8
1952	179.9	81.3	228.1	173.5
1953	179.9	17.9	232.8	37.7
1954	179.9	115.6	237.3	207.4
1955	179.9	291.8	242.1	519.6
1956	179.9	0.9	247.0	2.3
1957	179.9	40.5	251.9	107.5
1958	179.9	134.9	256.9	324.6
1959	179.9	2.6	262.1	8.0
1960	179.9	51.5	267.3	146.0
1961	179.9	26.8	272.7	90.2
1962	179.9	48.4	278.1	195.6
1963	179.9	39.3	283.7	134.7
1964	179.9	0.8	289.3	3.0
1965	179.9	7.4	295.2	31.9
1966	179.9	9.8	301.0	44.1
1967	179.9	0.8	307.1	3.6
1968	179.9	0.9	313.5	4.6
1969	179.9	1.1	319.9	5.5
Total	3598.0	904.2	5328.9	2099.0

FUENTE: Haveman, 1972.

¿Qué se puede concluir de este análisis posterior? Suponiendo que fueran correctas las técnicas de análisis de frecuencia de las avenidas, como fueron utilizadas por los planificadores, se desprende que, o bien, el registro utilizado era extraordinariamente "húmedo" o el período 1950-1969 fue también extraordinariamente seco. En cualquiera de los dos casos, se podrá ver cuán sensible es el análisis económico en lo que respecta a los datos hidrológicos. Nada más que con 20 años adicionales de datos, se disminuyeron los beneficios en un factor de 2.6.

Se pueden hacer otras dos observaciones acerca de los estudios de control de avenidas en gene-

ral: 1) la mayor parte de los proyectos para el control de avenidas han demostrado ser muy efectivos en lo que respecta al costo y 2) sus beneficios son a menudo subestimados. En el caso del proyecto Pick-Sloan, del que se tratará en seguida, el proyecto subestimó los beneficios derivados del control de avenidas en un factor de 2.5 (\$78 millones estimados contra \$201 millones reales).

Análisis posterior de un estudio principal de planeación en una cuenca fluvial

Quizá el análisis posterior más completo fue el realizado por la firma Arthur D. Little Company en el

valle del río Missouri, o sea, el proyecto Pick-Sloan. Este proyecto (aún no terminado) se inició después de la Segunda Guerra Mundial y, si no hubiera sido por unos cuantos votos negativos en el Congreso, se hubiera convertido en otra autoridad similar a la Tennessee Valley Authority.

Antecedentes del proyecto. Para comprender los antecedentes de este proyecto, es conveniente recordar que en la época en que se planeó, los Estados Unidos, y especialmente el área del proyecto se estaban recobrando de la depresión económica de la década de 1930. Existía el temor de que, después de la guerra podría venir otra depresión, y este proyecto estaba destinado a eliminar el desempleo que se esperaba en la cuenca del Río Missouri, un área deprimida. Por tanto, los objetivos del proyecto tenían más que ver con el bienestar social que con el desarrollo económico. Se tenía además el deseo de crear condiciones mediante las cuales el área crecería en población y experimentaría una expansión económica.

Para tener una percepción de la cuenca, véase la figura 10-3. Esta cuenca tiene un área de 1,375,400 km² (529,000 mi²) —un área de terreno mayor que la de los 17 estados del noroeste. Es asimismo una cuenca muy diversa, que se extiende desde las montañas Rocosas hasta las llanuras del medio oeste —diversa no sólo geográficamente, sino también po-

lítico, en que la fidelidad política primaria en el área es a cada uno de los estados y no a la región como un todo. La cuenca puede dividirse en tres unidades geográficas: El Oeste montañoso, las grandes planicies y el medio Oeste.

La parte occidental de la cuenca está constituida por una estrecha faja que llega hasta la "cordillera frontal" de las Rocosas. Comprende aproximadamente la quinta parte del área de la cuenca, y sus montañas alcanzan una altura de 4,000 m (14,000 pies). Alrededor de un 40 por ciento del escurrimiento directo natural de la llanura se origina en esta región, en donde las temperaturas varían desde -40°C a 43°C (-40°F a 110°F). Los suelos son variados, pero en su mayor parte no son productivos, pero la región es rica en minerales. Una gran parte de la misma ha sido conservada en forma de parques nacionales.

Las grandes planicies (o las llanuras altas) comprenden el segmento más grande de la cuenca (aproximadamente dos terceras partes del área del terreno) y contribuyen aproximadamente con un 23 por ciento del escurrimiento directo. En la parte occidental de las llanuras, tendida a la sombra lluviosa de las Rocosas, se necesitan 20 ha (50 ac) para mantener a una vaca y su ternero. Existen vastas reservas de carbón debajo de esta porción de las llanuras junto con acuíferos grandes. La precipitación aumenta desde el Noroeste hasta el Sureste, de 25 a 60 cm (10 a 25 pulg.).

El medio Oeste está constituido por terrenos típicos de praderas, que comprenden cerca del 35 por ciento del área total de la cuenca. Sus suelos son más ricos que las arcillas pardas y las arenas limosas que se encuentran en el Oeste. El área promedio anualmente de 75 a 115 cm de precipitación (30 a 45 pulg.) y mantiene a diversas clases de árboles y una variada agricultura. En esta zona, se han drenado muchos pantanos y se han recuperado para la agricultura.

El informe de auditoría posterior de Little contiene un fascinante relato de la política e instituciones que existían en el tiempo en que fue planeado el proyecto. Para empezar, la política nacional en esos días se orientaba hacia el desarrollo. Los que prepararon las políticas supusieron que la agricul-

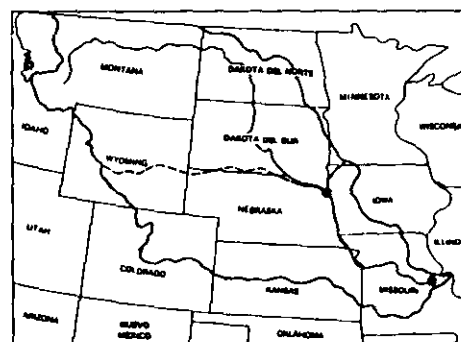


Figura 10-3. Cuenca del río Missouri. (Fuente: Arthur D. Little.)

tura del medio Oeste podía ser transferida a las llanuras altas. El concepto de la granja familiar fue mantenido como un ideal que debía ser alentado por la política federal (una actitud que persiste todavía). Se supuso que la clave sería un desarrollo hidráulico amplio y de usos múltiples.

Quienes prepararon las normas apreciaban el concepto de la factibilidad económica, pero no habían abrazado todavía la optimización económica. Había mucha responsabilidad doble cuando se trataba de calcular los beneficios. La política financiera prefería los subsidios, especialmente en el caso de la irrigación. La "sabiduría de aquellos tiempos" subestimaba el futuro de la energía hidroeléctrica y suponía que la navegación era benéfica. El control de avenidas ya estaba siendo desarrollado.

Ya en aquel tiempo, el *U.S. Army Corps of Engineers* tenía la responsabilidad del control de avenidas y de la navegación; el *Bureau of Reclamation* tenía la responsabilidad de la irrigación; y el *Soil Conservation Service* era responsable de la protección de las cuencas pequeñas. Los estados no estaban equipados para manejar un proyecto de tales dimensiones, ya que muchos eran pobres y estaban preocupados con los problemas de bienestar social.

Tabla 10-3. Desembolsos en el programa de recursos, 1953. Estados comprendidos dentro de la cuenca del Missouri

Estados	Fondos del estado	Por ciento del área del estado incluido en la cuenca
Colorado	\$ 9,843,000	29
Kansas	5,138,000*	50
Dakota del Norte	4,627,000	59
Missouri	3,865,000	52
Dakota del Sur	3,463,000	97
Nebraska	3,418,000	100
Montana	2,581,000	82
Iowa	2,145,000	30
Wyoming	1,786,000	76
Total:	\$36,666,000	

* Incluye las donaciones federales de ayuda.

Tabla 10-4. Población de los estados de la cuenca del Missouri, 1870

Missouri	1,721,295
Iowa	1,194,020
Kansas	364,399
Nebraska	122,793
Colorado	39,864
Montana	20,595
Dakota del Sur	11,776
Wyoming	9,118
Dakota del Norte	2,405
Total.	3,486,265

Existían juntas interestatales diseñadas para coordinar el desarrollo de los recursos naturales. La tabla 10-3 muestra los gastos del programa de recursos, hechos en 1953 por los estados incluidos en la cuenca lluvial. La tabla 10-4 muestra la población de los estados en 1870, y la tabla 10-5 muestra la distribución de la población en la cuenca en 1940.

Las granjas en la sección del Oeste medio se acercaban en tamaño al promedio nacional, pero las granjas de las llanuras altas eran de 2 a 10 veces mayores. El tamaño de las granjas iba en aumento, al igual que la economía agrícola.

A muchas comisiones se les había encargado resolver los problemas de esta cuenca. Se preocupaban mayormente con el estado de depresión de las grandes planicies y de qué manera el desarrollo hidráulico podría proporcionar un resurgimiento económico. La primera comisión fue el *Mississippi Valley Committee*, en 1934; luego el *Great Plains Committee* en 1936, y así sucesivamente. En 1937, el Presidente Franklin D. Roosevelt recomendó establecer siete autoridades regionales modeladas según la *Tennessee Valley Authority*, las que iban a influir en la política institucional durante los siguientes 10 años. Finalmente, se formó el *Missouri Basin Inter Agency Committee* (MBIAC) a fin de efectuar un estudio en toda la cuenca.

Antes de esta época, el *Bureau of Reclamation* (BUREC) y el *U.S. Army Corps of Engineers* habían obrado independientemente basándose en su autoridad permanente, a fin de investigar posibles desa-

Tabla 10-5. Distribución de la población en los estados de la cuenca del Missouri, 1940

Estado (condados)	Oeste montañoso	Grandes llanuras	Oeste medio	Total
Montana (47)	235,579	217,561	—	453,140
Wyoming (18)	100,895	107,194	—	208,089
Colorado (20)	494,720	142,983	—	637,703
Dakota del Norte (29)	—	276,914	—	276,914
Dakota del Sur (86)	—	498,799	124,486	623,285
Nebraska (93)	—	759,139	557,336	1,316,475
Kansas (64)	—	269,501	653,499	923,000
Minnesota (3)	—	—	45,942	45,942
Iowa (29)	—	—	622,205	622,205
Missouri (67)	—	—	1,758,406	1,758,406

rrillos de los recursos hidráulicos. Hubo una carrera entre ellos para presentar el primer plan completo para la cuenca. El plan del BUREC apareció en el Documento 191 del Senado, en 1944, y el plan del *Corps of Engineers* en el documento 475 de la Cámara de Representantes, en el mismo año. Los miembros de ambas comisiones negociaron un compromiso, en el cual se le dio autoridad al *Corps of Engineers* sobre el ramal principal del río, y el BUREC tomó la responsabilidad de los afluentes. Las revisiones de los planes consistían de llamadas telefónicas y memorandos garabateados. El plan del *Corps of Engineers* ni siquiera evaluó los aspectos económicos de las alternativas.

En 1952, ocho años después del inicio del proyecto Pick-Sloan (como se había dado en llamarlo), el presidente Harry S. Truman nombró todavía otra comisión para que estudiara el área. Los resultados de esta comisión fueron notados justamente después de que el presidente Dwight D. Eisenhower asumió su cargo, y fueron archivados sin hacer mucho ruido. El informe de la comisión revela la existencia de un debate entre los proponentes de una poderosa organización semejante a la *Tennessee Valley Authority*, que actuarían sobre toda la cuenca, y de la que desconfiaban los estados y los que estaban a favor de una organización más fragmentada.

La función navegación. Se procede ahora a tratar el desarrollo real de las funciones individuales. Un

amplio estudio mostró que en 1950 más de 4 millones de toneladas de mercancías y artículos estaban disponibles anualmente para ser transportadas por el río Missouri. Reconociendo los factores pertinentes de crecimiento, el *Corps of Engineers* estimó que estas mercancías llegarían finalmente a aumentar en un 25 por ciento. Así, estimó un tonelaje futuro promedio de 5 millones al año durante la vida del proyecto. La aplicación del procedimiento especificado en la Ley de transportes, produjo un diferencial de \$3 00 por tonelada, y un beneficio total del proyecto para mejorar la navegación de \$15 millones. Esta cifra se desglosó en los beneficios que resultaban de los embalses, los cuales regularían las entregas de agua, y en los beneficios resultantes de las obras aguas abajo en el canal, los cuales estabilizarían los márgenes del canal y mantendrían abiertos los pasos. La tabla 10-6 resume los resultados obtenidos después de 21 años de operación, comparando las estimaciones originales del tonelaje embarcado y los beneficios anuales promedio (los embalses y las obras en el canal) con el análisis posterior o el tonelaje embarcado logrado y los beneficios promedio anuales.

Las cifras del análisis posterior que se muestran en la tabla 10-6 fueron calculadas basándose en un excelente registro de movimiento del tonelaje río arriba y río abajo. Debido a que no existía registro alguno del valor económico de dichos embarques,

Tabla 10-6. Evaluación original en comparación con el análisis posterior de los beneficios de la navegación. Proyecto Pick-Sloan, en la cuenca del Missouri

Proyecto en la cuenca	Evaluación original	Análisis posterior
Promedio anual del tonelaje embarcado	6 millones de toneladas	2.55 millones de toneladas
Promedio anual de los beneficios del embalse	\$8,843,000	\$4,978,000
Promedio anual de los beneficios producidos por las obras en el canal	\$6,534,000	\$3,665,000

se supuso que se podía aplicar el diferencial de \$3.00 en la tasa para los ahorros. Como se indicó en el informe de Arthur D. Little a la *Office of Water Research and Technology*.

A diferencia del registro que el Corps of Engineers mantiene de la prevención de daños por avenidas, no se ha hecho ningún intento de registrar los beneficios de la navegación. . . Las dependencias (y el Congreso), tienen evidentemente poco interés en el registro de datos de una naturaleza económica, una vez que se haya asegurado la autorización, que empiezan a fluir los fondos de la construcción y que hayan asegurado las responsabilidades operacionales.⁸

Como se puede ver en la tabla 10-6, las estimaciones originales, preparadas por el *Corps of Engineers* de los beneficios del proyecto, excedían a los beneficios reales (postanálisis), en aproximadamente un 75 por ciento. Se observa que si se hubiera usado una tasa diferencial más apegada a la realidad para estimar los beneficios, tanto las cifras originales como las del análisis hubieran sido menores. **La función energía hidroeléctrica.** La planeación de la función energía hidroeléctrica fue estorbada

⁸ Arthur D. Little, Inc., *Research on Water Resources Evaluation Methodology*

por las restricciones técnicas y políticas. La irrigación constituía el objetivo principal de la mayor parte de los embalses, y generalmente se consideraba a la energía hidroeléctrica como un producto secundario. En este proyecto, una gran cantidad de energía eléctrica se reservó para la irrigación, y el potencial real para el desarrollo de la energía fue reconocido hasta mucho más tarde.

La demanda de energía eléctrica fue seriamente subestimada, y la energía estimada para la irrigación por bombeo, nunca se materializó. De manera semejante, el agotamiento planeado aguas arriba para la irrigación y el aumento de la población nunca se desarrolló, así que quedó agua sobrante para generar energía.

Las restricciones tecnológicas se fueron resolviendo a medida que se efectuaban avances en la transmisión de alto voltaje y en la operación de los sistemas. Estos desarrollos proporcionaron un mercado para la energía, con el cual hasta entonces no se había contado. Cuando se hizo evidente que la cuenca fluvial necesitaba energía, se modificaron muchos de sus proyectos y se alteró la política de administración de los que ya estaban construidos a fin de que proporcionarían más energía.

La tabla 10-7 compara el plan original con el funcionamiento real. El resultado es sorprendente, ya que la razón estimada de beneficio/costo era sólo de 1.35, mientras que la razón real de beneficio/costo era de 2.7. Con una sola ojeada a la diferencia entre los costos estimados y los reales se hubiera vuelto cauteloso el estimador más optimista: a pesar de que los costos reales sobrepasaban a los costos estimados en un 400 por ciento, los beneficios reales sobrepasaban a los beneficios estimados en no menos de un 800 por ciento.

La función irrigación. Los beneficios asociados con los proyectos de irrigación equivalen esencialmente al valor aumentado del terreno y de las cosechas, procedentes de la introducción del agua en la región (medidos, por supuesto, de acuerdo con el principio de "con y sin"). En la mayor parte de los casos, el tipo de cultivo y ganadería de subsistencia, sin agua, se sustituye por cultivos más provechosos económicamente. Así, los beneficios que se habrán de acreditar a un proyecto para el suministro

Tabla 10-7. Datos comparados, producto Pick-Sloan de energía en la cuenca del Missouri

	Plan original	Funcionamiento hasta la fecha	Por ciento del plan
Energía comercial			
Capacidad instalada (kW)	758,500	2,640,000	348
Promedio anual de la energía entregada (kWh)	3,428,280,000	13,954,000,000	408
Promedio de los beneficios anuales	\$17,141,000	\$135,000,000	790
Promedio de los costos anuales	\$12,692,000*	\$50,000,000	400
Relación beneficio/costo	1.35	2.70	
Energía para la irrigación			
Capacidad instalada (kW)	396,267	13,884*	3.3
Promedio anual de la energía entregada (kWh)	817,650,000	24,518,769*	3.0

* Se incluye la amortización del costo de capital, con un 3 por ciento de interés durante 60 años
 * Picos y energía no coincidentes, 1973

tro de irrigación depende tanto del número de acres a que se presta servicio, como del aumento de la productividad en dichas áreas. Debido a que esta función fue la más sobrestimada en el proyecto Pick-Sloan, y cómo aclarar algunos problemas importantes de la planeación, se trata aquí en detalle.

Los beneficios correspondientes a la irrigación fueron presentados al Congreso en una declaración de tres párrafos, destinada a justificar las cifras presentadas.

Los beneficios procedentes de la estabilización de la agricultura en áreas adyacentes a las unidades de irrigación propuestas, no son susceptibles de evaluación. Los beneficios directos procedentes de la irrigación . . . [se espera] que promedien \$130,000,000 al año, sin incluir la ganadería. La irrigación de 4,760,400 acres de tierras nuevas, y el suministro de agua

suplementaria a 547,000 acres adicionales, proporcionará oportunidades agrícolas diversificadas y estabilizadas para 53,000 granjas con un promedio de 90 acres cada una. Con un promedio de 4 personas por granja, la población rural aumentará en 212,000 personas. Las estadísticas demuestran que por cada persona en la granja, cuando menos dos personas más pueden hallar medios de subsistencia en los pueblos y ciudades adyacentes, obteniendo así una perspectiva de aumento en la población total de 636,000 en la cuenca del río Missouri, y sólo procedente del desarrollo de la irrigación. La tendencia a la administración de la población durante los últimos 20 años, se invertirá, se superarán las deficiencias y el incremento final será semejante a la tendencia durante el período de 1900-1920

Tabla 10-10. Datos comparativos del proyecto Pick-Sloan de irrigación de la cuenca del Missouri

	Plan original	Operación hasta la fecha	Por ciento del plan
Acres de irrigación	5,307,704	456,041	8.6
Promedio anual de los beneficios	\$130,000,000	\$4,709,000	3.6
Promedio anual de los costos	21,745,000*	12,619,000	51.0
Relación de beneficio/costo	5.98	0.37	

* Se ha incluido la amortización del costo de capital sin interés durante 40 años.

dólares que se ha podido hallar es el del "valor bruto de la cosecha", expresado en unidades de irrigación, y por años. En las publicaciones del BUREC se presenta una cifra de \$445,772,314 como los beneficios acumulados totales para las unidades de irrigación. Esto se debe comparar con los \$130 millones estimados en beneficios promedio anuales pronosticados en 1944. El informe de Arthur D. Little presentó una simulación aproximada de los aspectos más detallados de los rendimientos de las inversiones, que se muestran en la tabla 10-9. Mirando más detenidamente a la cifra de \$445 millones presentada por el BUREC, se ve que no incluye los desembolsos de capital y mano de obra utilizados para producir las cosechas. Además, esta dependencia le dio crédito al proyecto por todo el valor de la cosecha de las unidades que sólo reciben una pequeña fracción de agua. Por ejemplo, a la unidad Boysen se le acreditaron valores en bruto de la cosecha de \$7,049,935, en 1972. Sin embargo, sólo se entregaron 0.06 ac-pie/ac de agua—2 por ciento de la cantidad total de agua aplicada durante 1972. Asimismo, el Bureau incluyó un valor reportado de \$1,053,000 para la unidad de la Angostura, a pesar de que no existe registro alguno que indique la aplicación de agua a la Angostura procedente del desarrollo Pick-Sloan.

Después de reajustar la estimación de los beneficios para explicar dichos errores de cálculo, el informe de Little (véase Tabla 10-10) afirmó:

parecería que los beneficios acumulativos por la irrigación de 1950 a 1972, han sido alrededor de \$63,500,000 en términos de los ingresos nacionales, o de desarrollos económicos regionales. Sería extremadamente difícil explicar cuáles son los beneficios promedio anuales que han "prevalecido" en años recientes. . . La cifra de \$4,709,000. . . podría ser un indicador aproximado, aun derivándose de promedios a largo plazo.¹¹

Una vez más las estimaciones originales se equivocaron en el pronóstico preciso de los beneficios de una inversión pública en recursos hidráulicos; esta vez se equivocaron en un aplastante 96 por ciento. A pesar de que en este caso la larga etapa de desarrollo del proyecto (30 años) llevó a cambios imprevistos en actitudes y prioridades, los planificadores debieron darse cuenta de la posibilidad de que esto ocurriera. Todos los planes deberán tener en cuenta las variables posturas sociales, políticas y económicas, quizá mediante los beneficios estimados correspondientes a una serie de futuras alternativas y de la flexibilidad integrada en la ejecución.

La función control de avenidas. Esta función estaba muy confusa, debido a que era (y sigue siendo) difícil de determinar qué partes de los diversos embalses cumplían la función de controlar las ave-

¹¹ Arthur D. Little, *op. cit.*

Tabla 10-11. Datos comparativos del programa de control de avenidas en el proyecto Pick-Sloan, de la cuenca del Missouri

	Plan original	Operación hasta la fecha	Por ciento del plan
Capacidad de almacenamiento de las avenidas (a-pie)	(no determinada)	23,132,000	—
Promedio de los beneficios anuales	\$78,110,500	\$201,000,000	258
Promedio de los costos anuales	(no determinados)	39,100,000	—
Relación de beneficio/costo	(no determinada)	5.14	—

nidas. Existía una urgente necesidad (y considerable apoyo político) de contar con el control de avenidas en las partes bajas del río que estaban urbanizadas, de manera que esta función se agregó a los objetivos de los grandes embalses para mejorar la economía y ampliar el apoyo. El hecho de que 7 de los 10 estados de la cuenca se beneficiarían con el control de avenidas, también ayudó a que estos proyectos obtuvieran rápidamente los fondos necesarios.

El plan de control de avenidas que llegó finalmente a desarrollarse consiste de cuatro sistemas: embalses en el ramal principal, embalses en los afluentes superiores, embalses en los afluentes inferiores y diques. Los diques han producido cerca de un 56 por ciento de los beneficios a un costo muy moderado. Los embalses del ramal principal han producido alrededor de un 23 por ciento de los beneficios, también a un costo moderado (se trata de costos asignados). Los embalses en los afluentes inferiores, en la región más poblada del medio Oeste, han producido aproximadamente un 18 por ciento de los beneficios, y los embalses en los afluentes superiores junto con algunos diques utilizados en la agricultura han representado sólo un 6 por ciento de los beneficios.

Entre los muchos problemas incluidos en la estimación de los beneficios del control de avenidas, se halla la interrogante de si los beneficios del control de avenidas deberán asignarse a los embalses, diseñados en primer lugar para la irrigación. En el ca-

so del proyecto Pick-Sloan, los costos y beneficios derivados del control de avenidas, asignados a 23 de los 34 embalses tributarios (encontrándose la mayoría de ellos en las semáridas llanuras altas) no han resultado económicos. Los beneficios anuales, atribuidos a estos embalses, han sido de \$6.5 millones, y los costos anuales han sido de \$18.2 millones, para una relación de beneficio/costo de 0.36, a pesar de que en años recientes ha habido una precipitación por encima de lo normal. Por ejemplo, cuatro grandes avenidas durante los 30 años desde el principio del proyecto (1952, 1960, 1967 y 1974) dan cuenta de un 70 por ciento de los beneficios del control de avenidas.

Little estimó que los costos de control de avenidas que no fueron mencionadas en el plan original ascendían a cerca de \$43.6 millones, lo que hubiera producido una relación beneficio/costo de 1.8. La relación real de beneficio/costo sobrepasó este valor por un factor de 3. La tabla 10-11 presenta un resumen de los datos económicos del control de avenidas.

La tabla 10-12 resume la estimación global original, comparándola con las estimaciones económicas alcanzadas. Little admitió que estas estimaciones incluían algunos proyectos para el control de avenidas, que de hecho, habían sido iniciados antes de que se autorizara el proyecto Pick-Sloan, pero fueron considerados en realidad como parte del plan total de la cuenca. Si no se hubieran tenido en cuenta estos proyectos, sino la relación correcta benefi-

Tabla 10-12. Plan y resultados, selección de datos, y resumen de los totales. Programa del proyecto Pick-Sloan de la cuenca del Missouri

<i>Estimaciones del plan original, todas las unidades (1944)</i>	
Número de unidades para el desarrollo	174
Costos de capital totales	\$1,257,645,700
Promedio de los costos anuales	65,413,000
Promedio de los beneficios anuales	188,306,000
Relación beneficio/costo	2.57 a 1.00
Costos reembolsables de capital	741,100,000
Costos no reembolsables de capital	516,545,700
<i>Datos reales y estimados, unidades en servicio (1974)</i>	
Número de unidades en servicio	51
Total de costos acumulados del programa, 1945-1974	\$1,786,909,000
Promedio de los costos anuales, 1974	123,348,000
Promedio de los beneficios anuales, 1974	421,809,000
Relación promedio anual de beneficio/costo 1974	3.42 a 1.00
Costos reembolsables de capital	1,630,530,900
Costos no reembolsables de capital	1,116,230,600
Por ciento de los gastos totales de capital, amortizados hasta la fecha	5.8

cto/costo, ésta hubiera estado muy cercana a la estimación original de 2.57.

Observaciones generales. La relación total real de beneficio/costo resultó estar muy cercana a la estimación original, pero por razones enteramente diferentes. Mientras que los beneficios de la irrigación fueron enormemente sobrestimados, los beneficios del control de avenidas y de la energía hidroeléctrica, fueron muy subestimados. Una razón de la buena operación económica del proyecto estriba en el hecho de que las partes con más beneficio (la función energía y la función control de avenidas) se construyeron primero, y ellas inflaron a la relación beneficio/costo durante las tres últimas décadas. Ahora que se están ejecutando las partes menos económicas del proyecto (mayormente la irrigación), se reducirán las relaciones beneficio/costo. Estos proyectos son altamente cuestionables desde el punto de vista económico al tener relaciones beneficio/costo tan bajos como 0.23. Esto subraya de nuevo

la conveniencia de una ejecución, flexible y de una evaluación continua para evitar tales deseconomías.

10-4 LECCIONES DEL ANÁLISIS POSTERIOR

Quizá la principal lección es que, no importa cuál sea la estimación futura, se puede tener la seguridad de que estará equivocada. No obstante, la meta del planificador será, no sólo la de minimizar dicho error (si fuera posible) sino *planear para el mismo*. Uno de los beneficios secundarios del análisis posterior consiste en que conduce a los planificadores a emprender el proyecto con mayor humildad y tener un poco menos de confianza en los números que se generen. Mientras más se adentre el planificador en el futuro, mayor será la incertidumbre del pronóstico.

Otra lección general es evitar la tendencia a malgastar una cantidad desordenada de tiempo en refinar aspectos cuantitativos, cuando los datos sean inciertos, y la evaluación relativamente insensible a los resultados. Por ejemplo, las relaciones de beneficio/costo en el proyecto Pick-Sloan se llevaron hasta tres cifras significativas, a pesar de que los datos económicos utilizados pudieran ser inciertos. Además se hicieron estimaciones detalladas del uso municipal e industrial del agua, proyectando 50 años en el futuro, cuando las estimaciones de población eran sólo extrapolaciones lineales.

Las proyecciones que se han hecho sobre la planeación de los recursos hidráulicos, han sido, en el mejor de los casos, un arte lleno de incertidumbre. A pesar de que la estimación de costos del proyecto se ha vuelto más exacta durante los últimos 20 años, la estimación de los beneficios del proyecto se ha mantenido imprecisa. Una de las metas del análisis posterior es la de comparar los beneficios reales del proyecto recogidos durante años de operación del mismo, con la estimación de los beneficios del proyecto calculados cuando se propuso el proyecto, y de examinar las maneras de mejorar los procedimientos de estimación.

La tendencia natural en la planeación financiera es la de subestimar los costos. Para empezar, los planificadores tratan invariablemente (quizá inconscientemente) de mantener los costos a un mínimo, y aplican así suposiciones fuera de la realidad al ahorro en los costos. En segundo lugar, olvidan a menudo calcular la inflación en los costos, para proyectos que han de ejecutarse en varios años. Para estimaciones a largo plazo, la tasa proyectada de inflación pudiera ser suficiente. En el caso de los costos de construcción que ocurrirán más o menos en el año, las tasas individuales del cambio en el índice de precios, deberán extrapolarse para estimar los costos.

El principal error en el análisis económico de los pronósticos de los beneficios, procede de la carencia de datos suficientes sobre la hidrología de las corrientes de agua, las tasas de crecimiento, otros parámetros pertinentes o una combinación de los mismos. Un aspecto importante del análisis pos-

terior es el descubrimiento de qué fue lo que causó los errores inaceptables en los pronósticos de beneficios. El análisis posterior económico deberá moderar el optimismo injustificado en la exactitud del análisis de beneficio/costo.

Conclusiones

El informe de Little concluyó su auditoría posterior con una nota bastante escéptica en lo que concierne al ideal "racional-completo". El informe aclaró que lo completo de un proyecto es un "fuego fatuo" que ni puede ni debe alcanzarse en su totalidad. Las complicaciones que se derivan de tratar de vincularlo todo en un esquema global, sobrepasan a todas y cada una de las ventajas cuestionables. El informe argumentaba, en pocas palabras, que la disgregación y la optimización separable, son tan efectivas como la optimización total de un proyecto.

En lo que concierne al proyecto Pick-Sloan, no sólo no mejoró económicamente la necesitada porción de las llanuras altas de la cuenca con respecto al resto de la cuenca, sino que en realidad declinó. La parte menos necesitada de la cuenca, o sea el 20 por ciento de la región del medio oeste, recibió la mayor parte de los beneficios del control de avenidas y de la navegación. De hecho, el Departamento de Comercio clasificó a las llanuras altas como elegibles para recibir asistencia especial en 1972, por ser un área deprimida. Contrario a las proyecciones optimistas del BUREC, en el período de 1940-1970, la población de la región de las llanuras altas disminuyó en 188,700 habitantes, el número de las granjas en operación declinó en un 35 por ciento, y el tamaño promedio de las granjas aumentó en un 88 por ciento. En contraste, en lo que se refiere a la cuenca total, el tamaño de las granjas aumentó en un 54 por ciento.

A pesar de la desilusión experimentada en la función irrigación, la clave para el éxito del proyecto Pick-Sloan se apoyaba en instituciones federales, tales como el *Corps of Engineers* y el BUREC. Otras instituciones y comisiones organizadas para desarrollar el plan de la cuenca fluvial, no fueron, ni con mucho, tan efectivas. De hecho, el informe cuestio-

na la prudencia de mantener grandes instituciones, centralmente controladas, tales como la *Tennessee Valley Authority*. Según Little, la cuenca fluvial, como una entidad, está muerta, y no vale la pena tratar de revivirla, y la política federal debería alentar a instituciones federales, tales como el *Corps of Engineers* y el BUREC, para que operaran desde las capitales de los estados, como otros departamentos principales (por ejemplo, la EPA y la HEW) lo están haciendo con todo éxito.

En una forma realista, los redactores del informe de Little argumentaron que el agua ha sido sobrelaborada frente a otros sectores, en su capacidad de cambiar por sí misma la economía de una región. Sobre este punto citaron lo afirmado por la Comisión Nacional del Agua.

*El agua es uno de los varios recursos sin los cuales una nación no puede satisfacer las necesidades fundamentales de su pueblo, ni alcanzar por sí misma, las importantes metas nacionales establecidas. Sin el agua, la vida misma no podría sostenerse. Pero esto mismo se puede decir de otros recursos —la luz solar, el suelo y el aire.*¹²

El análisis posterior de Pick-Sloan demostró asimismo que las fuerzas imposibles de predecir, que queden fuera del alcance del programa, causaron la mayor parte de los cambios durante el desarrollo del proyecto. Little tendía a apoyar el enfoque de incrementos aislados en preferencia al racional completo. Sin embargo, se podría asimismo argumentar que dichos resultados sólo refuerzan la necesidad de la flexibilidad.

El segundo e inquietante resultado del análisis posterior de Arthur D. Little fue que la evaluación económica (específicamente el análisis de beneficio/costo) podría ser un auxiliar engañoso. Little recomendaba en su lugar la evaluación financiera —por ejemplo, investigar si los usuarios estarían dispuestos a reembolsar los préstamos. Cualquier objetivo para la redistribución de los ingresos, podría lograrse mediante subsidios, o cancelaciones de los adeudos.

¹² Arthur D. Little, *op cit.*

Tomadas en un contexto más amplio, las conclusiones del informe de Little podrían ser indebidamente pesimistas. Muchas de las deficiencias del proyecto Pick-Sloan debían haber sido evitadas en su oportunidad. Otras se hubieran podido evitar si se hubiera contado con mejores métodos de planeación como los desarrollados en años recientes. Por ejemplo, si los planificadores del proyecto Pick-Sloan hubieran evaluado correctamente los suelos y las instituciones agrícolas, no hubieran sido tan optimistas. También si el plan hubiera sido más flexible —si hubiera considerado la modificación, cancelación y creación de los proyectos— los resultados hubieran sido aún más impresionantes.

Otro argumento en apoyo de la planeación completa racional, es el hecho de que muchos proyectos han tenido resultados impresionantes. Por ejemplo, el proyecto de control de avenidas del río Miami (mencionado en el capítulo 1) y el plan hidráulico del estado de California.

Finalmente, se debe recordar que la planeación está todavía en su infancia. Hace falta honradez para admitir la ignorancia y las limitaciones. Pero si es mucho lo que se ignora, también es mucho lo que se ha aprendido desde los días de Pick-Sloan. Parece prematuro abandonar los argumentos a favor de incluir la planeación racional completa en el espectro de los enfoques de la planeación.

Las crecientes presiones en el futuro, como resultado de la mayor población y los limitados recursos naturales, harán que la planeación y administración racionales sean cada vez más importantes. Si el estilo de planeación de un futuro cercano será menos grandioso que el del pasado, carece de importancia. Lo que se necesita es que siga mejorando el mundo hasta que, con la ayuda de una buena planeación de los recursos hidráulicos, todos tengan un ambiente aceptable en el cual vivir, ropa que usar, alimentos que comer y agua limpia que beber.

LECTURAS RECOMENDADAS

Bickert, Brown, Coddington, & Associates, Inc. *The Federal Reclamation Program, Its Impacts, Issues, and*

Future Considerations. Reporte preparado por el U.S. Department of the Interior, BUREC, dic. 1972.

Dickerman, A. R., G. E. Radosevich, y K. C. Nobe: *Foundations of Federal Reclamation Policies. An Historical Review of Changing Goals and Objectives*. Report to the Bureau of Reclamation, enero, 1970.

Haveman, R. H. *The Economic Performance of Public Investments*. Baltimore: Johns. Hopkins. Press, 1972

Howe, C.W. *Benefit-Cost Analysis for Water System Planning*. Water Resources Monograph, 2, American Geophysical Union, Washington, D. C., 1971.

Arthur D. Little, Inc. *A River Basin Management Post-Audit and Analysis*. Reporte final a la Office of Water Resources Research, Washington, D.C. agosto 1973.

Arthur D. Little, Inc. *Research on Water Resources Evaluation Methodology*. Reporte final a la Office of the Water Resources Technology, Washington, D.C., 31 marzo 1975.

Ejercicios

1. Dar las dos o tres causas más probables de las siguientes inexactitudes de las estimaciones originales, como lo revela el análisis posterior y explicar cómo las debe manejar el planificador
 - a) Un proyecto similar al Pick-Sloan subestimó los beneficios del control de avenidas por un factor de 2.
 - b) Un plan de ejecución de irrigación, sobrestimó los beneficios de la irrigación por un factor de 3.
 - c) Un plan de ejecución de energía hidroeléctrica subestimó los beneficios por un factor de 2.
 - d) En un proceso de planeación sectorial de una cuenca fluvial importante (recursos hidráulicos), que abarcaba a varios estados en un país en vías de desarrollo, el estudio nunca pasó más allá de la etapa general de evaluación, no obstante que comenzaba con un plan de apoyo y pasó por todas las etapas de planeación basadas en un cuerpo central de control (similar al *Tennessee Valley Authority*).
2. Se lleva a cabo un análisis posterior sobre un plan de ejecución de irrigación que demandaba irrigación por agua subterránea para un huerto

de 1,500 ha. El huerto bordea con el río, pero los estudios geofísicos revelaron un acuífero de 250 m de espesor. Después de perforar el primer pozo, el ingeniero de proyecto descubrió que el acuífero sólo tenía 100 m de espesor, y después de haber perforado cuatro pozos, estimó que sólo 400 de los 800 lts/s del agua necesaria estaba disponible del acuífero. El ingeniero de proyecto arregló que los otros 400 lts/s se bombearan del río, pero era entonces necesario instalar una costosa tubería de abastecimiento de 1.5 km de longitud.

El proyecto ha estado en operación durante cinco años. Fue necesario reemplazar una bomba del pozo debido a que, al ser demasiado grande, interrumpía frecuentemente la succión, y se desgastó rápidamente. La tubería de abastecimiento del río se azolvó después de tres años de operación, y fue necesario bajar la toma de agua durante una sequía, debido a que estaba más alta que el nivel del agua en el río. El manto freático ha mostrado un descenso de 1 m por año.

¿Cuáles son las conclusiones a las que se podría llegar concernientes al plan original? ¿Qué deberá hacer ahora el administrador del proyecto, dadas las condiciones existentes?

3. Se inició un plan de ejecución de abastecimiento de agua, para un parque industrial, utilizando agua subterránea en un país en vías de desarrollo. El administrador del proyecto no siguió las recomendaciones del planificador de recursos hidráulicos. En primer lugar, el planificador de recursos hidráulicos recomendó un sitio diferente, basándose en datos geofísicos. En segundo lugar, recomendó que se perforara un pozo de prueba antes de adquirir un sitio. En tercer lugar, sometió a consideración un contrato y una lista con las cantidades necesarias para la licitación, pero el administrador lo ignoró y le dio el trabajo a un amigo, firmando un contrato de perforación que no contenía cláusulas de multa.

El terreno fue adquirido, y se inició la construcción. El perforador terminó finalmente el primer pozo, con un retraso de seis meses. (El planificador estimó que se necesitaría 600 lts, y

presupuestó para ocho pozos.) El pozo no estaba vertical, y sólo suministró 20 lt/s. El administrador fue despedido, y el proyecto "murió". ¿Cómo se podría analizar la situación? ¿Qué

podría haber hecho el planificador (si es que algo se podría hacer) para aumentar la probabilidad de éxito?

Apéndice A

Resumen selectivo de economía

Los tres subconjuntos de la economía que se estudiarán son la microeconomía, la ingeniería económica y la economía del bienestar. La macroeconomía, la cual no se estudiará, trata de la economía en gran escala (macro), desde una perspectiva estatal o nacional. Cubre temas que tratan de la inflación (sus causas y control), el desempleo, los análisis de insumo-producto a niveles regionales o nacionales, el sistema de la reserva federal (en los Estados Unidos), etc.

La microeconomía, por el contrario, se ocupa de la rentabilidad (beneficios y costos) en pequeña escala (micro). Toma la perspectiva de una firma individual y estudia las funciones de producción, las combinaciones óptimas de los insumos, de las curvas de oferta y demanda, etc. La ingeniería económica puede ser considerada como un subconjunto de la microeconomía, en cuanto supone que las acciones de la firma o proyecto no afectarán a los precios del mercado. Hace hincapié en los análisis de descuento y de beneficio/costo, considerando los efectos de los impuestos a fin de permitir una toma de decisiones basada en una evaluación económica.

La economía del bienestar trata de las asignaciones de recursos escasos que pueden no tener valores de mercado. Como su nombre lo implica, la economía del bienestar trata de hallar el bienestar general de la sociedad, y puede ser considerada como un subconjunto de la macroeconomía.

A-1 PRINCIPIOS DE MICROECONOMÍA

El equilibrio económico

La figura A-1 muestra las curvas elásticas de la oferta y la demanda. A medida que disminuye el costo de un artículo, éste será adquirido con mayor frecuencia (como lo muestra la pendiente negativa de la curva de la demanda, $D - D'$); por el contrario, mientras más bajo sea el precio de un artículo, menos desearán los fabricantes producirlo (como se

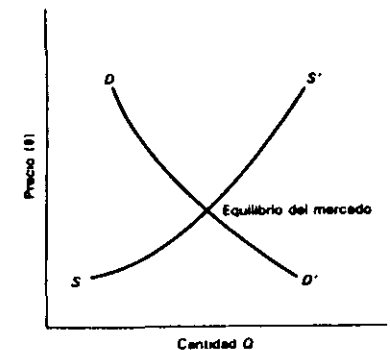


Figura A-1. Equilibrio en un mercado perfecto.

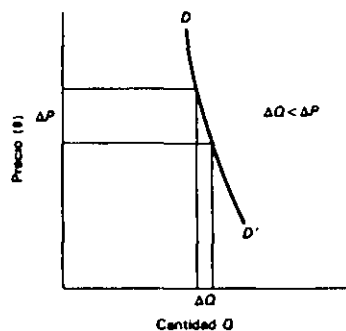


Figura A-2. Curva de demanda inelástica.

muestra por la pendiente positiva de la curva de oferta, $S - S'$). La intersección de estas dos curvas representa el equilibrio del mercado. En un mercado perfecto, la oferta y la demanda son iguales.

Las diferentes mercancías poseen diferentes pendientes. La inclinación de la pendiente se conoce como su elasticidad. Una mercancía inelástica (o sea, algo necesario sin tener en cuenta el precio) tendrá la tendencia a ser casi vertical, como se muestra en la figura A-2. En este caso, un gran cambio en el precio, ΔP , no producirá un gran cambio en la demanda, ΔQ (el mismo razonamiento se aplica a la oferta). Una mercancía elástica (tal como un lujo) es aquella cuya pendiente tiende a ser horizontal, como se muestra en la figura A-3. En este caso, un pequeño cambio en el precio producirá un gran cambio en la demanda. La elasticidad normalizada, η , se calcula por la fórmula

$$\eta = \frac{\Delta P/P}{\Delta Q/Q} \quad (A-1)$$

La importancia que tiene la curva de demanda para los planificadores de recursos hidráulicos estriba en que puede indicarnos el beneficio de, por ejemplo, un proyecto de suministro de agua, o sea, el área bajo la curva de demanda entre Q_1 y Q_2 en la figura A-3. La curva de demanda muestra asimismo cuánta agua se adquirirá a diferentes precios. Debido a que no existe un mercado perfecto para

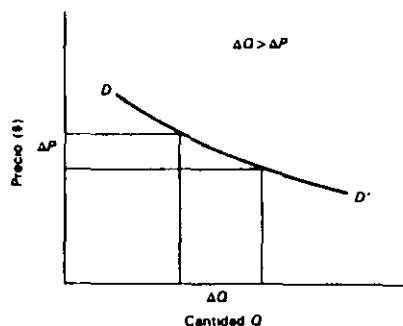


Figura A-3. Curva de demanda elástica.

el agua, dichas curvas tendrán que aproximarse o deducirse indirectamente.

El mercado perfecto opera sobre un cierto número de suposiciones¹

1. Los consumidores deben obtener una utilidad mayor (valor) si tienen más de un bien. Los consumidores deben ser asimismo independientes (o sea, la utilidad de un consumidor no debe afectar la del otro).
2. Los productores tratan siempre de maximizar sus beneficios netos y son asimismo independientes.
3. Los productores y consumidores individuales son lo suficientemente pequeños para que sus acciones separadas no afecten al mercado (esto es, no hay monopolios).
4. Los precios y los bienes son libres de moverse hacia donde se les demande (esto es, no hay controles gubernamentales). Los productores y consumidores tienen información acerca de los precios.
5. No debe haber desempleo.

Aunque el mercado perfecto rara vez existe, si es que alguna vez ocurre, ofrece un punto de partida y puede aproximar el valor de muchas mercancías. Cada consumidor tiene sus preferencias. Por

¹ James y Lee, *op. cit.*, págs. 46-47

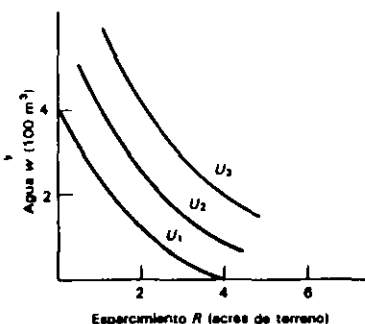


Figura A-4. Curvas de indiferencia de "A", suponiendo sólo dos mercancías.

ejemplo, diversas combinaciones de alimentos y ropa pueden satisfacer a una persona con un presupuesto dado. Las gráficas de estas combinaciones se llaman curvas de indiferencia. Por ejemplo, mientras más dinero tenga el individuo "A" más puede adquirir: esto es, "A" puede moverse de la curva de utilidad U_1 a la curva de utilidad U_2 . Se notará que "A" es indiferente al hecho de tener 400 m³ de agua, o 4 ha de terreno para recreo, o tener una combinación de 200 m³ de agua y 1 ha de terreno. El punto sobre la curva se determinará por los precios relativos del agua y del terreno.

Si los ingresos de "A" son iguales a I , "A" puede adquirir

$$I = P_R R + P_W W \quad (A-2)$$

los bienes en donde P_R es el precio de la recreación en \$/ha y P_W es el precio del agua en \$/m³. R y W son cantidades, como se muestra en las figuras A-4 y A-5. La figura A-5 muestra cómo dichos precios determinan las adquisiciones de "A". La pendiente de esta línea se conoce como la tasa marginal de sustitución (TMS)

$$TMS_{RW} = \frac{P_W}{P_R} \quad (A-3)$$

en donde TMS_{RW} es la tasa marginal de sustitución de R en lugar de W .

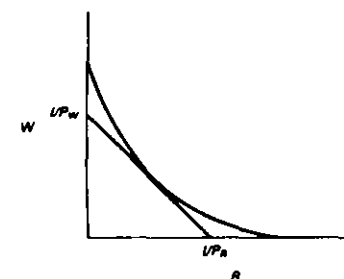


Figura A-5. Curva de indiferencia y curva de presupuesto.

Si hubieran solamente dos personas en una sociedad, "A" y "B", y dos bienes, "R" y "W", se podrían invertir las curvas de indiferencia de "B", y superponerlas en "A", como se muestra en la figura A-6. Las dimensiones de la caja, llamada Caja de Edgeworth, equivalen a las cantidades totales disponibles de R y W así que a medida que se mueve hacia la derecha a lo largo del eje inferior de R , "A" recibirá más cantidad de R , y "B" recibirá menos. Las curvas de utilidad son "densas en todas partes" (esto es, son continuas, de manera que la caja se oscurecería si se pusieran todas adentro). El aspecto importante es que el lugar geométrico de los puntos en donde las curvas de utilidad de "A" y "B" son tangentes se conoce como la "línea óptima de Pareto", o la "curva de contrato".

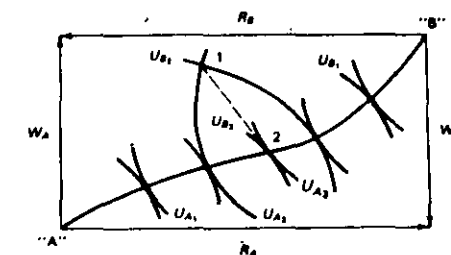


Figura A-6. Curva óptima de Pareto (A-B), conjunto no inferior de "A" y "B".

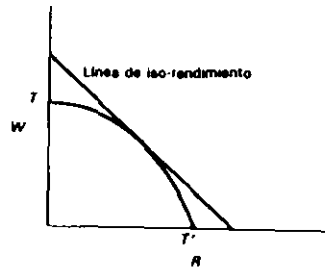


Figura A-7. Curva de transformación del producto, T-T'.

La línea óptima de Pareto es la misma que el conjunto no inferior introducido en el capítulo 8. Cualquier asignación de R y W, entre "A" y "B", que no se halle en la curva, es inferior —o, en otras palabras, podría hacerse una asignación diferente de los bienes con el fin de mejorar la utilidad tanto de "A" como de "B". Se observará que el punto 1 en la figura A-6 da sólo las utilidades de "A" y "B" para U₂ pero, que si se cambiaran hasta el punto 2 las proporciones respectivas de R y W, tanto "A" como "B" se moverían hacia la curva de utilidad U₃. Así, Pareto es un concepto óptimamente tan importante en la economía del bienestar como lo es en la evaluación de objetivos múltiples.

En la figura A-7 se muestra la curva de transformación del producto, T-T'. Esto representa (dados recursos limitados) las posibles combinaciones del agua W y la recreación R que se pueden tener. La línea de iso-rendimiento determinaría en qué parte de la curva de transformación del producto habría producción (esto es, qué combinación de R y W). La pendiente de dicho punto se conoce como la tasa marginal de transformación, o sea, TMT.

$$TMT_{RW} = \frac{P_R}{P_W} \quad (A-4)$$

en donde TMT representa el número de unidades de R que será preciso ceder para obtener otra unidad de W.

Función producción. La relación entre la salida (producción) y la entrada se conoce como la función producción. Si se multiplica la producción por

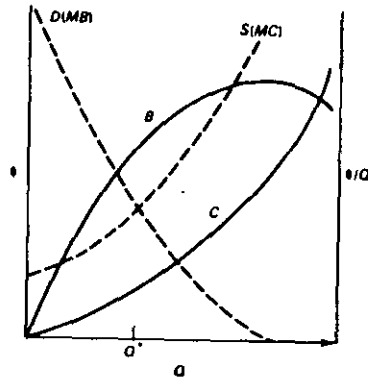


Figura A-8. Relación entre las curvas de beneficio-costo y de oferta-demanda.

su precio unitario, ésta se convierte en una función de rendimiento o curva de beneficio, como se muestra en la figura A-8. Por supuesto, muchos productos tienen varios insumos, pero a fin de mostrar gráficamente la relación, los textos de economía se mantienen en dos o tres dimensiones. Nótese que la producción llega por lo general a un máximo, para luego disminuir (esto es, según la ley de rendimientos decrecientes).

La mano de obra L se considera como un insumo en el suministro de agua. El perfil de la función producción sería semejante al que se muestra en la figura A-8. Si se utilizara demasiada mano de obra, disminuiría la producción de agua (o sea, los trabajadores se estorbarían unos a otros). Puede ser que no se desee suministrar suficiente mano de obra para llegar al máximo de producción, debido a que el máximo puede no ser el punto más económico.

Para determinar el punto de óptima producción económica, se necesita añadir la curva del costo de la mano de obra, como se muestra en la figura A-8. La curva de costos sería lineal si la tasa de salarios no cambiara con el número de personas contratadas. El punto económicamente óptimo de la producción, se halla en el punto en donde las pendientes de las curvas de costos y beneficios son iguales, o sea

$$\Delta B = \Delta C \quad (A-5)$$

Este es el punto de máximos beneficios netos. La ecuación A-5 forma parte del análisis marginal, según el cual se expresa que los beneficios marginales ΔB deberán igualar a los costos marginales ΔC .

Existe una relación entre las curvas de beneficio-costo y las curvas de oferta y demanda, en que la curva de demanda puede ser construida a partir de la curva de beneficios. La curva de demanda es la curva de beneficios marginales, y la curva de oferta es la curva de costos marginales. Un poco de reflexión mostrará por qué esto es así. Por ejemplo, una firma o proyecto sólo está dispuesta a adquirir agua si el costo es igual o menor que el beneficio marginal del agua. La figura A-8 muestra estas relaciones.

A-2 ECONOMÍA DEL BIENESTAR

La otra área de la economía que se ocupa especialmente de la planeación de los recursos hidráulicos es la economía del bienestar, la cual trata de la asignación de los recursos escasos. Esta difiere de la economía tradicional en que los recursos naturales no siempre tienen un valor de mercado y no pueden, por consiguiente, ser asignados satisfactoriamente por el mecanismo del mercado. Otro raciocinio detrás de esta rama especial de la economía, es que muchos recursos naturales (por ejemplo, el aire y el agua) se consideran como bienes públicos. Por consiguiente, cómo se utilizan constituye una decisión de la sociedad y no necesariamente una de mercado —a pesar de que se pudiera utilizar la asignación de precios. La meta de la economía del bienestar es la de asignar dichos recursos de tal manera que se pueda maximizar el bienestar social (o la utilidad social).

En esencia, los economistas del bienestar determinan qué combinaciones de bienes es posible producir mediante los recursos disponibles. Luego, determinan las respectivas utilidades (valores) que dichos bienes tienen para las personas individuales. Finalmente, si es posible, asignan las mercancías de tal modo que maximicen la utilidad global para la sociedad.

Se ilustrará este procedimiento utilizando un ejemplo simplificado, adaptado del texto de Ferguson y

Gould, *Microeconomics Theory*.² Cuatro suposiciones harán que la siguiente ilustración de la teoría sea más fácil de entender. Suponer 1) que sólo hay dos insumos homogéneos y perfectamente divisibles de la mano de obra L, y el Capital K, 2) que sólo hay dos bienes homogéneos, el suministro de agua W, como podría abastecerse mediante la construcción de un embalse, y un área escénica recreativa R; 3) que la sociedad consiste de sólo dos individuos, "A" y "B" y 4) que existe una función de bienestar social $W = W(U_A, U_B)$, por la cual la sociedad podría ordenar todas las posibles combinaciones de las utilidades de "A" y "B". Esta última suposición es altamente controvertida debido a que demanda una decisión en lo que respecta a la distribución relativa de los bienes entre "A" y "B" (esto es, quién merece más).

La teoría de la evaluación, en el caso de la economía del bienestar, implica tres etapas. Primero, construir una caja de Edgeworth que muestre las isocuantas de las funciones de producción, como se muestra en la figura A-9. Se deberá recordar que una isocuenta es una curva con diferentes combinaciones de insumos que producen el mismo número de unidades de producción y son similares a las curvas de indiferencia. Las cantidades de L y K disponibles determinan las dimensiones de la caja, y la curva de contrato óptima de Pareto queda determinada por el lugar geométrico de los puntos en donde la pendiente de las isocuantas para W y R son iguales (esto es, las isocuantas son tangentes). I_W hasta I_W muestran isocuantas con una producción creciente de agua cualquier punto que no se encuentre en la curva óptima de contrato se puede mover a la curva, rindiendo un incremento de la producción tanto de W como de R (véase la figura A-6).

Segundo, construir la curva de transformación del producto, T-T', como se muestra en la figura A-10. Esta curva muestra las combinaciones de W y R que pueden producirse con los recursos limitados de L y K. La pendiente de la curva T-T', en cualquier punto equivale a la tasa marginal de transformación (TMT). La TMT_{WR} es el número de unidades de W

² C. E. Ferguson y J. P. Gould, *Microeconomic Theory*, 4a ed. (Homewood, 111 - Irwin) capítulo 16

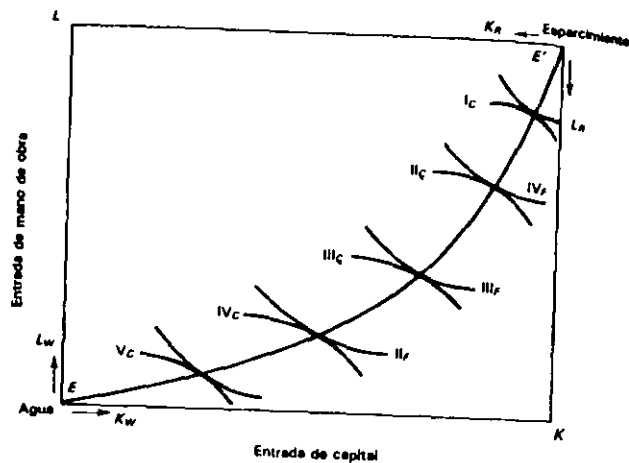


Figura A-9. Caja de Edgeworth, mostrando la curva de contrato óptima de Pareto, o la distribución de los insumos entre el agua y la recreación.

que hay que ceder para obtener una unidad adicional de R. Se puede tomar cualquier punto sobre esta curva y construir una caja de Edgeworth, la cual define la curva óptima de contrato de Pareto entre "A" y "B" (esto es, que ajuste a la figura A-6 den-

tro de la figura A-10), mostrando la distribución recíproca de W y R. Para hacer esto, se grafican las funciones de utilidad de cada persona y se construye una línea sobre el lugar geométrico de los puntos en donde las pendientes de las respectivas

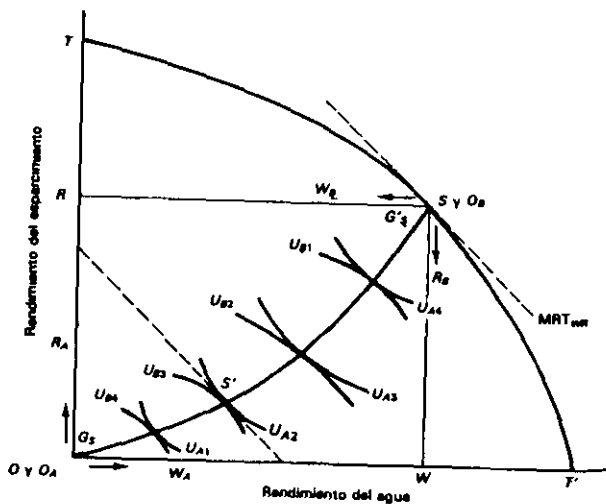


Figura A-10. Curva de transformación del producto, T-T', y la caja de Edgeworth que muestra la curva de contrato óptima de Pareto, o la distribución del agua y la recreación entre "A" y "B".

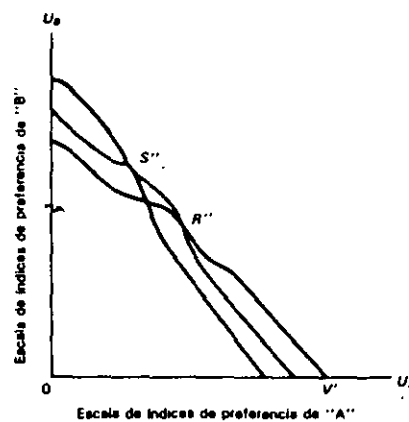


Figura A-11. Frontera de utilidad-posibilidad en donde V-V' es la envolvente de todas las posibilidades curvas.

funciones de utilidad sean iguales. Suponer que "A" y "B" puedan indicar qué combinaciones de W y R les dará el mismo nivel de utilidad. (En muchas técnicas de investigación de operaciones de la suposición se rechaza.)

Se puede demostrar matemáticamente que la división óptima de los dos bienes entre "A" y "B" es el punto S' (esto es, aquel punto sobre la curva de contrato óptima de Pareto en donde la pendiente de las funciones de utilidad es igual a la TMT). A pesar de que S' divide automáticamente a la utilidad disponible entre "A" y "B", no existe indicación alguna de que sea el punto correcto, debido a que es posible trazar un número infinito de puntos y de cajas de Edgeworth sobre la curva de transformación del producto. Estos puntos cubren el espectro de posibilidades a lo largo de la curva de contrato, de manera que este punto es sólo una curva sobre la envolvente de utilidad-posibilidad mostrada en la figura A-11.

Esto lleva a la tercera etapa. Cada punto sobre la curva de transformación del producto genera una curva de utilidad-posibilidad, como se muestra en la figura A-11. El resultado de este número infinito de curvas es una envolvente de curvas, o la fronte-

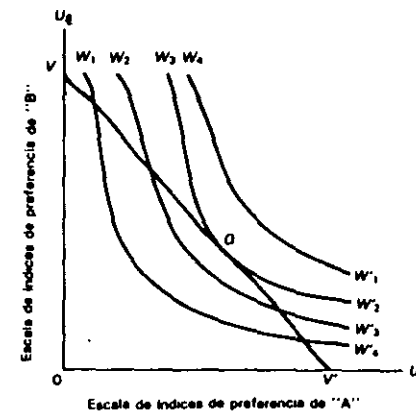


Figura A-12. El punto Q muestra el lugar de máxima felicidad social restringida, en donde la función de bienestar social, $W_3 - W_1^1$, establece contacto con la frontera de utilidad-posibilidad.

ra de utilidad-posibilidad. Esta curva V-V' es análoga a la curva de producto-posibilidad, común en la teoría microeconómica. Se notará que las posibilidades varían de la utilidad máxima para "A" y utilidad cero para "B" al opuesto. El punto que teóricamente deberá escogerse es aquél que es tangente a la función máxima de bienestar social, como se muestra en la figura A-12.

La función bienestar social es difícil, por no decir, si no imposible, de construir, puesto que es la que decide el merecimiento relativo de "A" y de "B" (véase la suposición cuatro, indicada anteriormente). No obstante si pudiera ser construida, se podrían dividir, en teoría, los recursos de una manera tal que se maximizara la utilidad para la sociedad.

A-3 INGENIERÍA ECONÓMICA

La ingeniería económica trata de la toma de decisiones económicas, y de las herramientas necesarias para la evaluación económica. Es probable que se le dé más importancia al análisis de beneficios

y costos en conexión con la ingeniería económica que con la microeconomía. Y aunque la ingeniería económica es especialmente útil en la toma de decisiones a corto plazo en la industria las mismas herramientas pueden usarse para decisiones económicas a largo plazo, como las que se demandan en muchos proyectos de recursos hidráulicos; por consiguiente, los instrumentos de la ingeniería económica, proporcionan la base de las alternativas de evaluación (ver capítulo 8).

Valor del dinero en el tiempo

El dinero tiene un valor en el tiempo: por ejemplo, \$1 a un año del día de hoy no tendrá la misma utilidad (no valdrá lo mismo) que \$1 hoy en día. Por una parte, se podría depositar el dólar en el banco para que gane intereses, de manera que dentro de un año (si la tasa de interés fuera del 10 por ciento) se tendría \$1.10. En otras palabras, un individuo puede rentar el dinero —lo que implica que el “interés” significa también “renta”.

Si \$1 en el futuro no es el mismo que \$1 al presente, no se pueden sumar cantidades de dinero que aparecen en tiempos distintos. Se deberá convertir primero todo el dinero a un punto común en el tiempo. Por ejemplo, si se puede ganar un 10 por ciento sobre el dinero y se desea sumar \$10 ahora a \$15 dentro de un año, se convierten primero los \$10 a \$11 (o sea, el valor que tendrá dentro de un año con un interés del 10 por ciento), y luego suman \$11 a \$15 para obtener \$26 al final del año uno (que equivale a \$23.64 al inicio del año uno).

Antes de pasar a considerar las posibles maneras para convertir a un tiempo común, procedimiento que se conoce como descuento, será provechoso representar gráficamente los pagos. En la figura A-13 se muestra un diagrama de flujo de efectivo. El período normal de tiempo entre las flechas es de un año, y los desembolsos apuntan normalmente hacia abajo, mientras que los ingresos apuntan hacia arriba. Se debe tomar nota del acuerdo convencional del “final del año” (FDA); o sea, el dinero recibido durante el año se acumula y se supone que se recibe como una suma acumulada al final del año.

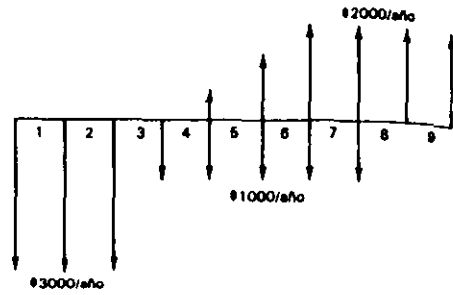


Figura A-13. Diagrama de flujo de efectivo.

Fórmulas de interés

La notación correspondiente a las fórmulas de descuento o interés es la siguiente:

i es la tasa de interés por período, que normalmente es un año.

n es el número de períodos de interés (años).

P es la suma presente de dinero.

F es la suma futura de dinero a *n* períodos de interés a partir del presente, la que es equivalente a *P* con una tasa de interés *i*.

A es una serie uniforme anual de pagos o ingresos (la serie total durante *n* períodos es equivalente a *P* o *F*, a la tasa de interés *i*).

G es la cantidad que se incrementa cada año un ingreso o un desembolso, una serie con gradiente.

Ya se ha dicho que el valor de \$1 al final de un año, a 10 por ciento, o sea, $P + iP$ por año, sería \$1.10. ¿Cuál será el valor al final de dos años? Este es el principio del interés compuesto; o sea, del interés que se gana sobre el interés. La cantidad al final de dos años sería,

$$(P + iP) + i(P + iP), \text{ o } P(1 + i)^2$$

La tabla A-1 muestra cómo opera la fórmula del interés compuesto.

La fórmula general es

$$F = P(1 + i)^n \quad (A-6)$$

Tabla A-1 Fórmula de interés compuesto con un solo pago

Período	Cantidad al inicio del período	Interés	Cantidad al final del período
1	<i>P</i>	+ <i>iP</i>	= $P(1 + i)$
2	$P(1 + i)$	+ $iP(1 + i)$	= $P(1 + i)^2$
3	$P(1 + i)^2$	+ $iP(1 + i)^2$	= $P(1 + i)^3$
...
<i>n</i>			= $P(1 + i)^n$

Esta es la fórmula de interés compuesto de un solo pago, y la notación estándar es

$$F = P[F/P, i, n] \quad (A-7)$$

Por el contrario, el valor presente de una cantidad futura, o el valor presente con un solo pago es

$$P = \frac{F}{(1 + i)^n} \quad (A-8)$$

o en notación estándar

$$P = F[P/F, i, n] \quad (A-9)$$

EJEMPLO A-1: Descuento con un solo pago

Si se puede ganar un 15 por ciento de interés en una cuenta de ahorros, ¿cuánto habría que depositar hoy en la cuenta a fin de tener \$10,000 en siete años?

SOLUCIÓN

Se desea convertir una suma futura a su valor presente, luego, utilizando la ecuación A-8, se tendrá que

$$P = \frac{10,000}{(1.15)^7} = \frac{10,000}{2.26} = \$3759$$

Se presentarán ahora las fórmulas de las series uniformes, sin comprobación (la que se puede ha-

llar en la mayor parte de los textos de ingeniería). Para el interés compuesto de una serie uniforme con notación estándar,

$$F = A \left[\frac{(1 + i)^n + 1}{i} \right] = A[F/A, i, n] \quad (A-10)$$

Para hallar la serie conocida como un fondo de amortización (un fondo en el que se deposita una serie uniforme de pagos, a fin de disponer de una cierta cantidad al final de *n* períodos), se usa la siguiente ecuación:

$$A = F \left[\frac{i}{(1 + i)^n - 1} \right] = F[A/F, i, n] \quad (A-11)$$

EJEMPLO A-2: Interés compuesto de una serie uniforme

Si se depositan \$1,000 al año en una cuenta de ahorros que paga un 8 por ciento de interés, ¿cuánto se tendrá al final de cinco años?

SOLUCIÓN

Utilizando la ecuación A-10,

$$F = 1000 \left[\frac{(1.08)^5 - 1}{0.08} \right] = \$5867$$

EJEMPLO A-3: Problema del fondo de amortización

¿Qué rendimiento tendrá que generar anualmente un proyecto a fin de poder añadir más turbinas y generadores después de 10 años, si la tasa de interés es de 8 por ciento y el costo de la generación adicional (incluyendo la inflación) será de \$500,000?

SOLUCIÓN

Utilizando la ecuación A-11,

$$A = 500,000 \left[\frac{0.08}{(1.08)^{10} - 1} \right] = \$34,515$$

La fórmula que se utiliza para hallar el valor presente de una serie uniforme (serie uniforme, valor presente) es

$$P = A \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} \right] = A[P/A, i, n] \quad (A-12)$$

La fórmula utilizada para hallar la serie uniforme equivalente a una suma presente se conoce como la fórmula de recuperación del capital, debido que implica los pagos (recuperación) sobre una suma de dinero (capital) depositada en una anualidad o en otro fondo semejante. Esta fórmula es

$$P = P \left[\frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \right] = P[A/P, i, n] \quad (A-13)$$

EJEMPLO A-4:
Recuperación del capital

En un proyecto se ha de pagar por sí mismo durante 0 años a 10 por ciento y el costo inicial es de \$1.5 millones, ¿qué rendimiento anual tendrá que generar?

SOLUCIÓN

Utilizando la ecuación A-13,

$$A = 1.5 \text{ millones} \left[\frac{(0.1)(1.1)^{30}}{(1.1)^{30} - 1} \right] = 159,000$$

Es decir, el proyecto deberá tener una ganancia líquida anual de \$159,000.

Las fórmulas con gradiente son más complejas. Para hallar el valor presente de un gradiente uniforme, se calcula

$$P = \frac{C}{i} \left[\frac{(1+i)^n - 1}{i} \right] - n \left[\frac{1}{(1+i)^n} \right] - C[P/C, i, n] \quad (A-14)$$

Y para convertir un gradiente uniforme a una serie uniforme, se calcula

$$A = C \left[\frac{1}{i} - \frac{n}{(1+i)^n - 1} \right] = C[A/C, i, n] \quad (A-15)$$

EJEMPLO A-5:
Descuento en una serie con gradiente

Si los costos de operación y mantenimiento de un proyecto aumentarán \$100 anualmente, comenzando en \$1,000 al final del año 2 y llegando hasta el año 23, hallar el valor presente de los costos de operación y mantenimiento. Utilizar una tasa de descuento de 12 por ciento.

SOLUCIÓN

Dibujar primero un diagrama de flujo de efectivo, para estar seguro de que se comprende correctamente el problema (véase la figura A-14). Para proceder al descuento, se divide el diagrama de flujo de efectivo (un trapecioide) en dos partes (un rectángulo y un triángulo). El rectángulo se descuenta como una serie uniforme y el triángulo como un gradiente uniforme. Se aplica primero la ecuación A-14,

$$P = \frac{100}{0.12} \left[\frac{(1.12)^{22} - 1}{0.12} - 22 \right] \left[\frac{1}{(1.12)^{22}} \right] = \$4855$$

Se descuenta así el gradiente uniforme (el triángulo) hasta el comienzo del año dos. Se necesita aún

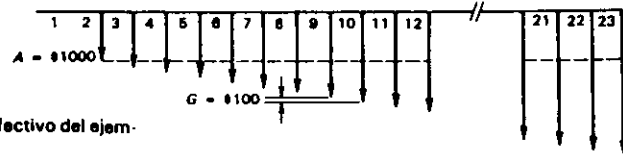


Figura A-14. Diagrama de flujo de efectivo del ejemplo A-5.

utilizar el factor P/F para llevarlo al tiempo cero. Así, utilizando la ecuación A-8,

$$P = \frac{4855}{1.12} = \$4335$$

A continuación, utilizando la ecuación A-12, se descuenta la serie uniforme (el rectángulo) primero hasta el comienzo del año dos,

$$P = 1000 \left[\frac{(1.12)^{22} - 1}{(0.12)(1.12)^{22}} \right] = \$7645$$

y luego hasta el tiempo cero (el inicio del año uno),

$$P = 7645 / (1.12) = \$6826$$

Luego, el valor presente de los costos de operación y mantenimiento es

$$P = 4335 + 6826 = \$11,161$$

Se puede hallar en la tabla A-2 un resumen de los factores de descuento. Las tablas A-3a hasta A-3f, inclusive, presentan una lista de los factores comunes de descuento.

Selección de la tasa de descuento. Como ya se indicó en el capítulo 7, se utiliza a veces el término *tasa de descuento* en lugar de *tasa de interés* a fin de distinguir entre la renta neta (relativamente libre de riesgos) y la inversión con riesgo o incertidumbre o ambos. A veces, la tasa de descuento se designa por *r*. Si hubiera algún riesgo en la inversión, es probable que el inversionista no invierta a menos que la tasa de rendimiento (TDR, o utilidad) sea mayor que el interés que se ganaría de una cuenta de ahorros asegurada: esto es, cuando una tasa de descuento más alta compense el aumento en el riesgo.

El descuento es sensible a la tasa de descuento (o tasa de interés); por consiguiente, resulta importante seleccionar la tasa correcta de descuento. Se puede llamar a la tasa de descuento seleccionada la "mínima tasa de rendimiento atractiva" (MTRA). En el caso de las firmas y los individuos, el valor de MTRA es el mayor de los siguientes valores:

Tabla A-2 Resumen de los factores discretos de interés compuesto.

Para hallar	Dado	Factor	Símbolo
P	F	$(1+i)^{-n}$	(P/F, i, n)
F	P	$(1+i)^n$	(F/P, i, n)
P	A	$\frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n}$	(P/A, i, n)
A	P	$\frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1}$	(A/P, i, n)
F	A	$\frac{(1+i)^n - 1}{i}$	(F/A, i, n)
A	F	$\frac{i}{(1+i)^n - 1}$	(A/F, i, n)
P	G	$\frac{1 - (1+i)^{-n}}{i^2}$	(P/G, i, n)
A	G	$\frac{(1+i)^n - (1+ni)}{i[(1+i)^n - 1]}$	(A/G, i, n)
P	A _j	$\frac{1 - (1+i)^{-n}(1+j)^{-n}}{i - j}$	(P/A, i, j, n) ^a
F	A _j	$\frac{(1+i)^n - (1+j)^n}{i - j}$	(F/A, i, j, n) ^a

FUENTE Szonyi et. al., *Principles of Engineering Economic Analysis (edición canadiense)* (Nueva York: John Wiley, 1984).

1. Costo del dinero tomado a préstamo (esto es, el interés sobre un préstamo de un banco).
2. Costo del capital (el interés sobre otros activos)
3. El costo de oportunidad (la TDR del siguiente mejor proyecto).

Es el caso de proyectos gubernamentales de recursos hidráulicos en los Estados Unidos, el libro publicado por el *Water Resources Council*, "Principles and Standards", ha determinado que la tasa de descuento será igual al costo (el interés) del gobierno federal sobre el dinero prestado a largo plazo.

Tabla A-3c. Interés compuesto discreto: $i = 5.00\%$

n	Pago simple		Series uniformes				Series con gradiente	
	Factor de cantidad compuesta	Factor de valor presente	Factor de cantidad compuesta	Factor de fondo de amortización	Factor de valor presente	Factor de recuperación de capital	Factor de serie uniforme	Factor de valor presente
	Hallar F dado P F/P, i, n	Hallar P dado F P/F, i, n	Hallar F dado A F/A, i, n	Hallar A dado F A/F, i, n	Hallar P dado A P/A, i, n	Hallar A dado P A/P, i, n	Hallar A dado G A/G, i, n	Hallar P dado G P/G, i, n
1	1.0500	0.9524	1.0000	1.0000	0.9524	1.0500	0.0000	0.0000
2	1.1026	0.9070	2.0500	0.4878	1.8594	0.5378	0.4878	0.9070
3	1.1576	0.8638	3.1526	0.3172	2.7232	0.3672	0.9675	2.6347
4	1.2156	0.8227	4.3101	0.2320	3.5460	0.2820	1.4391	5.1028
5	1.2763	0.7835	5.5256	0.1810	4.3295	0.2310	1.9025	8.2389
6	1.3401	0.7462	6.8019	0.1470	5.0757	0.1970	2.3579	11.9880
7	1.4071	0.7107	8.1420	0.1228	5.7864	0.1728	2.8052	16.2321
8	1.4775	0.6768	9.5491	0.1047	6.4632	0.1547	3.2445	20.9700
9	1.5513	0.6446	11.0266	0.0907	7.1078	0.1407	3.6758	26.1288
10	1.6289	0.6139	12.5779	0.0795	7.7217	0.1295	4.0991	31.6520
11	1.7103	0.5847	14.2068	0.0704	8.3064	0.1204	4.5144	37.4988
12	1.7959	0.5568	15.9171	0.0628	8.8633	0.1128	4.9219	43.6241
13	1.8856	0.5303	17.7130	0.0565	9.3936	0.1065	5.3215	49.9879
14	1.9799	0.5051	19.5986	0.0510	9.8986	0.1010	5.7133	56.5538
15	2.0789	0.4810	21.5788	0.0463	10.3797	0.0963	6.0973	63.2880
16	2.1829	0.4581	23.6575	0.0423	10.8378	0.0923	6.4736	70.1597
17	2.2920	0.4363	25.8404	0.0387	11.2741	0.0887	6.8423	77.1405
18	2.4066	0.4165	28.1324	0.0355	11.6896	0.0855	7.2034	84.2043
19	2.5270	0.3987	30.5390	0.0327	12.0853	0.0827	7.5589	91.3275
20	2.6533	0.3789	33.0660	0.0302	12.4622	0.0802	7.9030	98.4884
21	2.7860	0.3689	35.7193	0.0280	12.8212	0.0780	8.2418	105.6873
22	2.9253	0.3418	38.5052	0.0260	13.1630	0.0760	8.5730	112.8461
23	3.0715	0.3256	41.4305	0.0241	13.4886	0.0741	8.8971	120.0087
24	3.2251	0.3101	44.5020	0.0225	13.7986	0.0725	9.2140	127.1402
25	3.3864	0.2953	47.7271	0.0210	14.0939	0.0710	9.5238	134.2275
26	3.5557	0.2812	51.1135	0.0196	14.3752	0.0696	9.8266	141.2585
27	3.7336	0.2678	54.6691	0.0183	14.6430	0.0683	10.1224	148.2226
28	3.9201	0.2551	58.4028	0.0171	14.8981	0.0671	10.4114	155.1101
29	4.1161	0.2429	62.3227	0.0160	15.1411	0.0660	10.6936	161.9128
30	4.3219	0.2314	66.4388	0.0151	15.3725	0.0651	10.9691	168.6226
31	4.5380	0.2204	70.7608	0.0141	15.5928	0.0641	11.2381	175.2333
32	4.7649	0.2099	75.2988	0.0133	15.8027	0.0633	11.5005	181.7392
33	5.0032	0.1999	80.0638	0.0125	16.0025	0.0625	11.7568	188.1351
34	5.2533	0.1904	85.0670	0.0118	16.1929	0.0618	12.0083	194.4168
35	5.5160	0.1813	90.3203	0.0111	16.3742	0.0611	12.2498	200.5807
40	7.0400	0.1420	120.7998	0.0083	17.1591	0.0583	13.3775	229.5452
45	9.9850	0.1113	159.7002	0.0063	17.7741	0.0563	14.3644	255.3145
50	11.4674	0.0872	209.3480	0.0048	18.2559	0.0548	15.2233	277.9148
55	14.6356	0.0683	272.7126	0.0037	18.6335	0.0537	15.9664	297.5104
60	18.6792	0.0535	353.5837	0.0028	18.9293	0.0528	16.6062	314.3432
65	23.8399	0.0419	456.7980	0.0022	19.1611	0.0522	17.1541	328.6910
70	30.4284	0.0329	588.5285	0.0017	19.3427	0.0517	17.6212	340.8409
75	38.8327	0.0258	756.6537	0.0013	19.4850	0.0513	18.0176	351.0721
80	49.5514	0.0202	971.2288	0.0010	19.5965	0.0510	18.3528	359.6460
85	63.2544	0.0158	1245.0871	0.0008	19.6838	0.0508	18.6346	366.8007
90	80.7304	0.0124	1594.8073	0.0006	19.7523	0.0506	18.8712	372.7488
95	103.0347	0.0097	2040.6935	0.0005	19.8059	0.0505	19.0689	377.6774
100	131.5013	0.0078	2610.0252	0.0004	19.8479	0.0504	19.2337	381.7492

FUENTE: Szonyi, et. al., *Principles of Engineering Economic Analysis (edición canadiense)* (Nueva York: John Wiley, 1984.)

Tabla A-3d. Interés compuesto discreto: $i = 10.00\%$

n	Pago simple		Series uniformes				Series con gradiente	
	Factor de cantidad compuesta	Factor de valor presente	Factor de cantidad compuesta	Factor de fondo de amortización	Factor de valor presente	Factor de recuperación de capital	Factor de serie uniforme	Factor de valor presente
	Hallar F dado P F/P, i, n	Hallar P dado F P/F, i, n	Hallar F dado A F/A, i, n	Hallar A dado F A/F, i, n	Hallar P dado A P/A, i, n	Hallar A dado P A/P, i, n	Hallar A dado G A/G, i, n	Hallar P dado G P/G, i, n
1	1.1000	0.9091	1.0000	1.0000	0.9091	1.1000	0.0000	0.0000
2	1.2100	0.8264	2.1000	0.4762	1.7355	0.5762	0.4762	0.8264
3	1.3310	0.7513	3.3100	0.3021	2.4809	0.4021	0.9366	2.3291
4	1.4641	0.6830	4.6410	0.2155	3.1699	0.3155	1.3812	4.3781
5	1.6105	0.6209	6.1061	0.1638	3.7908	0.2638	1.8101	6.8618
6	1.7716	0.5645	7.7156	0.1296	4.3553	0.2296	2.2236	9.8842
7	1.9487	0.5132	9.4872	0.1054	4.8684	0.2054	2.6216	12.7631
8	2.1436	0.4665	11.4359	0.0874	5.3349	0.1874	3.0045	16.0267
9	2.3579	0.4241	13.5796	0.0736	5.7590	0.1736	3.3724	19.4216
10	2.5937	0.3855	15.9374	0.0627	6.1446	0.1627	3.7255	22.8913
11	2.8531	0.3506	18.5312	0.0540	6.4951	0.1540	4.0641	26.3963
12	3.1384	0.3186	21.3843	0.0468	6.8137	0.1468	4.3884	29.9012
13	3.4523	0.2897	24.5227	0.0408	7.1034	0.1408	4.6988	33.3772
14	3.7975	0.2633	27.9760	0.0357	7.3667	0.1357	4.9955	36.8005
15	4.1772	0.2394	31.7725	0.0315	7.6061	0.1315	5.2789	40.1520
16	4.5950	0.2178	35.9497	0.0278	7.8237	0.1278	5.5493	43.4164
17	5.0546	0.1978	40.5447	0.0247	8.0216	0.1247	5.8071	46.5819
18	5.5599	0.1799	45.5992	0.0219	8.2014	0.1219	6.0526	49.6395
19	6.1159	0.1635	51.1691	0.0195	8.3649	0.1195	6.2861	52.5927
20	6.7275	0.1488	57.2760	0.0175	8.5136	0.1175	6.5081	55.4069
21	7.4002	0.1351	64.0025	0.0156	8.6487	0.1156	6.7189	58.1095
22	8.1403	0.1228	71.4027	0.0140	8.7715	0.1140	6.9189	60.6893
23	8.9543	0.1117	79.5430	0.0126	8.8832	0.1126	7.1085	63.1462
24	9.8497	0.1015	88.4973	0.0113	8.9847	0.1113	7.2881	65.4813
25	10.8347	0.0923	98.3471	0.0102	9.0770	0.1102	7.4580	67.6964
26	11.9182	0.0839	109.1818	0.0092	9.1609	0.1092	7.6186	69.7940
27	13.1100	0.0763	121.0999	0.0083	9.2372	0.1083	7.7704	71.7773
28	14.4210	0.0693	134.2099	0.0075	9.3066	0.1075	7.9137	73.6495
29	15.8631	0.0630	148.6309	0.0067	9.3696	0.1067	8.0489	75.4146
30	17.4494	0.0573	164.4940	0.0061	9.4269	0.1061	8.1782	77.0766
31	19.1943	0.0521	181.9434	0.0055	9.4790	0.1055	8.2962	78.6395
32	21.1138	0.0474	201.1378	0.0050	9.5264	0.1050	8.4091	80.1078
33	23.2262	0.0431	222.2516	0.0045	9.5694	0.1045	8.5152	81.4866
34	25.5477	0.0391	245.4787	0.0041	9.6086	0.1041	8.6149	82.7773
35	28.1024	0.0356	271.0244	0.0037	9.6442	0.1037	8.7086	83.9872
40	45.2593	0.0221	442.5928	0.0023	9.7791	0.1023	9.0962	88.9525
45	72.8905	0.0137	718.9048	0.0014	9.8628	0.1014	9.3740	92.4544
50	117.3909	0.0085	1183.9085	0.0009	9.9148	0.1009	9.5704	94.8889
55	189.0591	0.0053	1880.5914	0.0005	9.9471	0.1005	9.7075	96.5619
60	304.4816	0.0033	3034.8164	0.0003	9.9672	0.1003	9.8023	97.7010
65	490.3707	0.0020	4893.7073	0.0002	9.9796	0.1002	9.8672	98.4705
70	789.7470	0.0013	7887.4696	0.0001	9.9873	0.1001	9.9113	98.9870
75	1271.8954	0.0008	12708.9537	0.0001	9.9921	0.1001	9.9410	99.3317
80	2048.4002	0.0005	20474.0021	0.0000	9.9951	0.1000	9.9609	99.5606
85	3298.9890	0.0003	32979.6903	0.0000	9.9970	0.1000	9.9742	99.7120
90	5313.0228	0.0002	53120.2281	0.0000	9.9981	0.1000	9.9831	99.8118
95	8556.6760	0.0001	85556.7605	0.0000	9.9988	0.1000	9.9889	99.8773
100	13780.6123	0.0001	137796.1234	0.0000	9.9993	0.1000	9.9927	99.9202

FUENTE: Szonyi, et. al., *Principles of Engineering Economic Analysis (edición canadiense)* (Nueva York: John Wiley, 1984.)

Tabla A-3e. Interés compuesto discreto: $i = 12.00\%$

n	Pago simple		Series uniformes				Series con gradiente	
	Factor de cantidad compuesta	Factor de valor presente	Factor de cantidad compuesta	Factor de fondo de amortización	Factor de valor presente	Factor de recuperación de capital	Factor de serie uniforme	Factor de valor presente
	Hallar F dado P F/P, i, n	Hallar P dado F P/F, i, n	Hallar F dado A F/A, i, n	Hallar A dado F A/F, i, n	Hallar P dado A P/A, i, n	Hallar A dado P A/P, i, n	Hallar A dado G A/G, i, n	Hallar P dado G P/G, i, n
1	1.1200	0.8929	1.0000	1.0000	0.8929	1.1189	0.0000	0.0000
2	1.2544	0.7972	2.1200	0.4717	1.6901	0.5917	0.4717	0.7972
3	1.4049	0.7118	3.3744	0.2963	2.4018	0.4164	0.9246	2.2208
4	1.5735	0.6355	4.7793	0.2092	3.0373	0.3292	1.3589	4.1273
5	1.7623	0.5674	6.3528	0.1574	3.6048	0.2774	1.7746	6.3970
6	1.9738	0.5086	8.1152	0.1232	4.1114	0.2432	2.1720	8.9302
7	2.2107	0.4523	10.0890	0.0991	4.5638	0.2191	2.5515	11.6443
8	2.4760	0.4039	12.2997	0.0813	4.9678	0.2013	2.9131	14.4714
9	2.7731	0.3606	14.7757	0.0677	5.3282	0.1877	3.2574	17.3583
10	3.1058	0.3220	17.5487	0.0570	5.6502	0.1770	3.5847	20.2541
11	3.4785	0.2875	20.6546	0.0484	5.9377	0.1684	3.8953	23.1288
12	3.8960	0.2567	24.1331	0.0414	6.1944	0.1614	4.1897	25.9523
13	4.3635	0.2292	28.0291	0.0357	6.4235	0.1557	4.4683	28.7024
14	4.8871	0.2048	32.3926	0.0309	6.6282	0.1509	4.7317	31.3624
15	5.4736	0.1827	37.2797	0.0268	6.8109	0.1468	4.9803	33.9202
16	6.1304	0.1631	42.7533	0.0234	6.9740	0.1434	5.2147	36.3670
17	6.8660	0.1456	48.8837	0.0205	7.1196	0.1405	5.4353	38.6973
18	7.6900	0.1300	55.7497	0.0179	7.2497	0.1379	5.6427	40.9080
19	8.6128	0.1161	63.4397	0.0158	7.3658	0.1358	5.8375	42.9979
20	9.6463	0.1037	72.0524	0.0139	7.4694	0.1339	6.0202	44.9676
21	10.8038	0.0926	81.6987	0.0122	7.5620	0.1322	6.1913	46.8188
22	12.1003	0.0826	92.5026	0.0108	7.6446	0.1308	6.3514	48.5543
23	13.5523	0.0738	104.6029	0.0096	7.7184	0.1296	6.5010	50.1776
24	15.1786	0.0659	118.1652	0.0085	7.7843	0.1285	6.6406	51.6929
25	17.0001	0.0588	133.3339	0.0075	7.8431	0.1275	6.7708	53.1046
26	19.0401	0.0525	150.3339	0.0067	7.8957	0.1267	6.8921	54.4177
27	21.3249	0.0469	169.3740	0.0059	7.9426	0.1259	7.0049	55.6369
28	23.8839	0.0419	190.6989	0.0052	7.9844	0.1252	7.1098	56.7674
29	26.7499	0.0374	214.5828	0.0047	8.0218	0.1247	7.2071	57.8141
30	29.9599	0.0334	241.3327	0.0041	8.0552	0.1241	7.2974	58.7821
31	33.5551	0.0298	271.2926	0.0037	8.0850	0.1237	7.3811	59.6761
32	37.5817	0.0266	304.8477	0.0033	8.1116	0.1233	7.4586	60.5010
33	42.0915	0.0238	342.4294	0.0029	8.1354	0.1229	7.5302	61.2612
34	47.1425	0.0212	384.5210	0.0026	8.1566	0.1226	7.5965	61.9612
35	52.7996	0.0189	431.6635	0.0023	8.1755	0.1223	7.6577	62.6052
40	93.0510	0.0107	767.0914	0.0013	8.2438	0.1213	7.8988	65.1159
45	163.9876	0.0061	1358.2300	0.0007	8.2825	0.1207	8.0572	66.7342
50	289.0022	0.0035	2400.0182	0.0004	8.3045	0.1204	8.1597	67.7624

FUENTE: Szonyi, et. al., *Principles of Engineering Economic Analysis (edición canadiense)* (Nueva York: John Wiley, 1984.)Tabla A-3f. Interés compuesto discreto: $i = 15.00\%$

n	Pago simple		Series uniformes				Series con gradiente	
	Factor de cantidad compuesta	Factor de valor presente	Factor de cantidad compuesta	Factor de fondo de amortización	Factor de valor presente	Factor de recuperación de capital	Factor de serie uniforme	Factor de valor presente
	Hallar F dado P F/P, i, n	Hallar P dado F P/F, i, n	Hallar F dado A F/A, i, n	Hallar A dado F A/F, i, n	Hallar P dado A P/A, i, n	Hallar A dado P A/P, i, n	Hallar A dado G A/G, i, n	Hallar P dado G P/G, i, n
1	1.1500	0.8696	1.0000	1.0000	0.8696	1.1500	0.0000	0.0000
2	1.3225	0.7561	2.1500	0.4651	1.6257	0.6151	0.4651	0.7561
3	1.5209	0.6575	3.4725	0.2880	2.2832	0.4380	0.9071	2.0712
4	1.7490	0.5718	4.9934	0.2003	2.8550	0.3503	1.3263	3.7864
5	2.0114	0.4972	6.7424	0.1483	3.3522	0.2983	1.7228	5.7761
6	2.3131	0.4323	8.7537	0.1142	3.7845	0.2642	2.0972	7.9388
7	2.6600	0.3759	11.0668	0.0904	4.1604	0.2404	2.4498	10.1924
8	3.0590	0.3269	13.7268	0.0729	4.4873	0.2229	2.7814	12.4807
9	3.5179	0.2843	16.7858	0.0596	4.7716	0.2096	3.0992	14.7548
10	4.0456	0.2472	20.3037	0.0493	5.0188	0.1993	3.3832	16.9795
11	4.6524	0.2149	24.3493	0.0411	5.2337	0.1911	3.6549	19.1289
12	5.3503	0.1869	29.0017	0.0345	5.4206	0.1845	3.9082	21.1849
13	6.1528	0.1625	34.3519	0.0291	5.5831	0.1791	4.1438	23.1352
14	7.0757	0.1413	40.5047	0.0247	5.7245	0.1747	4.3624	24.9725
15	8.1371	0.1229	47.5804	0.0210	5.8474	0.1710	4.5650	26.6930
16	9.3576	0.1069	55.7175	0.0179	5.9542	0.1679	4.7522	28.2960
17	10.7613	0.0929	65.0751	0.0154	6.0472	0.1654	4.9251	29.7828
18	12.3755	0.0808	75.8364	0.0132	6.1280	0.1632	5.0843	31.1565
19	14.2318	0.0703	88.2118	0.0113	6.1982	0.1613	5.2307	32.4213
20	16.3665	0.0611	102.4436	0.0098	6.2593	0.1598	5.3651	33.5822
21	18.8215	0.0531	118.8101	0.0084	6.3125	0.1584	5.4883	34.6448
22	21.6447	0.0462	137.6316	0.0073	6.3587	0.1573	5.6010	35.6150
23	24.8915	0.0402	159.2764	0.0063	6.3988	0.1563	5.7040	36.4988
24	28.6252	0.0349	184.1678	0.0054	6.4338	0.1554	5.7979	37.3023
25	32.9190	0.0304	212.7930	0.0047	6.4641	0.1547	5.8834	38.0314
26	37.8568	0.0264	245.7120	0.0041	6.4906	0.1541	5.9612	38.6918
27	43.5353	0.0230	283.5688	0.0035	6.5135	0.1535	6.0319	39.2890
28	50.0656	0.0200	327.1041	0.0031	6.5335	0.1531	6.0960	39.8283
29	57.5755	0.0174	377.1897	0.0027	6.5509	0.1527	6.1541	40.3146
30	66.2118	0.0151	434.7451	0.0023	6.5660	0.1523	6.2066	40.7526
31	76.1435	0.0131	500.9569	0.0020	6.5791	0.1520	6.2541	41.1466
32	87.5651	0.0114	577.1005	0.0017	6.5905	0.1517	6.2970	41.5006
33	100.6998	0.0099	664.6655	0.0015	6.6005	0.1515	6.3357	41.8184
34	115.8048	0.0086	765.3654	0.0013	6.6091	0.1513	6.3705	42.1033
35	133.1755	0.0075	881.1702	0.0011	6.6166	0.1511	6.4019	42.3586
40	267.8635	0.0037	1779.0903	0.0006	6.6418	0.1506	6.5168	43.2830
45	538.7893	0.0019	3585.1285	0.0003	6.6543	0.1503	6.5830	43.8051
50	1083.6574	0.0009	7217.7163	0.0001	6.6605	0.1501	6.6206	44.0958

Fuente: Szonyi, et. al., *Principles of Engineering Economic Analysis (edición canadiense)* (Nueva York: John Wiley, 1984.)

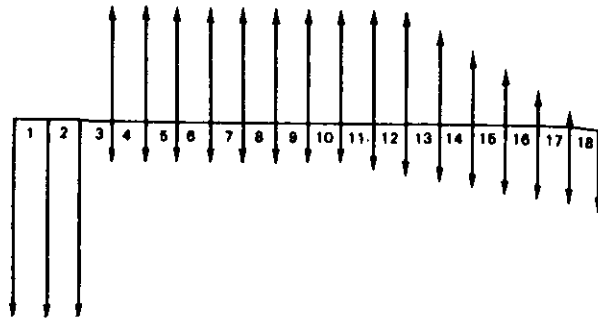


Figura A-15. Diagrama de flujo de efectivo del ejemplo A-6.

EJEMPLO A-8: Método del valor presente neto

Un proyecto de grandes dimensiones para el suministro de agua tiene un costo de construcción de \$10,000/año durante tres años. Los costos de operación y mantenimiento anuales han sido estimados en \$500/año, hasta el final del año 10, cuando aumentarán \$50/año, hasta el final del año 18, la vida económica del proyecto. Los beneficios del proyecto han sido estimados en \$6,000/año, comenzando al final del año tres, hasta el año 12, inclusive, cuando disminuirán linealmente para llegar a cero al final del año 18. Suponiendo una tasa de descuento de 12 por ciento, ¿cuál es el valor presente neto?

Análisis de beneficio-costos

Son cuatro los métodos de evaluación económica (el análisis de beneficio-costos como se esbozó en el capítulo 8): el valor presente neto (UPN), la comparación de costos anuales (CCA), la tasa de rendimiento (TDR); y la razón de beneficio-costos. Si se utilizan correctamente, todas darán los mismos resultados. James y Lee suministran pautas explícitas para su correcta utilización.³

Valor presente neto: En este método, el valor presente del costo se resta del valor presente de los beneficios. Este método goza de gran aceptación en

las dependencias gubernamentales y se utiliza comúnmente en los proyectos de recursos hidráulicos.

SOLUCIÓN

Se dibuja primero el diagrama de flujo de efectivo (véase figura A-15). Para calcular los beneficios, se supone una serie anual para la vida del proyecto, y luego se resta un gradiente uniforme para los últimos siete años:

$$\begin{aligned} B &= 6000[P/A, 12\%, 16][P/F, 12\%, 2] \\ &\quad - 1000[P/C, 12\%, 7][P/F, 12\%, 11] \\ &= (6000)(6.974)(0.7972) \\ &\quad - (1000)(11.644)(0.2875) \\ &= \$30,010 \end{aligned}$$

Para determinar los costos, se calcula

$$\begin{aligned} C &= 10,000 + 10,000[P/A, 12\%, 2] \\ &\quad + 500[P/A, 12\%, 16][P/F, 12\%, 2] \\ &\quad + 50[P/C, 12\%, 9][P/F, 12\%, 9] \\ &= 10,000 + (10,000)(1.690) \\ &\quad + (500)(6.974)(0.7972) + (50)(17.356)(0.3606) \\ &= \$29,993 \end{aligned}$$

Luego el VPN es

$$B - C = 30,010 - 29,993 = \$17$$

Se notará que un análisis de la vida real sólo será exacto hasta dos o tres cifras significativas, si acaso.

³ James y Lee, op. cit., capítulo 2.

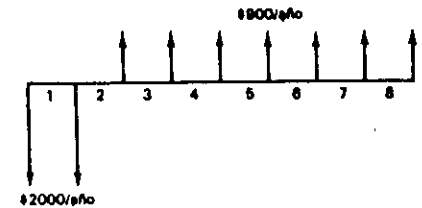


Figura A-16. Diagrama de flujo de efectivo del ejemplo A-8.

EJEMPLO A-8: Tasa de rendimiento

Se evalúa la TDR de un proyecto que cuesta \$2,000 durante dos años y genera \$900 durante siete años, iniciándose al final del año dos.

SOLUCIÓN

Se dibuja primero el diagrama de flujo de efectivo (véase la figura A-16). Si no se cuenta con una computadora, se resuelve el problema por iteraciones. Se desea hallar la tasa de interés a la cual el valor presente neto es cero. Se prueba primero un 10 por ciento.

$$\begin{aligned} \text{VNP} &= 900[P/A, i\%, 7][P/F, i\%, 1] \\ &\quad - 2000 - 2000[P/F, i\%, 1] \\ &= (900)(4.868)(0.9091) - 2000 - (2000)(0.9091) \\ &= \$164.70 \end{aligned}$$

Un valor positivo de VPN indica que el proyecto rinde más de un 10 por ciento, luego se prueba un 15 por ciento

$$\begin{aligned} \text{VPN} &= 900(4.160)(0.8696) - 2000 \\ &\quad - 2000(0.8696) \\ &= -\$483.4 \end{aligned}$$

Interpolando,

$$\frac{0.1 - \text{TDR}}{0.1 - 0.15} = \frac{164.7 - 0}{164.7 + 483.4}$$

Comparación de costos anuales. Este método es igual al VPN, excepto que los valores presentes se anualizan; esto es, los beneficios y costos presentes se convierten en una serie uniforme durante la vida del proyecto. Este método goza de gran aceptación en la industria, en donde las cifras anuales se adaptan mejor a los informes presentados.

EJEMPLO A-7: Comparación de costos anuales

Convertir el ejemplo A-6 a CCA

SOLUCIÓN

Sólo se tiene que convertir \$17 a una serie uniforme anual:

$$\begin{aligned} A &= 17[A/P, 12\%, 18] \\ &= (17)(0.1379) = \$2.34/\text{año} \end{aligned}$$

O sea, los beneficios netos anuales son iguales a \$2.34.

Tasa de rendimiento. Este método da la tasa de interés que reditúa la inversión cuando los beneficios descontados equivalen a los costos descontados. Aunque en algunos casos los flujos irregulares de efectivo pueden tener más de una solución, éstas se pueden resolver mediante la especificación de la tasa de interés externa a la cual se podrá invertir el efectivo extra. Newman suministra un programa de computadora que resuelve el problema de la TDR (véase apéndice B).⁴

La razón de que el método de la TDR puede dar soluciones múltiples, es que cualquier polinomio puede tener tantas soluciones como cambios de signos haya entre los términos. Esto significa que si hubiera más de un cambio de signo en los flujos netos anuales de efectivo, pudiera haber más de una solución. Normalmente, sin embargo, sólo hay un cambio de signo.

⁴ Newman, op. cit., pág. 403

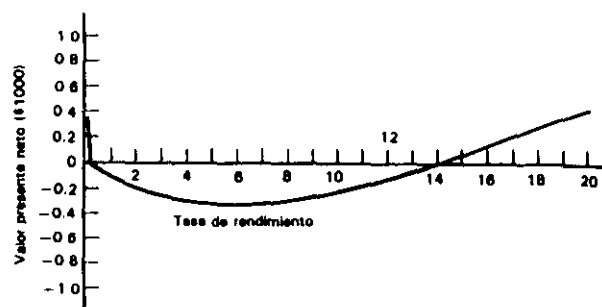


Figura A-17. Nuevo valor presente contra la tasa de rendimiento, mostrando las soluciones múltiples.

Luego, $TDR = 0.10 + 0.013 = 0.113$, o sea, 11.3 por ciento.

EJEMPLO A-9: Tasa de rendimientos múltiples

Suponer que se evalúa un proyecto que produce beneficios inmediatos de \$15,000, y en el cual no se le pagan al contratista sus honorarios de \$18,000 hasta el final de año uno. Los beneficios y costos anuales del proyecto son iguales hasta el final del año 10, cuando el proyecto se ha de dar de baja y vender por \$3,000. ¿Cuál es la TDR?

SOLUCIÓN

Tomar nota de los dos cambios de signo en el flujo de efectivo: de +15 a -18, y de -18 a +3. Por tanto, es posible que existan dos soluciones. La figura A-17 presenta en forma gráfica el VPN contra la TDR. Las dos soluciones son $i = 0.2490$ e $i = 13.6$ por ciento.

Las dos soluciones del ejemplo anterior implican que durante el tiempo en que se dispone de un exceso de dinero (o sea, durante el año uno), éste se puede invertir a la TDR. Esto es, si se elige un 13.6 por ciento como la solución, deberá ser posible obtener un rédito de un 13.6 por ciento sobre los \$15,000 durante el año uno. Para eliminar los valores múltiples de TDR se le asigna una tasa de ren-

dimiento o externa al dinero disponible para las inversiones. Habrá entonces una sola solución "correcta". El programa de computadora de Newman permite que se ingrese la TDR externa de manera tal que siempre se obtenga una solución única.

La razón de beneficio/costo. La razón de beneficio/costo (*B/C*) suministra la razón de los beneficios y los costos, en lugar de las diferencias entre los mismos. Tanto la TDR como el *B/C* miden la eficiencia de la inversión; o sea, *B/C* indica los dólares ganados por dólar invertido. Es por esta razón que el Congreso utilizaba el *B/C* para clasificar los proyectos. Como en el UPN y la CCA, el método *B/C* requiere una tasa predeterminada de descuento. El *B/C* del ejemplo A-6 es igual a 30,000/29,993, o sea, 1.0002 (para todos los fines prácticos $B/C = 1$).

Errores comunes

La tabla A-4 enumera algunos de los errores más comunes cometidos en el análisis económico.

Notas sobre el problema del presupuesto de capital

El problema de presupuestar el capital (o el problema de racionar al capital) determina simplemente cuáles son los proyectos independientes que se deben elegir para maximizar los beneficios netos de una firma o institución cuando no se tiene capital disponible para ejecutarlos todos ellos. Esto implica, por supuesto, que todos los proyectos tienen una

Tabla A-4. Los errores más comunes que se cometen en el análisis económico

- Mezclar los análisis financieros y económicos. (Se deben mantener separados.)
- Dejar de considerar la inflación diferencial. (Si un artículo o función cambia su precio con mayor velocidad que los otros, descontar la diferencia.)
- Ignorar los impuestos cuando sea preciso incluirlos. (No forman normalmente parte de los proyectos gubernamentales.)
- Seleccionar el alcance de responsabilidad incorrecta. (Definir con claridad ante el cliente el área de interés, de manera que se puedan identificar las externalidades.)
- Incluir el costo no recuperable. (¡Un costo no recuperable no es un costo! No tomar en cuenta los desembolsos ya pasados.)
- Utilizar los precios como una medida del valor, cuando exista un mercado imperfecto. (Es necesario ajustar o cambiar los precios controlados.)
- Confundir con el valor real los valores asentados en los libros o los valores comerciales.
- Dejar de considerar el costo de oportunidad.
- Dejar de utilizar el costo alternativo, en caso necesario.
- Dejar de utilizar el costo secundario, cuando se utilicen los beneficios secundarios.
- Seleccionar el período incorrecto de análisis.
- Dejar de realizar un análisis de sensibilidad.
- Comparar las alternativas a diferentes niveles de eficiencia.
- Comparar los beneficios "antes y después", en lugar de los beneficios "con y sin".
- Seleccionar la tasa incorrecta de descuento.
- Seleccionar el método incorrecto de análisis beneficio-costo. (Utilizar el análisis por incrementos y tener cuidado con el problema de presupuestar el capital.)

tasa interna de rendimiento (TDR) mayor que la mínima tasa de retorno atractiva (MTRA).

A pesar de que han habido considerables debates sobre el problema de presupuestar el capital⁵ la mejor manera práctica de resolver dicho problema es la de jerarquizarlos según la TDR. En otras pala-

⁵ J. Dean, *Capital Budgeting* (Nueva York: Columbia University Press, 1951).

bras, como se afirmó en la sección 5-3, después de jerarquizar los proyectos se debe revisar la lista hasta que se gaste el presupuesto.

Ejercicios

1. ¿Qué gastos se podrían permitir cada año durante los siguientes seis años (pagos FDA) para evitar desembolsar \$500 al año durante 10 años, comenzando de aquí a cinco años? (ésto es, el primer pago se efectúa al inicio del quinto año). Los pagos de \$500 aumentarán en \$50 cada año durante cinco años (ésto es, el pago FDA en el año cinco = \$550); luego disminuirán \$50 al año durante los últimos cinco años; por tanto, el pago FDA correspondiente al año 14 (el décimo año después del año cinco) será igual a \$500. (Mostrar el diagrama de flujo de efectivo.) La tasa de interés es de 8 por ciento.
2. Una fórmula práctica para estimar el tiempo de duplicación *T* (ésto es, el tiempo que le toma a una inversión duplicar su valor) es:

$$T = 70/r$$

en la cual *r* es la tasa de descuento, expresada en por ciento. Deducir esta fórmula a partir de la fórmula continua de interés compuesto

$$F = Pe^{nr}$$

en donde *e* es la base de los logaritmos naturales, *r* es la tasa de descuento, y *n* es el número de años

3. En la tabla A-5 se dan cuatro planes de reembolso para \$10,000
 - a) Graficar los valores presentes de los flujos de efectivo anteriores, a tasas de interés desde 0 a 10 por ciento.
 - b) ¿Qué conclusiones se pueden deducir de la gráfica? (O sea, ¿por qué son diferentes, y qué hace que el más variado sea diferente del menos variado?). ¿A qué tasa de interés son iguales?
 - c) Si se tuviera la suficiente certeza de la tasa de interés iba a aumentar, y se fueran a tomar a préstamo \$10,000, ¿cuál tipo de los planes

Tabla A-5 Ejercicio 3: cuatro planes de reembolso

Final del año	Plan			
	1	2	3	4
1	600	1800	1358	0
2	600	1540	1358	0
3	600	1480	1358	0
4	600	1420	1358	0
5	600	1360	1358	0
6	600	1300	1358	0
7	600	1240	1358	0
8	600	1180	1358	0
9	600	1120	1358	0
10	10,600	1060	1358	17,908

anteriores de reembolso se debía escoger? (Suponer que la tasa presente de interés es aquella a la cual son iguales todos los planes de reembolso.)

4. La tabla A-6 suministra las funciones producción correspondientes a las tres cosechas sembradas en una granja de 50 acres. Suponer lo siguiente. La granja tiene 50 a: 10 a de avena, 20 a de cebada, 20 a de alfalfa. El precio de la avena es de 70 centavos por bushel, o 2.2 centavos por libra. El precio de la cebada es de \$1.05 por bushel, o 2.2 centavos por libra.

Tabla A-6 Funciones de producción de tres cosechas

Avena		Cebada		Alfalfa	
Agua (pulg/a)	Rendimiento (lb./a)	Agua (pulg/a)	Rendimiento (lb./a)	Agua (pulg/a)	Rendimiento (lb./a)
0	1200	0	1200	0	2112
.5	1500	.5	1800	.5	3112
1.0	1750	1.0	1950	1.0	4012
1.5	1950	1.5	2250	1.5	4812
2.0	2100	2.0	2500	2.0	5512
2.5	2200	2.5	2700	2.5	6162
3.0	2250	3.0	2850	3.0	6762
3.5	2300	3.5	2975	3.5	7212
4.0	2325	4.0	3075	4.0	7512
4.5	2325	4.5	3100	4.5	7600
5.0	2300	5.0	3100	5.0	7650

El precio de la alfalfa es de \$25.00 por tonelada, o 1.25 centavos por libra.

El costo del agua es de \$4/a-pulg.

- a) Si no existieran restricciones sobre el agua o el presupuesto, ¿qué cantidad de agua se debería aplicar a cada cosecha y qué beneficios netos se obtendrían?
- b) Suponer que las restricciones del presupuesto sólo permiten \$280 para la adquisición del agua. ¿Qué cantidad de agua se aplicaría a la avena, la cebada y la alfalfa, a fin de maximizar los beneficios netos y cuáles serían dichos beneficios?

Apéndice B

Documentación de los programas de computadora

En este apéndice se enumeran varios de los programas de computadoras en BASIC utilizados en el texto, junto con su documentación (una breve explicación sobre cómo correr el programa). Los programas son lo bastante cortos como para que su captura no constituya una tarea demasiado complicada. Los programas están escritos en MICROSOFT BÁSICA (BASIC avanzado) y se corrieron en una PC IBM. En el caso de un BASIC menos potente, será preciso modificar los programas FASTEP, MLINREG y POLYREG.

B-1 REGRESIÓN LINEAL (MLINREG)

Este programa suministra¹ la ecuación para el hiperplano (plano o línea) del mejor ajuste. Suministra asimismo la estadística de r cuadrado y la "estadística t " para cada coeficiente. La ecuación general es

$$Y = B_0 + B_1X_1 + B_2X_2 + \dots + B_nX_n \quad (B-1)$$

en donde Y es la variable dependiente, los valores de X^i son las variables independientes y los valores de B^i son los coeficientes. El modelo de regresión supone que no existe intercorrelación significativa entre las variables independientes. Si éste no fuera el caso, se deberá efectuar una regresión por etapas, a fin de establecer la interrelación.

¹ Northwest Analytical, Inc. The NWA STATPAK, Northwest Analytical Inc., 1532 S. W. Morrison St., Portland Ore., 97205.

Tabla B-1. Datos de entrada para MLINREG

Variable	Descripción
P	Número de variables independientes (valores de X^i valores de Y)
N	Número de puntos de datos
$Y(i)$	El vector de las variables dependientes (todas ingresadas primero)
$X(i, j)$	Las variables independientes j para variable dependiente $Y(i)$ (éstas se repetirán hasta que se hayan ingresado N conjuntos).

FUENTE: Modificados de The NWA STATPAK (Portland Ore., Northwest Analytical Inc., 1984)

La tabla B-1 suministra los datos de entrada y la tabla B-2 presenta una lista del código. El programa es interactivo, de manera que las entradas son obvias.

B-2 REGRESIÓN NO LINEAL (POLYREG)

Este programa² resuelve los coeficientes de una ecuación no lineal con una variable independiente (siendo el caso más simple una ecuación lineal). Pa-

² Ibid.

Tabla B-2

```

100 REM
110 REM
120 REM
130 REM
140 REM
150 REM
160 REM
170 REM
180 REM
190 REM
200 REM
210 REM
220 REM
230 REM
240 REM
250 REM
260 REM
270 REM
280 REM
290 REM
300 REM
310 REM
320 REM
330 REM
340 REM
350 REM
360 REM
370 REM
380 REM
390 REM
400 REM
410 REM
420 REM
430 REM
440 REM
450 REM
460 REM
470 REM
480 REM
490 REM
500 REM
510 REM
520 REM
530 REM
540 REM
550 REM
560 REM
570 REM
580 REM
590 REM
600 REM
610 REM
620 REM
630 REM
640 REM
650 REM
660 REM
670 REM
680 REM
690 REM
700 REM
710 REM
720 REM
730 REM
740 REM
750 REM
760 REM
770 REM
780 REM

```

>>-----> MLINREG <-----<<

Este programa calcula los Coeficientes B(j) de Regresión
Múltiple que ajustan la ecuación

$$Y = B_0 + B_1 * X_1 + B_2 * X_2 + \dots + B_P * X_P$$

a N valores de la variable dependiente Y, donde cada valor de Y
corresponde a un conjunto de P valores conocidos en la
Matriz de la Variable Independiente X (N,P)

ADAPTADO DE. NORTHWEST ANALYTICAL - PORTLAND, OR

>>-----> INICIALIZACIÓN <-----<< (100-399)

290 CLEAR 500: DEFINT I-N. ON ERROR GOTO 1890 WIDTH 80
300 REM
310 BLS = CHR\$(7)
320 BBS = CHR\$(8)
330 FFS = CHR\$(15)
340 REM >>-----> SECCIÓN DE INGRESOS <-----<< (350-490)
350 CLS: PRINT
360 PRINT TAB(12) "-----> REGRESIÓN LINEAL MÚLTIPLE <-----"; PRINT
370 PRINT "INPUT" # de valores de X/valor de Y (P) "P COLS = P + 1
380 PRINT
390 INPUT "TECLEE EL NÚMERO DE PUNTOS DE DATOS. " N
400 DIM X(N,P), Y(N), T(P)
410 FOR I = 1 TO N
420 PRINT "TECLEE Y("I","I")"
430 INPUT Y(I)
440 FOR J = 1 TO P
450 PRINT "TECLEE X("I","J")"
460 INPUT X(I,J)
470 NEXT J
480 NEXT I
490 REM >>-----> SECCIÓN DEL ALGORITMO PRINCIPAL <-----<< (500-900)
500 PRINT: PRINT "Trabajando. . ."
510 FOR I = 1 TO P FOR N = 1 TO N T(I) = T(I) + X(I,N) NEXT
520 FOR N = 1 TO N Y1 = Y1 + Y(N) NEXT Y1 = Y1/N
530 DIM Z(P,P), DP, WP
540 FOR J = 1 TO P B1 = 0
550 FOR I = 1 TO N B1 = B1 + (Y(I) - Y1) * (X(I,J) - T(J)) NEXT
560 B1 = B1/N
570 DJ = B1/B1 = 0
580 FOR K = J TO P B1 = 0
590 FOR I = 1 TO N B1 = B1 + (X(I,J) - T(J)) * (X(I,K) - T(K)) NEXT
600 Z(I,K) = B1/Z(K,J)B1
610 NEXT K,J
620 ERASE X, DIM Z(I,P,P)
630 REM INVERSIÓN DE MATRIZ
640 NT = N N = P GO SUB 780, N = NT
650 REM MULT MATRIZ
660 GO SUB 890
670 M1 = 0
680 FOR I = 1 TO P M1 = M1 + W(I) * T(I) NEXT
690 W(I) = Y1 - M1/C9 = 0
700 FOR I = 1 TO N C9 = C9 + (Y(I) - Y1)/N NEXT
710 C1 = 0
720 FOR I = 1 TO P C1 = C1 + W(I) * D(I) NEXT
730 C9 = C9 - C1, L = N - 1, K = L - P C9 = C1/P C7 = C9/K, C9 = C9/L
740 GOTO 890
750 REM -----<INV MAT JORDAN>-----
760 REM INZ (N,N), N OUT Z(N,N) USEB R,C,R2,X#, Y#
770 FOR R = 1 TO N FOR C = 1 TO N Z(R,C) = Z(R,C) NEXT C,R
780 FOR R = 1 TO N X# = Z(R,1)
790 FOR C = 1 TO N

Tabla B-2. (Continuación)

```

790 IF C < N THEN Z(R,C) = Z(R,C + 1)/X# ELSE Z(R,C) = 1/X#
800 NEXT C
810 FOR R2 = 1 TO N IF R2 = R THEN 850 ELSE X# = Z(R2,1)
820 FOR C = 1 TO N Y# = Z(R,C) * X#
830 IF C < N THEN Z(R2,C) = Z(R2,C + 1) - Y# ELSE Z(R2,C) = -Y#
840 NEXT C
850 NEXT R2
860 NEXT R
870 RETURN
880 REM -----<MULTIPlicAR MATRIZ>----- [CABO ESP W(P,1) = Z(I,P) * D(P,1)]
890 FOR I = 1 TO P, T = 0 FOR J = 1 TO P T = T + Z(I,J) * D(J) NEXT W(I) = T NEXT
900 RETURN
910 REM >>-----> SECCIÓN DE SALIDA <-----<< (920-1800)
920 PRINT
930 GO SUB 1480 IF MO = 4 THEN 1770
940 H05 = "TÉRMINO COEFICIENTE PRUEBA T"
950 H25 = "-----"
960 T1 = 18 T2 = 39
970 PRINT
980 FOR I = 0 TO P GO SUB 1240 IF C0 THEN I = P
990 IF I = 0 OR (Z(I,I) * C7 < + 0) THEN T1 = 0 ELSE T1 = W(I)/SQR(Z(I,I) * C7)
1000 ON MO GOTO 1010, 1020, 1030
1010 PRINT "B", I, TAB(T1), W(I), TAB(T2), T1 GOTO 1040
1020 LPRINT "B", I, W(I), TAB(39), T1 GOTO 1040
1030 PRINT #2, W(I), T1
1040 NEXT I IF C0 THEN 920
1050 H05 = "SUMA CUAD GRADOS DE LIBERTAD MEDIA CUADRÁTICA"
1060 H25 = "-----"
1070 T1 = 27, T2 = 49, T3 = 65
1080 H35 = "DEBIDO A LA REGRESIÓN" H45 = "ALREDEDOR DE LA REGRESIÓN" H05 = "TOTAL"
1090 H05 = "R-CUADRADA" H75 = "PRUEBA F"
1100 ON MO GOTO 1110, 1170, 920
1110 PRINT PRINT TAB(T1), H05 PRINT TAB(T1), H25 PRINT
1120 PRINT H35, TAB(T1), C1, TAB(T2), P, TAB(T3), C9
1130 PRINT H45, TAB(T1), C2, TAB(T2), K, TAB(T3), C7
1140 PRINT H05, TAB(T1), C9, TAB(T2), L, TAB(T3), C8 PRINT
1150 PRINT H05, C1/C9 PRINT H75, C9/C7
1160 PRINT GOTO 920
1170 LPRINT LPRINT TAB(T1), H05 LPRINT TAB(T1), H25 LPRINT
1180 LPRINT H35, TAB(T1), C1, TAB(T2), P, TAB(T3), C9
1190 LPRINT H45, TAB(T1), C2, TAB(T2), K, TAB(T3), C7
1200 LPRINT H05, TAB(T1), C9, TAB(T2), L, TAB(T3), C8 LPRINT
1210 LPRINT H05, C1/C9 LPRINT H75, C9/C7
1220 LPRINT: GOTO 920
1230 REM -----<ROUTINA DE PAGINAMENTO>-----
1235 REM NO ES NECESARIA PARA EL ARCHIVO D/P
1240 IF MO = 3 THEN RETURN
1250 IF P#5 = "" THEN P#5 = "-----> MLINREG ( + I#5 + )"
1260 IF ML = 0 THEN LC = 0 IF MO = 1 THEN ML = 18 GOTO 1360 ELSE ML = 53, PG = 1, PRINT PRINT
"-----> ALISTAR LA IMPRESORA" LINE INPUT "Encabezado de página " Z5 P#5 = P#5 + Z5 GOTO 1420
1280 REM
1300 REM
1310 LC = LC + 1 IF LC MOD ML THEN RETURN
1320 IF MO = 2 THEN 1410
1330 REM
1340 PRINT LINE INPUT "Continúa o Pare (C,O)? " #5 = LEFT$(#5, 1)
1350 REM
1360 IF INSTR("Co", #5) > 1 THEN C0 = -.1, RETURN ELSE C0 = 0
1370 REM
1380 CLS: PRINT H05 PRINT H25 PRINT
1390 RETURN
1400 REM
1410 LPRINT FFS
1420 LPRINT LPRINT P#5, TAB(99), "PÁGINA " PG LPRINT
1430 LPRINT H05, LPRINT H25 LPRINT
1440 PG = PG + 1
1450 RETURN
1460 REM -----<ASIGNAR EL MODO DE SALIDA>-----

```


Tabla B-2. (Continuación)

```

1470 REM ** IN. ** OUT: MO, ML, CO
1480 LINE INPUT "Baida a la pantalla, impresora, archivo o Pare (B,P,F,Q)?":B
1490 MO=INSTR("BpPpFQq", LEFT$(B,1)): IF MO<2 THEN 1480 ELSE MO=MO\2
1500 REM MO: MODE OF OUTPUT (1=PANTALLA 2=IMPRESORA 3=ARCHIVO,4=VALIDA)
1505 REM RESET VARIABLES DE PAGINAMENTO-SALIDA
1510 ML = 0: CO = 0: PH = ""
1520 IF MO<>3 THEN RETURN
1530 LINE INPUT "Nombre del archivo de salida ":B
1540 ON ERROR GOTO 1500
1550 CLOSE #2: OPEN "T:2,1"
1560 PRINT #2,"salida, lo vuelve a usar (Y,N)?": LINE INPUT B
1570 B=INSTR("YynN",LEFT$(B,1)): IF B<2 THEN 1560 ELSE IF B=3 THEN 1590
1580 CLOSE #2: OPEN "O":2,B
1590 ON ERROR GOTO 1560 RETURN
1600 IF ERR=53 THEN RESUME 1560 ELSE 1590
1610 REM
1620 REM
1630 REM
1640 REM
1650 REM
1660 REM
1670 REM
1680 REM <-----<< TRAMPAS DE ERRORES >>-----> (1690-1780)
1690 REM (LA RECUPERACIÓN DE ERRORES COMIENZA AQUÍ-SI SE HACE NO BOFIRE ESTO)
1700 REM *** ERRORES NO RECUPERABLES ***
1710 PRINT: PRINT
1720 PRINT BLB: " *** ERROR *** "
1730 PRINT "Revisa sus datos de entrada..."
1740 PRINT "Vuelve a correr el programa..."
1750 PRINT "DESCRIPCIÓN DE ERRORES ----"
1760 REM >>-----> EGRESO >>----->
1770 ON ERROR GOTO 0
1780 CLOSE: CLEAR 500: DEFEND A-Z
    
```

----> MUNREG (), CORRELACIÓN LINEAL 1

PÁGINA 1

TÉRMINO	COEFICIENTE	PRUEBA T
B 0	- 8638838	0
B 1	8744814	88 82184

	SUMA CUAD	GRADOS DE LIBERTAD	MEDIA CUADRÁTICA
DEBIDO A LA REGRESIÓN	4 888838	1	4 888838
ALREDEDOR DE LA REGRESIÓN	1 084301E-03	2	5 321 503E-04
TOTAL	8	3	1 888887

R-CUADRADA 8687871
PRUEBA F 8383 842

----> MUNREG (), CORRELACIÓN LINEAL 2

PÁGINA 1

TÉRMINO	COEFICIENTE	PRUEBA T
B 0	-1281001	0
B 1	1 02882	41 80082

	SUMA CUAD	GRADOS DE LIBERTAD	MEDIA CUADRÁTICA
DEBIDO A LA REGRESIÓN	17 45848	1	17 45848
ALREDEDOR DE LA REGRESIÓN	4 053878E-02	4	0101347
TOTAL	17 5	5	3 5

Tabla B-2. (Continuación)

R-CUADRADA 8878838
PRUEBA F 1782 741

----> MUNREG (), CORRELACIÓN LINEAL MÚLTIPLE 1

TÉRMINO	COEFICIENTE	PRUEBA T
B 0	7 274284E-02	0
B 1	2 814808E-02	2033888
B 2	3813888	2 148187
B 3	8774888	4 131388

	SUMA CUAD	GRADOS DE LIBERTAD	MEDIA CUADRÁTICA
DEBIDO A LA REGRESIÓN	41 88838	3	13 88848
ALREDEDOR DE LA REGRESIÓN	4 823413E-03	4	1 128808E-03
TOTAL	42	7	8

R-CUADRADA 8888888
PRUEBA F 18110 83

----> MUNREG (), CORRELACIÓN LINEAL 3

PÁGINA 1

TÉRMINO	COEFICIENTE	PRUEBA T
B 0	-8 838812E-02	0
B 1	1 048882	47 2838

	SUMA CUAD	GRADOS DE LIBERTAD	MEDIA CUADRÁTICA
DEBIDO A LA REGRESIÓN	1 888108	1	1 888108
ALREDEDOR DE LA REGRESIÓN	8 848041E-04	1	8 848041E-04
TOTAL	2	2	1

R-CUADRADA 8888888
PRUEBA F 8233 878

----> MUNREG (), CORRELACIÓN LINEAL MÚLTIPLE 2

PÁGINA 1

TÉRMINO	COEFICIENTE	PRUEBA T
B 0	5 072548E-02	0
B 1	.1847084	2 001888
B 2	8231888	8 7821
B 3	-3107783	-3 182388
B 4	.1887147	2 488307

	SUMA CUAD	GRADOS DE LIBERTAD	MEDIA CUADRÁTICA
DEBIDO A LA REGRESIÓN	88 88842	4	21 48711
ALREDEDOR DE LA REGRESIÓN	2 888888E-03	3	8 788888E-04
TOTAL	88 87138	7	12 88734

R-CUADRADA 8888888
PRUEBA F 81882 32

ra ecuaciones simples de regresión lineal de una variable independiente, se podrá utilizar este código o el MLINREG. El programa resuelve la ecuación general

$$Y = B_0 + B_1X + B_2X^2 + \dots + B_nX^n \text{ (B-2)}$$

en donde las variables se definen como en la ecuación B-1.

Tabla B-3. Datos de entrada para POLYREG

Variable	Descripción
P	Potencia del polinomio (esto es, "2" para el cuadrático, "3" para el cúbico, etc.)
N	Número de pares de datos
Y(I), X(I)	Las variables dependientes y las independientes (se ingresan en el mismo renglón, y se separan por una coma)

FUENTE: Modificada en The NWA STATPAK (Portland, Ore. Northwest Analytical Inc., 1984)

Tabla B-4

```

10 REM .....
15 REM .....
20 REM .....
25 REM .....
30 REM Este programa calcula los Coeficientes B(j) de Regresión
35 REM Polinomial que ajustan un polinomio de orden P a N pares
40 REM de valores X-Y, donde N debe ser mayor que P
45 REM .....
50 REM ADAPTADO DE: NORTHWEST ANALYTICAL - PORTLAND, OR
55 REM .....
60 REM .....
65 REM .....
70 REM >>-----> INICIALIZACIÓN <-----<< (100-385)
75 CLEAR 800, DEFINT HN, ON ERROR GOTO 885, WIDTH 80
80 REM
85 BUS = CHR$(7)
90 BSB = CHR$(8)
95 FFS = CHR$(12)
100 REM
105 REM >>-----> SECCIÓN DE INGRESOS <-----<< (110-880)
110 CLR: PRINT: PRINT
115 PRINT TAB(13) "----> REGRESIÓN POLINOMIAL <----": PRINT
120 IF P<=0 THEN PRINT "ERROR: P DEBE SER MAYOR QUE 0": GOTO 885
125 PRINT: INPUT "Número del Polinomio (P) " : P
130 PRINT
135 INPUT "TECLEE EL NÚMERO DE PUNTOS DE DATOS " : N
140 PRINT
141 IF N>P THEN PRINT BUS " * * * * PARES DE DATOS INSUFICIENTES * * * * " GOTO 845
142 DIM X(N), Y(N)
145 GOSUB 840
150 PRINT: PRINT "Determinación del Tamaño de la Matriz " :
155 REM
    
```

La salida suministra los valores de los coeficientes B_j , junto con sus respectivas estadísticas t además de la estadística de r cuadrado. La tabla B-3 suministra los datos de entrada y la tabla B-4 enumera el programa.

B-3 ANÁLISIS DEL ABATIMIENTO POR ETAPAS (FASTEP)³

Entre los varios tipos de pruebas de bombeo, la ventaja de las pruebas de abatimiento por etapas consiste en que no sólo suministra las características del acuífero (transmisibilidad y coeficiente de almacenamiento), sino que resuelve también la ecuación del abatimiento por etapas (B-3), la que da la rela-

³O. J. Helweg, V. H. Scott y J. C. Scalmanni, *Improving Well and Pump Efficiency* (Denver: American Water Works Association, 1983). Esta sección está tomada del apéndice C del libro.

Tabla B-4. (Continuación)

```

160 PRINT: PRINT "----> N" Pares de Datos "
165 REM
170 DIM Z(P,P), T(P), DIP
175 PRINT: PRINT "Termina la lectura de los Datos " :
180 REM
185 REM
190 PRINT: PRINT "Trabajando " : PRINT " :
195 GOTO 270
200 REM
201 REM
205 REM
210 REM
215 REM
220 REM
225 REM
230 REM
235 REM
240 REM LECTURA DE LOS DATOS
245 FOR I = 1 TO N
250 PRINT "TECLEE Y("I,") Y X("I,") , SEPARAR CON COMAS "
255 INPUT Y(I),X(I)
260 NEXT I
261 RETURN
265 REM >>-----> SECCIÓN DEL ALGORITMO PRINCIPAL <-----<< (270-475)
270 FOR I = 1 TO P
275 FOR J = 1 TO N T(I) = T(I) + X(I)2 NEXT
280 T(I) = T(I)/N
285 NEXT I
290 Y1 = 0
295 FOR I = 1 TO N Y1 = Y1 + Y(I) NEXT Y1 = Y1/N
300 FOR J = 1 TO P B1 = 0
305 FOR I = 1 TO N B1 = B1 + (Y(I)-Y1) * (X(I)-T(I)) NEXT
310 DJ = B1 / B1 = 0
315 FOR K = J TO P B1 = 0
320 FOR I = 1 TO N B1 = B1 + (X(I)-T(I)) * (X(I)-T(K)) NEXT
325 Z(J,K) = B1 / Z(K,J) = B1
330 NEXT K
335 DIM Z(I,P)
337 REM INVERSIÓN DE LA MATRIZ
340 NT = N - P, GOSUB 405 N = NT
345 DIM W(P)
348 REM MULTIPLICACIÓN DE LA MATRIZ
350 GOSUB 470
360 M1 = 0
365 FOR I = 1 TO P M1 = M1 + W(I) * T(I) NEXT
370 W(I) = Y1 - M1 / B1 = 0
375 FOR I = 1 TO N C8 = C8 + (Y(I)-Y1)2 NEXT
380 C1 = 0
385 FOR I = 1 TO P C1 = C1 + W(I) * D(I) NEXT
390 C2 = C8 - C1 / L = N-1 K = L-P C8 = C1/P C7 = C2/K C8 = C8/L
395 GOTO 485
400 REM ----> INV. MAT. JORDAN ----> IN Z(N,N) N OUT: Z(I,N) USOS R,C,R2,XI,YI
405 FOR R = 1 TO N FOR C = 1 TO N Z(I,R) = Z(I,R) NEXT C
410 FOR R = 1 TO N XI = Z(I,R)
415 FOR C = 1 TO N
420 IF C<N THEN Z(I,R) = Z(I,R) + XI/XI ELSE Z(I,R) = 1/XI
425 NEXT C
430 FOR R2 = 1 TO N IF R2 = R THEN 450 ELSE XI = Z(I,R2)
435 FOR C = 1 TO N YI = Z(I,R) * XI
440 IF C<N THEN Z(I,R2) = Z(I,R2) + XI/YI ELSE Z(I,R2) = -YI
445 NEXT C
450 NEXT R
455 NEXT I
460 RETURN
465 REM ----> MULTIPLICA MATRIZ <-----<< (CASO ESP. W(I) = Z(I,P) * DIP)
470 FOR I = 1 TO P.T = 0 FOR J = 1 TO P.T = T + Z(I,J) * DJ. NEXT W(I) = T NEXT
475 RETURN
480 REM >>-----> SECCIÓN DE VALIDA <-----<< (485-885)
485 PRINT
485 GOSUB 800 IF MD = 4 THEN B45
    
```

Tabla B-4. (Continuación)

```

485 H08 = "TÉRMINO      COEFICIENTE      PRUEBA T"
486 H28 = "-----"
487 T1 = 18  T2 = 38
488 PRINT
500 FOR I = 0 TO P: GO SUB 700 IF CQ THEN I = P
501 IF I = 0 OR (Z1(I) * C7 <= 0) THEN TTI = 0 ELSE TTI = W(I) / BQR(Z1(I) * C7)
505 ON MO GOTO 510, 515, 520
510 PRINT "B", TAB(T1), W(I), TAB(T2), TTI: GOTO 525
515 LPRINT "B", (W(I)); TAB(38), TTI: GOTO 525
520 PRINT #2, W(I), TTI
525 NEXT I IF CQ THEN 485
530 H08 = "SUMA CUAD      GRADOS DE LIBERTAD      MEDIA CUADRÁTICA"
535 H28 = "-----"
540 T1 = 27, T2 = 49, T3 = 85
545 IF CDW THEN GO SUB 530
550 H38 = "DEBIDO A LA REGRESIÓN": H48 = "ALREDEDOR DE LA REGRESIÓN": H58 = "TOTAL"
555 H68 = "R-CUADRADA": H78 = "PRUEBA F": H85 = "DURBIN-WATSON"
560 ON MO GOTO 565, 565, 485
565 PRINT: PRINT TAB(T1); H08: PRINT TAB(T1); H28: PRINT
570 PRINT H38; TAB(T1); C1; TAB(T2); P; TAB(T3); C8
575 PRINT H48; TAB(T1); C2; TAB(T2); K; TAB(T3); C7
580 PRINT H58; TAB(T1); C3; TAB(T2); L; TAB(T3); C6: PRINT
585 PRINT H68; C1 / C8: PRINT H78; C8 / C7: IF CDW THEN PRINT H85: DUWA
590 PRINT: GOTO 485
595 LPRINT: LPRINT TAB(T1); H08: LPRINT TAB(T1); H28: LPRINT
600 LPRINT H38; TAB(T1); C1; TAB(T2); P; TAB(T3); C8
605 LPRINT H48; TAB(T1); C2; TAB(T2); K; TAB(T3); C7
610 LPRINT H58; TAB(T1); C3; TAB(T2); L; TAB(T3); C6: LPRINT
615 LPRINT H68; C1 / C8: LPRINT H78; C8 / C7: IF CDW THEN LPRINT H85: DUWA
620 LPRINT: GOTO 485
    REM ---- < DURBIN-WATSON > ----
630 BRESQ = 0: BOREBQ = 0
635 IF RFLS <> "" THEN CLOSE #2: OPEN "O", #2, RFLS
640 FOR I = 1 TO N
645 YHAT = W(I)
650 FOR C = 1 TO P: YHAT = YHAT + W(C) * X(I) / C: NEXT
655 RES = Y(I) - YHAT: BRESQ = BRESQ + RES^2
660 IF I > 1 THEN BOREBQ = BOREBQ + (RES - ORES) ^ 2
665 ORES = RES
670 IF RFLS <> "" THEN PRINT #2, RES, YHAT
675 NEXT I
680 DUWA = BOREBQ / BRESQ
685 RFLS = "": CLOSE #2
690 RETURN
695 REM ---- < RUTINA DE PAGINAMIENTO > ----
700 REM NO ES NECESARIA PARA EL ARCHIVO O/P
705 IF MO = 3 THEN RETURN
710 IF PH = 0 THEN PH = 1: POLYREG (" + FLS + ")
715 IF ML = 0 THEN LC = 0: IF MO = 1 THEN ML = 18: GOTO 760 ELSE ML = 53: PG = 1: PRINT: PRINT "----> ALISTAR LA IMPRESORA": LINE INPUT "Encabezado de página. ", Z8: PH = PH + Z8: GOTO 770
718 LC = LC + 1: IF (LC MOD ML) THEN RETURN
720 IF MO = 2 THEN 765
730 PRINT: LINE INPUT "Continúa o Para (C,Q)? ", #2: #2 = LEFT$(#2, 1)
740 IF INSTR("CQ") > 1 THEN CQ = -1: RETURN ELSE CQ = 0
750 CLS: PRINT H08: PRINT H28: PRINT
755 RETURN
760 LPRINT FF:
770 LPRINT: LPRINT PH; TAB(55), "PÁGINA": PG: LPRINT
775 LPRINT H08: LPRINT H28: LPRINT
780 PG = PG + 1
785 RETURN
790 REM ---- < ASIGNAR EL MODO DE SALIDA > ----
795 REM * * * IN: * * * OUT: MO, ML, CO
800 LINE INPUT "Salida a la pantalla, impresora, archivo o para (B,P,F,Q)? ", #2
805 MO = INSTR("BPFQ") LEFT$(#2, 1): IF MO < 2 THEN 800 ELSE MO = MOVZ
808 REM MO: Modo de salida [1 = Pantalla, 2 = Impresora, 3 = Archivo, 4 = Salida]
807 REM REBET VARIACIONES DEL PAG-SALIDA
    
```

Tabla B-4. (Continuación)

```

810 ML = 0: CO = 0: PH = 0
815 IF MO <> 3 THEN RETURN
820 LINE INPUT "Nombre del archivo de salida. ", #2
825 ON ERROR GOTO 835
830 CLOSE #2: OPEN "O", #2, #2
835 PRINT #2, "existe, se vuelve a usar (Y/N)? ", #2: LINE INPUT #2
840 #2 = INSTR("Yn") LEFT$(#2, 1): IF #2 < 2 THEN 835 ELSE IF #2 > 3 THEN 820
845 CLOSE #2: OPEN "O", #2, #2
850 ON ERROR GOTO 855: RETURN
855 IF ERR = 63 THEN RESUME 845 ELSE 850
860 REM ---- < RUTINAS UTILITARIAS > ---- (870-885: COMMON / 885-890: UNIQUE)
865 REMM ---- < GET Y/N ANS > ---- (IN PROMS OUT NYN)
870 YN% = 0
875 WHILE YN% = 0: PRINT PROMS: LINE INPUT " (Y/N)? ", YN%: YN% = INSTR("Yn") LEFT$(YN%, 1)
878 WEND
880 YN% = YN% - 2
885 RETURN
890 REM < ----- << TRAMPAS DE ERRORES >> ----- > (895-900)
895 REM [LA RECUPERACION DE ERRORES COMIENZA AQUÍ-BI SE HACE NO SOBRE ESTO]
900 IF ERR = 62 AND ERL = 3880 THEN PRINT BLS " * * * DATOS ERRONEOS, SE ABORTA * * * " GOTO 945
905 REM * * * ERRORES NO RECUPERABLES * * *
910 PRINT: PRINT
915 PRINT BLS " * * * ERROR * * * "
920 PRINT "Revisa sus datos. "
925 PRINT "Vuelva a cargar el programa "
930 PRINT "Terme a NORTH-WEST ANALYTICAL por ayuda, o embos "
935 PRINT "DESCRIPCIÓN DE ERRORES ----"
940 REM >> ----- > EGREBO >> ----- >
945 ON ERROR GOTO 0
950 CLOSE: CLEAR 800: DEFBN A-Z
    
```

----> POLYREG () CORRELACIÓN LINEAL 1				PÁGINA 1
TÉRMINO	COEFICIENTE	PRUEBA T		
B 0	- .8638838	0		
B 1	.8744514	.88 92184		
			SUMA CUAD	GRADOS DE LIBERTAD
			-----	-----
DEBIDO A LA REGRESIÓN	4.886636		1	4.886636
ALREDEDOR DE LA REGRESIÓN	1.084301E-03		2	5.321503E-04
TOTAL	5		3	1.886667
R-CUADRADA	.8867871			
PRUEBA F	.9383 842			
DURBIN-WATSON	2.884827			
----> POLYREG () CORRELACIÓN LINEAL 2				PÁGINA 1
TÉRMINO	COEFICIENTE	PRUEBA T		
B 0	-.1281001	0		
B 1	1.02582	41.50582		
			SUMA CUAD	GRADOS DE LIBERTAD
			-----	-----
DEBIDO A LA REGRESIÓN	17.45948		1	17.45948
ALREDEDOR DE LA REGRESIÓN	4.083878E-02		4	0.101347
TOTAL	17.5		5	3.5

Tabla B-4. (Continuación)

R-CUADRADA	6978836			
PRUEBA F	1722 741			
DURBIN-WATSON	3.310908			
----> POLYREG () ECUACIÓN CÚBICA				
TÉRMINO	COEFICIENTE	PRUEBA T	PÁGINA 1	
B 0	-3.740328	0		
B 1	4.887508	1.317888		
B 2	-1.480388	-1.808122		
B 3	1.11018	18.88888		
		SUMA CUAD	GRADOS DE LIBERTAD	MEDIA CUADRÁTICA
DEBIDO A LA REGRESIÓN		234078.7	3	78026.21
ALREDEDOR DE LA REGRESIÓN		10.28888	4	2.574218
TOTAL		234088	7	33441.28
R-CUADRADA	888888			
PRUEBA F	30310.84			
DURBIN-WATSON	2.788237			
----> POLYREG () CORRELACIÓN LINEAL 3				
TÉRMINO	COEFICIENTE	PRUEBA T	PÁGINA 1	
B 0	-8.832812E-02	0		
B 1	1.048888	47.2838		
		SUMA CUAD	GRADOS DE LIBERTAD	MEDIA CUADRÁTICA
DEBIDO A LA REGRESIÓN		1.888105	1	1.888105
ALREDEDOR DE LA REGRESIÓN		8.848041E-04	1	8.848041E-04
TOTAL		2	2	1
R-CUADRADA	888888			
PRUEBA F	2230.878			
DURBIN-WATSON	2.888108			
----> POLYREG () ECUACIÓN CUADRÁTICA (PARÁBOLA)				
TÉRMINO	COEFICIENTE	PRUEBA T	PÁGINA 1	
B 0	-5.284700E-02	0		
B 1	1.878738	2.57738		
B 2	.828878	88.75404		
		SUMA CUAD	GRADOS DE LIBERTAD	MEDIA CUADRÁTICA
DEBIDO A LA REGRESIÓN		438.7051	2	219.3526
ALREDEDOR DE LA REGRESIÓN		2.08387E-02	3	6.94627E-03
TOTAL		438.7264	5	87.74807
R-CUADRADA	888888			
PRUEBA F	32474.75			
DURBIN-WATSON	2.148888			

ción entre el gasto y el abatimiento en un pozo dado.

$$s = BQ + C(Q^3) \quad (B-3)$$

en donde s es el abatimiento, Q es el gasto y B, C y P son los parámetros que deberán ser determinados mediante la prueba. Dada la ecuación B-3 y algunos puntos tomados de la prueba de abatimiento por etapas, la computadora utiliza una prueba de mínimos cuadrados para hallar los parámetros B, C y P. La función objetivo es

$$E = \text{Min}_{(B, C, P)} \sum_{i=1}^N [(BQ_i + CQ_i^3) - s_i]^2 \quad (B-4)$$

en donde N es el número de etapas en la prueba, Q_i es el gasto en la etapa i-ésima, y s_i es el abatimiento en la etapa i-ésima. Se trata de una función no convexa, lo que indica que no se puede hallar un mínimo por medio del método tradicional de hacer igual a cero las primeras derivadas parciales. Sin embargo, dada P, la función objetivo se convierte en

$$E(P) = \text{Min}_{(B, C)} \sum_{i=1}^N [(BQ_i + CQ_i^3) - s_i]^2 \quad (B-5)$$

Esta ecuación es estrictamente convexa. Por consiguiente, como los valores de P se hallan siempre entre 1 y 4, se puede seleccionar un valor de 1.1 para P, resolviendo así la ecuación B-5. Se pueden luego escoger otros valores de P, hasta que se generen todos los valores deseados de E(P) para los valores seleccionados de P. La solución es el mínimo de dichos valores, o sea

$$\text{Min}_P E(P) \quad (B-6)$$

Esto se conoce como "proyección" en la teoría de la optimización. Se utiliza una búsqueda unidimensional a fin de hallar Min E(P).

La tabla B-5 suministra los datos de entrada para el código BASIC, y la tabla B-6 enumera el código BASIC. El código se puede correr para una prueba con gasto constante, a fin de calcular la transmisibilidad, sin embargo, la transmisibilidad sólo se puede calcular en las unidades inglesas de gpd/pte. Si se elimina la subrutina de la transmisibilidad, FASTEP es compatible con lenguajes BASIC menos poderosos.

Tabla B-5 Datos de entrada para FASTEP

Variable	Descripción
T#	Título de la prueba de bombeo
N	Número de etapas en la prueba (i.e., número de gastos diferentes)
U	Unidades de la prueba (1 = inglesas, 2 = métricas)
Q(I),S(I),T(I)	Gasto, abatimiento, y tiempo para la etapa I (no olvidar separar por medio de comas)
TOFF	Tiempo en que paró la bomba
NREC	Número de mediciones de recuperación (ingresar cero o (cr) si no se ha de calcular la transmisibilidad)
TPRIME(I),RS(I)	Tiempo desde que se paró la bomba y abatimiento residual en aquel momento

FUENTE Adaptado de O. J. Helweg, V. H. Scott, y J. C. Scalmanini, *Improving Well and Pump Efficiency* (Denver: American Waterworks Association, 1983)

B-4 GASTO ÓPTIMO (QOPTIM)

Con el fin de resolver para el gasto óptimo de un pozo, el programa QOPTIM⁴ calcula el gasto requerido para maximizar los beneficios netos; no se supone descuento alguno, debido a que los beneficios y los costos ocurren al mismo tiempo durante la vida del pozo. El beneficio del agua se halla mediante el cálculo del costo alternativo —o sea, el costo de una fuente alternativa:

$$B' = K_1(T_1)(Q) \quad (B-7)$$

⁴ O. J. Helweg, V. H. Scott y J. C. Scalmanini, *Improving Well and Pump Efficiency*, op. cit. Este programa está tomado del apéndice C del libro.

Tabla B-6.

```

100 REM ANÁLISIS DE ABATIMIENTO POR ETAPAS
110 CLEAR
120 DIM Q(10),S(10),B(10),TPRIME(40),RS(40),T(10),TRAN(40)
130 DEFBL A,B,C,P,B,F,D
140 INPUT "TECLEE EL TÍTULO DE LA PRUEBA DE BOMBEO ",T$
150 PRINT
160 INPUT "TECLEE EL NÚMERO DE ETAPAS DE BOMBEO. ",N
170 PRINT
180 PRINT "TECLEE LAS UNIDADES CORRECTAS DE GASTO Y DE ABATIMIENTO"
190 PRINT " TECLÉE 1 PARA GASTO EN GPM Y ABATIMIENTO EN PIES"
200 PRINT " TECLÉE 2 PARA GASTO EN LPS Y ABATIMIENTO EN METROS"
210 INPUT U
220 PRINT
230 PRINT "RECORDAR QUE EL TIEMPO PARA Q(1) Y S(1) ES 0"
240 FOR I = 1 TO N
250 PRINT
260 PRINT "TECLEE Q(1),S(1),Y TIEMPO SEPARÉ CON COMAS "
270 INPUT Q(1),S(1),T(1)
280 NEXT I
290 PRINT
300 INPUT "TECLEE EL TIEMPO EN QUE SE APAGÓ LA BOMBA ",TOFF
310 PRINT
320 PRINT " TECLÉE EL NÚMERO DE MEDICIONES DE RECUPERACIÓN"
330 INPUT "SI NO HAY DATOS DE RECUPERACIÓN, TECLÉE CERO O (0) ",NREC
340 IF NREC < 2 GOTO 420
350 FOR I = 1 TO NREC
360 PRINT
370 PRINT " TECLÉE EL TIEMPO DESDE QUE SE APAGÓ LA BOMBA "
380 PRINT " Y TECLÉE EL ABATIMIENTO RESIDUAL PARA LA MEDICIÓN "
390 PRINT "RECUERDE SEPARARLOS CON COMAS"
400 INPUT TPRIME(I),RS(I)
410 NEXT I
420 F = 1.70 * 20.0 = 1.0 = 1.1
430 IF N < 2 THEN GOTO 710
440 REM
450 REM EVALUAR PARÁMETROS PARA B, C Y P
460 REM
470 A11 = 0.01 = 0
480 FOR I = 1 TO N
490 A11 = A11 + Q(I)^2
500 D1 = D1 + S(I) * Q(I)
510 NEXT I
520 E = 0
530 GOBUB 1200
540 PRINT "TRABAJANDO"
550 FOR I = 1 TO N
560 E = E + (ABS(B * Q(I) + C * (Q(I)^P) - S(I))^2
570 NEXT I
580 IF E > F THEN GOTO 610
590 F = E
600 GOTO 680
610 IF ABS(D) < .005 THEN GOTO 700
620 D = D * -1
630 F = E
640 REM
650 REM ITERAR
660 REM
670 REM ITERAR P
680 P = P + 0
690 GOTO 620
700 IF (B < 0) OR (C < 0) THEN GOBUB 1300
710 LPRINT "***** ANÁLISIS DE PRUEBA DE BOMBEO DE ABATIMIENTO POR ETAPAS *****"
720 LPRINT
730 LPRINT
740 LPRINT "-----"
750 LPRINT T$
760 LPRINT "-----"

```

Tabla B-6. (Continuación)

```

770 LPRINT
780 IF U = 1 THEN LPRINT TAB(5),"ETAPA GASTO ABATIMIENTO TIEMPO EN MINUTOS" ELSE GOTO 810
790 LPRINT TAB(14),"(GPM)",TAB(25),"(PIES) DESDE QUE AUMENTÓ EL GASTO"
800 GOTO 830
810 LPRINT TAB(5),"ETAPA GASTO ABATIMIENTO TIEMPO EN MINUTOS"
820 LPRINT TAB(14),"(LPS)",TAB(25),"(METROS) DESDE QUE AUMENTÓ EL GASTO"
830 LPRINT "-----"
840 FOR I = 1 TO N
850 LPRINT TAB(8),TAB(13),Q(I),TAB(25),S(I),TAB(42),T(I)
860 NEXT I
870 LPRINT
880 IF N < 2 THEN LPRINT "ESTA ES UNA PRUEBA CON GASTO CONSTANTE YA QUE SÓLO HAY UNA ETAPA"
890 IF N < 2 THEN GOTO 1570
900 LPRINT
910 IF N > 2 THEN GOTO 870
920 LPRINT "SÓLO SE CORRERON DOS ETAPAS (GASTOS). SUPONER RELACIÓN LINEAL"
930 LPRINT " ENTRE Q Y S"
940 LPRINT
950 LPRINT
960 IF N = 2 THEN GOBUB 1340
970 PRINT "D10 = ",D10
980 IF (D10 < 1) OR (D10 = 2) THEN GOTO 1030
990 LPRINT
1000 LPRINT "EL ANÁLISIS DA UNA CURVA CÓNCAVA. SUPONER UNA RELACIÓN LINEAL"
1010 LPRINT " ENTRE Q Y S"
1020 LPRINT
1030 LPRINT
1040 X = B1.Y = C1.Z = P1
1050 LPRINT "B ÓPTIMO = ",X," C ÓPTIMO = ",Y," P ÓPTIMO = ",Z
1060 LPRINT
1070 LPRINT "ERROR MÍNIMO = ",F
1080 LPRINT
1090 LPRINT
1100 LPRINT TAB(10),"LA ECUACIÓN DEL ABATIMIENTO POR ETAPAS ES"
1110 LPRINT
1120 LPRINT CHR$(27),"E",
1130 LPRINT TAB(10),"S = ",X," Q + ",Y," Q",CHR$(27),"F",
1140 LPRINT CHR$(27),"B",CHR$(10),CHR$(15),
1150 LPRINT Z
1160 LPRINT CHR$(27),"T",CHR$(18),
1170 IF NREC < 2 THEN GOTO 1180
1180 GOTO 1570
1190 END
1200 REM
1210 REM SUBROUTINA DRAHER
1220 REM
1230 A12 = 0.022 = 0.02 = 0
1240 FOR I = 1 TO N
1250 A12 = A12 + (Q(I)^P + 1)
1260 A22 = A22 + (Q(I)^2 * P)
1270 D2 = D2 + S(I) * Q(I)^P
1280 NEXT I
1290 A21 = A12/A11
1300 C = (D2-A2 * D1)/(A22-A21 * A12)
1310 B = (D1-C * A12)/A11
1320 RETURN
1330 END
1340 REM
1350 REM SUBROUTINA PARA CALCULAR UNA CORRELACIÓN LINEAL ENTRE Q Y S
1360 REM
1370 D10 = 2
1380 FOR I = 1 TO N
1390 S1 = S1 + Q(I)
1400 S2 = S2 + S(I)
1410 S3 = S3 + Q(I) * S(I)
1420 S4 = S4 + Q(I)^2
1430 S5 = S5 + S(I)^2

```

Tabla B-6. (Continuación)

```

1440 NEXT I
1450 C = ((B2 * B4) - (B3 * B1)) / ((N * B4) - (B1 * 2))
1460 B = (B3 * N - B1 * B2) / (N * B4 - B1 * 2)
1470 FOR I = 1 TO N
1480 B6(I) = C * B * Q(I)
1490 NEXT I
1500 F = 0
1510 FOR I = 1 TO N
1520 B8 = B1(I) - B6(I)
1530 F = F + B6 * 2
1540 NEXT I
1550 C1 = C * B1 - B * F1 - 0
1560 RETURN
1570 IF U = 2 THEN GOTO 2250
1580 REM SUBROUTINA PARA CALCULAR LA TRANSMISIBILIDAD
1590 REM
1600 DIM RATIO (40), DG(10), DELT(10), X1(40), Y1(40)
1610 NB = N
1620 SUMDT = 0
1630 DG(1) = Q(1)
1640 FOR I = 2 TO NB
1650 DG(I) = ABG(Q(I) - Q(I-1))
1660 NEXT I
1670 QT = Q(NB)
1680 BUM = 0
1690 LPRINT
1700 LPRINT
1710 LPRINT "***** CÁLCULO DE LA TRANSMISIBILIDAD *****"
1720 LPRINT
1730 LPRINT "-----"
1740 LPRINT " TIEMPO DESDE QUE LA ABATIMIENTO"
1750 LPRINT " BOMBA SE APAGÓ(MIN) RESIDUAL"
1760 LPRINT "....."
1770 FOR I = 1 TO NREC
1780 LPRINT TAB(50), TPRIME(I), TAB(33), RB(I)
1790 NEXT I
1800 LPRINT
1810 LPRINT
1820 LPRINT "LA BOMBA SE APAGÓ A LOS ", TOFF, " MINUTOS"
1830 LPRINT
1840 LPRINT
1850 FOR J = 1 TO NREC
1860 TMUL = 1
1870 FOR I = 1 TO NB
1880 TMUL = TMUL * (TOFF - T(I) + TPRIME(I)) / (DG(I) / QT)
1890 NEXT I
1900 RATIO(J) = TMUL / TPRIME(I)
1910 TRAN(J) = B84 * QT / RB(J) * LOG(RATIO(J)) * 4342845
1920 LPRINT "TRANSMISIBILIDAD DESDE EL ABATIMIENTO RESIDUAL", J, " = ", TRAN(J)
1930 BUM = BUM + TRAN(J)
1940 NEXT J
1950 XM = NREC
1960 ATRAN = BUM / XM
1970 LPRINT
1980 LPRINT "TRANSMISIBILIDAD PROMEDIO = ", ATRAN, " GPD/PE"
1990 FOR I = 1 TO NREC
2000 X1(I) = LOG(RATIO(I)) * 4342845 * B
2010 Y1(I) = RB(I)
2020 NEXT I
2030 REM
2040 REM CALCULAR LA RECTA DE MEJOR AJUSTE
2050 REM
2060 SUMX = 0
2070 SUMY = 0
2080 SUMXY = 0
2090 SUMY2 = 0
2100 SUMX2 = 0
2110 SUMYB = 0
2120 SUMXBQ = 0
2130 SUMYBQ = 0
2140 SUMYBQ = 0
2150 SUMYBQ = 0
2160 SUMYBQ = 0
2170 SUMYBQ = 0
2180 SUMYBQ = 0
2190 SUMYBQ = 0
2200 SUMYBQ = 0
2210 SUMYBQ = 0
2220 SUMYBQ = 0
2230 SUMYBQ = 0
2240 SUMYBQ = 0
2250 END

```

Tabla B-6. (Continuación)

```

2110 SUMXY = SUMXY + X1(I) * Y1(I)
2120 SUMXBQ = SUMXBQ + X1(I) * 2
2130 SUMYBQ = SUMYBQ + Y1(I) * 2
2140 NEXT J
2150 A = (SUMY * SUMXBQ - SUMXY * SUMX) / (ENTR * SUMXBQ - SUMX * 2)
2160 B = (SUMXY * ENTR - SUMX * SUMY) / (ENTR * SUMXBQ - SUMX * 2)
2170 Y11 = B * 3 + A
2180 Y22 = B * B + A
2190 T.JACOB = B84 * QT / (Y22 - Y11)
2200 LPRINT
2210 LPRINT "***** TRANSMISIBILIDAD POR JACOB *****"
2220 LPRINT " ", T.JACOB, " GPD/PE"
2230 LPRINT
2240 REM
2250 END

```

***** ANÁLISIS DE PRUEBA DE BOMBEO DE ABATIMIENTO POR ETAPAS *****

BARR PRUEBA DE BOMBEO NÚM 1

ETAPA	GASTO (GPM)	ABATIMIENTO (PIES)	TIEMPO EN MINUTOS DESDE QUE AUMENTÓ EL GASTO
1	400	8 600001	6 5
2	700	20	15 7
3	1200	58 5	12 7
4	1800	141	11 8

B ÓPTIMO = 1.701814E-02 C ÓPTIMO = 1.152388E-07 P ÓPTIMO = 2.758

ERROR MÍNIMO = 7.0708888935029020-03

LA ECUACIÓN DEL ABATIMIENTO POR ETAPAS ES

$$B = 1.701814E-02 Q + 1.152388E-07 Q^{1.5}$$

***** CÁLCULO DE LA TRANSMISIBILIDAD *****

	TIEMPO DESDE QUE LA BOMBA SE APAGÓ(MIN)	ABATIMIENTO RESIDUAL
	47	5
	48	12
	41	10
	40	10

LA BOMBA SE APAGÓ A LOS 48 MINUTOS

TRANSMISIBILIDAD DESDE EL ABATIMIENTO RESIDUAL 1 = 445575 8
TRANSMISIBILIDAD DESDE EL ABATIMIENTO RESIDUAL 2 = 185668 8
TRANSMISIBILIDAD DESDE EL ABATIMIENTO RESIDUAL 3 = 225406 8
TRANSMISIBILIDAD DESDE EL ABATIMIENTO RESIDUAL 4 = 225680

TRANSMISIBILIDAD PROMEDIO = 270715 375 GPD/PE .

*** TRANSMISIBILIDAD POR JACOB ***
13367 53 GPD/PE

Tabla B-6 (Continuación).

***** ANÁLISIS DE PRUEBA DE BOMBEO DE ABATIMIENTO POR ETAPAS *****

BARH PRUEBA CON UNIDADES SI

ETAPA	GASTO (LPS)	ABATIMIENTO (METROS)	TIEMPO EN MINUTOS DESDE QUE AUMENTÓ EL GASTO
1	50	5	5
2	100	10	10
3	200	20	20
4	400	40	40

B ÓPTIMO = 9.999979E-02 C ÓPTIMO = 1.030409E-09 P ÓPTIMO = 1.908

ERROR MÍNIMO = 5.844545099908411D-10

LA ECUACIÓN DEL ABATIMIENTO POR ETAPAS ES:

$$B = 9.999979E-02 Q + 1.030409E-09 Q^{1000}$$

***** ANÁLISIS DE PRUEBA DE BOMBEO DE ABATIMIENTO POR ETAPAS *****

BARH PRUEBA DE BOMBEO NÚM 2

ETAPA	GASTO (GPM)	ABATIMIENTO (PIES)	TIEMPO EN MINUTOS DESDE QUE AUMENTÓ EL GASTO
1	500	2.5	8

ESTA ES UNA PRUEBA CON GASTO CONSTANTE YA QUE SÓLO HAY UNA ETAPA

***** CÁLCULO DE LA TRANSMISIBILIDAD *****

TIEMPO DESDE QUE LA BOMBA SE APAGÓ(MIN)	ABATIMIENTO RESIDUAL
7	12

LA BOMBA SE APAGÓ A LOS 7 MINUTOS

TRANSMISIBILIDAD PROMEDIO = 1.701411733199844D+38 GPD/PIE

*** TRANSMISIBILIDAD POR JACOB ***
1.701412E+38 GPD/PIE

***** ANÁLISIS DE PRUEBA DE BOMBEO DE ABATIMIENTO POR ETAPAS *****

BARH PRUEBA DE BOMBEO NÚM 3

ETAPA	GASTO (GPM)	ABATIMIENTO (PIES)	TIEMPO EN MINUTOS DESDE QUE AUMENTÓ EL GASTO
1	500	8	4
2	700	13	8

SÓLO SE CORRERON DOS ETAPAS (GASTOS), SUPONER RELACIÓN LINEAL ENTRE Q Y B

B ÓPTIMO = 035 C ÓPTIMO = -11.6 P ÓPTIMO = 0

ERROR MÍNIMO = 0

Tabla B-6. (Continuación)

LA ECUACIÓN DEL ABATIMIENTO POR ETAPAS ES

$$B = .035 Q + -.11.6 Q^2$$

***** CÁLCULO DE LA TRANSMISIBILIDAD *****

TIEMPO DESDE QUE LA BOMBA SE APAGÓ(MIN)	ABATIMIENTO RESIDUAL
8	5
7	12

LA BOMBA SE APAGÓ A LOS 10 MINUTOS

TRANSMISIBILIDAD DESDE EL ABATIMIENTO RESIDUAL 1 = 25713.88

TRANSMISIBILIDAD DESDE EL ABATIMIENTO RESIDUAL 2 = 11223.97

TRANSMISIBILIDAD PROMEDIO = 18408.8125 GPD/PIE

*** TRANSMISIBILIDAD POR JACOB ***
8741898 GPD/PIE

en donde K_1 es el costo del agua alternativa en \$/gal, T_1 durante el cual se bombea el pozo (T_1 representa el mismo período T_2 en la ecuación B-9; sin embargo, T_1 deberá expresarse en minutos), y Q es el gasto en GPM.

Se calcula ahora el costo de entrega del agua, C' , como

$$C' = K_2 \frac{Q \times TDH(0.746)}{3960e_0} T_2 \quad (B-8)$$

en donde K_2 es el costo de la electricidad en \$/kwh, Q es el gasto en gpm, T_2 es el tiempo de bombeo en horas, TDH es la carga dinámica total, en pies, 0.746 convierte los caballos de fuerza a kw, 3960 convierte los gpm/pie a libras/pie, y e_0 es la eficiencia global.

QOPTIM maximiza la función objetivo

$$\text{Max}_Q \left[K_1(T_1)(Q) - K_2 \frac{Q \times TDH(0.746)}{3960e_0} T_2 \right] \quad (B-9)$$

Como la ecuación B-9 es cóncava, se halla el máximo diferenciándola y haciendo el resultado igual a cero. Esto produce una función trascenden-

tal, de manera que Q se determina por el método de Newton, el cual resuelve por aproximaciones sucesivas la ecuación

$$Q_1 = Q_0 - f(Q)/f'(Q) \quad (B-10)$$

en donde Q_1 es una nueva aproximación del gasto óptimo Q^* , Q_0 es la suposición inicial o el último, valor de Q_1 , $f(Q)$ es la función de Q (o sea, la primera derivada de la ecuación B-9) y $f'(Q)$ es la segunda derivada de la ecuación B-9.

La ecuación se resuelve por aproximaciones sucesivas hasta que $Q_1 - Q_2$ tenga un valor cerca-

Tabla B-7 Datos de entrada para QOPTIM

Variable	Descripción
B	Parámetro B de la prueba de abatimiento por etapas
C	Parámetro C de la prueba de abatimiento por etapas
P	Parámetro P de la prueba de abatimiento por etapas
K_1	Precio del agua alternativa en \$/a-pie
K_2	Costo de la electricidad en \$/kwh
S	Nivel estático del agua más la presión del sistema en pies

PLANTS D. J. Helweg, V. H. Scott, y J. C. Scalamin, *Improving Well and Pump Efficiency* (Denver: American Water Works Association, 1983).

Tabla B-8.

```

100 REM PROGRAMA PARA CALCULAR Q ÓPTIMO (OPTIM.BAS)
110 REM
120 GO SUB B40
130 INPUT "TECLEE EL VALOR DE B " : B
140 INPUT "TECLEE EL VALOR DE C " : C
150 INPUT "TECLEE EL VALOR DE P " : P
160 INPUT "TECLEE EL COSTO DEL AGUA EN $/METRO CÚBICO " : K1
170 INPUT "TECLEE EL COSTO DE LA ELECTRICIDAD EN $/KWH " : K2
180 INPUT "TECLEE EL NIVEL ESTÁTICO DEL AGUA EN METROS " : S
190 INPUT "TECLEE LA EFICIENCIA GENERAL DE LA PLANTA DE BOMBEO EN % " : E
200 LPRINT (TAB(10) " * * * ANÁLISIS DE GASTO ÓPTIMO * * * " : LPRINT
210 LPRINT "TECLEE LOS DATOS"
220 LPRINT "B = " : B : C = " : C : P = " : P
230 LPRINT "COSTO DEL AGUA = " : K1 : "$/METRO CÚBICO"
240 LPRINT "COSTO DE LA ELECTRICIDAD = " : K2 : "$/KWH"
250 LPRINT "NIVEL ESTÁTICO DEL AGUA " : S : " METROS"
260 LPRINT "EFICIENCIA GENERAL DE LA PLANTA DE BOMBEO = " : E : "%", LPRINT
270 LPRINT "SALIDA"
280 REM
290 REM VALOR INICIAL DE Q
300 REM
310 Q = 80
320 REM
330 REM CONVERTIR K1 A $/LITRO PARA UNA HORA (3600/1000)
340 REM
350 K1 = K1 * 3.6
360 REM
370 REM IMPRESIÓN DE LAS ITERACIONES
380 REM
390 K2 = K2 * 3.627E-08/E/100
400 N1 = N1 + 1
410 REM
420 REM CONSTRUCCIÓN DE LA FUNCIÓN Y SU DERIVADA
430 REM
440 F = K1-B * K2 * B * Q * (P+1) * K2 * C * Q^2 * K2 * S
450 F1 = (-B * K2B) - P * (P+1) * K2 * C * Q^2 * (P-1)
460 REM
470 REM IMPRESIÓN DE LOS RESULTADOS DE LA ITERACIÓN
480 REM
490 Q1 = Q - (F/F1)
500 LPRINT "ITERACIÓN " : N1 : " Q = " : Q1 : " LPS"
510 E = ABS(Q1-Q)
520 IF E < 1 THEN 560
530 Q = Q1
540 GOTO 400
550 REM
560 REM IMPRESIÓN DE RESULTADOS
570 REM
580 LPRINT
590 LPRINT
600 LPRINT " * * * * * ANÁLISIS DE GASTO ÓPTIMO * * * * *"
610 LPRINT
620 LPRINT " EL GASTO ÓPTIMO PARA EL POZO ES " : Q1 : " LPS"
630 END
640 REM
650 REM * * * * * EXHIBICIÓN DE MENSAJE DE SEÑALIZACIÓN * * * * *
660 REM
670 A = 18 : C = 24
680 B = A44
690 FOR I = 1 TO C : PRINT : NEXT I
700 PRINT TAB(A)
710 FOR I = 1 TO 48 : PRINT " * " : NEXT I : PRINT
720 PRINT TAB(A) " * " : TAB(B) " * "
730 PRINT TAB(A) " * " : TAB(A+4)
740 PRINT " CÁLCULOS HIDRÁULICOS E HIDROLÓGICOS "
750 PRINT TAB(B) " * "
760 PRINT TAB(A) " * " : TAB(B) " * "
    
```

Tabla B-8. (Continuación)

```

770 PRINT TAB(A) " * "
780 PRINT TAB(A+12) " CON EL USO DE MICROCOMPUTADORAS "
790 PRINT TAB(B) " * "
800 PRINT TAB(A) " * " : TAB(B) " * "
810 PRINT TAB(A) " * "
820 PRINT TAB(A+B) " CENTRO DE ESTUDIOS DEL AGUA KFU1984 "
830 PRINT TAB(B) " * "
840 PRINT TAB(A) " * " : TAB(B) " * "
850 PRINT TAB(A)
860 FOR I = 1 TO 48 : PRINT " * " : NEXT I : PRINT
870 FOR I = 1 TO C/2-4 : PRINT : NEXT I
880 FOR I = 1 TO 1200 : NEXT I
890 RETURN
    
```

* * * ANÁLISIS DE GASTO ÓPTIMO * * *

TECLEE LOS DATOS
B = 1.78 C = 00005 P = 2.99
COSTO DEL AGUA = .03 \$/METRO CÚBICO
COSTO DE LA ELECTRICIDAD = .04 \$/KWH
NIVEL ESTÁTICO DEL AGUA 15 METROS
EFICIENCIA GENERAL DE LA PLANTA DE BOMBEO = 75%

SALIDA
ITERACIÓN 1 Q = 124242.8 LPS
ITERACIÓN 2 Q = 81252.44 LPS
ITERACIÓN 3 Q = 53137.75 LPS
ITERACIÓN 4 Q = 34751.9 LPS
ITERACIÓN 5 Q = 22729.28 LPS
ITERACIÓN 6 Q = 14889.71 LPS
ITERACIÓN 7 Q = 9736.598 LPS
ITERACIÓN 8 Q = 6365.121 LPS
ITERACIÓN 9 Q = 4244.228 LPS
ITERACIÓN 10 Q = 2911.259 LPS
ITERACIÓN 11 Q = 2191.757 LPS
ITERACIÓN 12 Q = 1608.967 LPS
ITERACIÓN 13 Q = 1266.514 LPS
ITERACIÓN 14 Q = 1066.99 LPS

* * * * * ANÁLISIS DE GASTO ÓPTIMO * * * * *
EL GASTO ÓPTIMO PARA EL POZO ES 1066.99 LPS

* * * ANÁLISIS DE GASTO ÓPTIMO * * *

TECLEE LOS DATOS
B = 5 C = 000008 P = 2.31
COSTO DEL AGUA = .03 \$/METRO CÚBICO
COSTO DE LA ELECTRICIDAD = .023 \$/KWH
NIVEL ESTÁTICO DEL AGUA 18 METROS
EFICIENCIA GENERAL DE LA PLANTA DE BOMBEO = 72%

SALIDA
ITERACIÓN 1 Q = 924999.8 LPS
ITERACIÓN 2 Q = 524999.1 LPS
ITERACIÓN 3 Q = 297999.8 LPS
ITERACIÓN 4 Q = 170115 LPS
ITERACIÓN 5 Q = 99023.65 LPS
ITERACIÓN 6 Q = 61573.84 LPS
ITERACIÓN 7 Q = 40662.99 LPS
ITERACIÓN 8 Q = 41123.36 LPS
ITERACIÓN 9 Q = 40669.19 LPS
ITERACIÓN 10 Q = 40667.11 LPS
ITERACIÓN 11 Q = 40667.1 LPS

* * * * * ANÁLISIS DE GASTO ÓPTIMO * * * * *
EL GASTO ÓPTIMO PARA EL POZO ES 40667.1 LPS

Tabla B-10. (Continuación)

```

1010 REM
1020 REM SUBROUTINA PARA CALCULAR TDR
1030 REM
1040 A1 = FO
1050 FOR I = 1 TO N
1060 A1 = A1 + F(I)
1070 NEXT I
1080 T2 = A1 / (ABS(FO)) * N + 1
1090 T10 = 1
1100 I10 = 0
1110 IF T2 < 0 THEN T2 = .05
1120 IF T2 < 1 THEN T2 = 5
1130 T5 = 0
1140 I10 = I10 + 1
1150 IF I10 > 40 THEN GOTO 1870
1160 P = FO
1170 IF FO > 0 THEN GOTO 1220
1180 T8 = FO * (1 + T2)
1190 A8 = 0
1200 A8 = FO
1210 GOTO 1270
1220 T8 = FO * (1 + I1)
1230 F1 = 1
1240 A8 = FO
1250 A8 = 0
1260 S = 0
1270 FOR I = 1 TO N
1280 IF T8 > 0 THEN GOTO 1400
1290 S = T8 + F(I)
1300 IF S > 0 THEN GOTO 1360
1310 A8 = F(I)
1320 A8 = 0
1330 T0 = S * (1 + T2)
1340 GOTO 1800
1350 A8 = -T8
1360 F1 = 1
1370 A8 = F(I) + T8
1380 T8 = S * (1 + I1)
1390 GOTO 1800
1400 S = T8 + F(I)
1410 IF S > 0 THEN GOTO 1480
1420 A8 = F(I) - T8
1430 A8 = -T8
1440 T8 = S * (1 + T2)
1450 GOTO 1800
1460 A8 = 0
1470 F1 = 1
1480 A8 = F(I)
1490 T8 = S * (1 + I1)
1500 P = S
1510 NEXT I
1520 REM
1530 REM PRUEBE SI S < 0 DISMINUYA T2
1540 REM
1550 IF ABS(S) < 1 THEN GOTO 1650
1560 IF S = 0 THEN GOTO 1650
1570 IF S > 0 THEN GOTO 1800
1580 T10 = T2
1590 GOTO 1810
1600 T5 = T2
1610 T2 = (T5 + T10) / 2
1620 Y = T2 - T5
1630 IF Y < .001 THEN GOTO 1850
1640 GOTO 1140
1650 R = T2
1660 GOTO 1860
1670 LPRINT "EXCESO DE ITERACIONES", I10, "ULTIMA TDR = ", R
1680 RETURN
1690 END
    
```

Tabla B-10. (Continuación)

FOA	FLUJO DE EFECTIVO
0	-800
1	-700
2	-600
3	-500
4	1800
5	1700
6	2500
7	3500
8	8700
9	3400
10	2300

SÓLO HAY UN CAMBIO DE SIGNO POR LO TANTO SÓLO HAY UNA TDR

EL TÍTULO DE ESTA ALTERNATIVA ES:
PROYECTO NUM 1

CON UNA TASA DE INTERÉS EXTERNA DE 1
LA TDR INTERNA ES 4414083

*** SE USÓ LA TASA DE INTERÉS EXTERNA ***

FOA	FLUJO DE EFECTIVO
0	-100
1	-200
2	-300
3	-400
4	-100
5	-50
6	-80
7	-700
8	-50
9	-100
10	-300

SÓLO HAY COSTOS (VALORES NEGATIVOS)
EN EL FLUJO DE EFECTIVO Y POR LO TANTO NO HAY TDR

FOA	FLUJO DE EFECTIVO
0	0
1	0
2	0
3	0
4	0
5	0

LA SUMA DEL FLUJO DE EFECTIVO = 0 Y POR LO TANTO NO HAY TDR

FOA	FLUJO DE EFECTIVO
0	500
1	700
2	1500
3	1400

Tabla B-10. (Continuación)

BÓLO HAY BENEFICIOS (VALORES POSITIVOS) EN EL FLUJO DE EFECTIVO. ¿SE OLVIDÓ DE TECLLEAR EL COSTO COMO UN VALOR NEGATIVO?

FDA	FLUJO DE EFECTIVO
0	-200
1	-300
2	60
3	60
4	10

LA SUMA DEL FLUJO DE EFECTIVO < 0 Y LOS COSTOS EXCEDEN A LOS BENEFICIOS

FDA	FLUJO DE EFECTIVO
0	-500
1	-800
2	1800
3	1800
4	2500
5	3500

BÓLO HAY UN CAMBIO DE SIGNO. POR LO TANTO BÓLO HAY UNA TOR.

EL TÍTULO DE ESTA ALTERNATIVA ES:
PROYECTO NÚM. 6

CON UNA TABA DE INTERÉS EXTERNA DE .13
LA TOR INTERNA ES .9992168

*** SE USÓ LA TABA DE INTERÉS EXTERNA ***

FDA	FLUJO DE EFECTIVO
0	-500
1	-500
2	3500
3	2800
4	3000
5	-500
6	700
7	1200
8	-500

HAY 4 CAMBIOS DE SIGNO
EL INTERÉS EXTERNO PUEDE SER NECESARIO.
PARA EVITAR LAS SOLUCIONES MÚLTIPLES.

EL TÍTULO DE ESTA ALTERNATIVA ES:
PROYECTO NÚM. 7

CON UNA TABA DE INTERÉS EXTERNA DE .11
LA TOR INTERNA ES 7.8125E-04

*** SE USÓ LA TABA DE INTERÉS EXTERNA ***

Tabla B-10. (Continuación)

FDA	FLUJO DE EFECTIVO
0	-500
1	-700
2	-800
3	3500
4	3800
5	-450
6	7000
7	-800
8	12000

HAY 5 CAMBIOS DE SIGNO
EL INTERÉS EXTERNO PUEDE SER NECESARIO
PARA EVITAR LAS SOLUCIONES MÚLTIPLES.

EL TÍTULO DE ESTA ALTERNATIVA ES:
PROYECTO NÚM. 8

CON UNA TABA DE INTERÉS EXTERNA DE .11
LA TOR INTERNA ES .8773436

*** SE USÓ LA TABA DE INTERÉS EXTERNA ***

FDA	FLUJO DE EFECTIVO
0	-7000
1	50000
2	250000
3	300000
4	400000
5	1200000
6	6000000

BÓLO HAY UN CAMBIO DE SIGNO POR LO TANTO BÓLO HAY UNA TOR

EL TÍTULO DE ESTA ALTERNATIVA ES:
PROYECTO NÚM. 9

CON UNA TABA DE INTERÉS EXTERNA DE .11
LA TOR INTERNA ES .9992168

*** SE USÓ LA TABA DE INTERÉS EXTERNA ***

Créditos

TABLAS

Tabla 2-1

Tomada de A. Hald, *Statistical Tables and Formulas* (Nueva York: Wiley, 1982). Copyright © 1982; reproducida con el permiso de John Wiley & Sons, Inc.

Tabla 3-3

W. K. Summers, "Factors Affecting the Validity of Chemical Analysis of Natural Water," *Ground Water* Vol. 10, 1972, reimpresión con el permiso de *Ground Water* © 1972.

Tabla 3-4

W. K. Summers, "Factors Affecting the Validity of Chemical Analysis of Natural Water," *Ground Water* Vol. 10, 1972, reimpresión con el permiso de *Ground Water* © 1972.

Tabla 4-4

Tomada de V. T. Chow, *Handbook of Applied Hydrology* (Nueva York: McGraw-Hill, 1965). Reimpresión con el permiso de McGraw-Hill.

Tabla 4-5

Tomada de V. T. Chow, *Handbook of Applied Hydrology* (Nueva York: McGraw-Hill, 1965). Reimpresión con el permiso de McGraw-Hill.

Tabla 4-13

Tomada de R. K. Linsley y J. B. Franzini, *Water Resources Engineering* (3a. ed.) (Nueva York: McGraw-Hill, 1979). Reimpresión con el permiso de McGraw-Hill.

Tabla 5-2

Tomada de G. M. Fair, J. C. Geyer y D. A. Okum, *Elements of Water Supply and Waste Water Disposal* (Nueva York: Wiley, 1971). Copyright © 1971; reimpresión con el permiso de John Wiley & Sons, Inc.

Tabla 5-4

Tomada de G. M. Fair, J. C. Geyer y D. A. Okum, *Elements of Water Supply and Waste Water Disposal* (Nueva York: Wiley, 1971). Copyright © 1971; reimpresión con el permiso de John Wiley & Sons, Inc.

Tabla 5-5

Tomada de H. E. Hudson y J. Abu-Lughod (Eds), *Water for Industry*, publicación núm. 46 (1956). Copyright © 1956; reimpresión con permiso de la American Association for the Advancement of Science.

Tabla 5-20

Esta información ha sido registrada por Robert Snow Means Co., Inc. Se ha reproducido de la tabla de costos de láminas metálicas de la edición de 1976

Figura 10-2
Tomada de R. H. Haveman, *The Economic Performance of Public Investments* (Baltimore: Johns Hop-

kins, 1972). Publicada para *Resources for the Future* por Johns Hopkins University Press; reimpressa con permiso.

Índice

- Aqueductos romanos, 14
- Administración, 34
 - del personal, 42
 - Administración efectiva de las reuniones, 312
- Agua:
 - abastecimiento, 229, 232, 300
 - calidad, 108-114
 - demanda, 126-128
 - en la agricultura, 108-109
 - historia de los recursos hidráulicos, 13
 - muestreo, 108-110
 - normas para el agua potable, 114
 - peces, 108
 - presupuesto, 94
 - requerimientos, 127-129
 - uso, 127
- Alcance de la planeación, 21-23
- Algoritmo simplex, 207
- Almacenaje por bombeo, 242, 244
- Alternativas:
 - evaluación, 18
 - formulación, 18
 - región factible, 207, 221, 222, 271
- Alternativas factibles, 221
- Análisis de abatimiento por etapas, (FASTEP), 376
- Análisis de beneficio-costos, 355-366
- Análisis de distribución, 304
- Análisis de doble masa, 59
- Análisis de objetivos múltiples, 20
- Análisis de políticas, 297
- Análisis de regresión, 371
- Análisis de sensibilidad, 67, 69, 278
- Análisis de sistemas, 207
- Análisis económico, 159
 - control de avenidas, 302
 - energía hidroeléctrica, 303
 - irrigación, 300
 - jerarquización de proyectos, 282, 368
 - suministro de agua municipal e industrial, 302
- Análisis especial, 87
- Análisis financiero, 159-165
 - asignación de costos, 160-163
 - índice de costos, 149-156
 - inflación, 142-153
 - precios, 142-153
 - servicio de la deuda, 164-165
- Análisis incremental, 67
- Análisis institucional, 121-123
- Análisis marginal, 353
- Análisis posterior, 269
- Análisis regional, 106
- Anticlinal, 74
- Aproximación de Jacob, 90
- Área ecológica vigorosa, 115
- Área Estadística Metropolitana Estándar, 127
- Articulación previa de las preferencias, 274
- Articulación progresiva de las preferencias, 274
- Asignación de costos, 162-163
- Asignación lógica, 34
- Aspectos legales, 165
- Auditoría posterior, 269
- Auxiliares audiovisuales, 313
- Bacterias coliformes, 108
- Banco Mundial, 327

- Beneficios, 135
 ambientales, 307
 asignación de costos de los beneficios residuales, 153-164
 directos, 135
 energía hidroeléctrica, 303, 304
 indirectos, 135
 para la navegación, 304
 por el control de avenidas, 303
 por los lugares de recreo, 306
 primarios, 135
 suministro de agua municipal e industrial, 302
 secundarios, 135
 suministro de agua para la agricultura, 300
- Beneficios primarios, 135
 del mercado imperfecto, 135
 del mercado perfecto, 135
 no cuantificables, 135
- Bernoulli, Daniel, 15
- Bomba calórica, 88
- Bonos a corto plazo por anticipación de impuestos, 164
- Bonos con fondo de amortización, 165
- Bonos de obligación general, 164
- Bonos municipales, 164
- Bonos de valoración, 164
- Bonos de vencimiento escalonado, 165
- Boro, 109
- Bureau of Census*, 127
- Bureau of Land Management, U.S.*, 26
- Bureau of Outdoor Recreation, U.S.*, 26
- Bureau of Reclamation, U.S.*, 25
- Caja de Edgeworth, 351-354
- Cálculo erróneo de la región factible, 320
- Calidad del agua, 108
- Cambios en el ambiente de planeación, 320
- Cambio en el ingreso neto, 139
- Cambios en la región de factibilidad, 320
- Cambios en los objetivos, 320
- Canal Santee, 15
- Capacidad de la planta, energía hidroeléctrica, 244
- Características del acuífero, 88
- Carga básica, energía hidroeléctrica, 244
- Carga sobre el lecho, 109
- Casos de estudio de análisis posterior, 333
- Características sociales de la comunidad, 165
- Castelli, Benedetto, 13
- Caudal, 103
- Cenozoico, 73
- Centro de costos, 162
- Clasificación:
 del agua, 87
 del suelo, 87
- Clasificaciones del suelo, 87
- Coalición, 324
- Cobertura de los bonos, 165
- Coefficiente de almacenamiento, 88-90
- Comparación de costos anuales, 279-367
- Comparación de alternativas, 269
- Comunicación, 311
- Conductividad hidráulica, 88
- Confianza, 242
- Conjunto no inferior, 276
- Cono aluvial (abanico), 74
- Council of Environmental Qua*, 115
- Contaminantes, 114
- Control de avenidas, 15
 alternativas, 235
 beneficios, 139, 302
- Costo alternativo, 139-149
- Costo común, 162
- Costo conjunto, 162
- Costo de oportunidad, 136
- Costo de capital, 135
- Costo directo, 162
- Costo esperado, 136
- Costo no separable, 160
- Costos:
 asignación, 160-163
 conjuntos, 162-163
 de capital, 135
 de construcción, 152-163
 de operación y mantenimiento, 135
 de oportunidad, 136
 directos, 135
 indirectos, 135
 no recuperables, 369
 primarios, 135
 secundarios, 135
 separables (asignación de costos), 160-163
- Costos compartidos, 162-329
- Costos primarios, 135
 del mercado imperfecto, 135
 del mercado perfecto, 135
 no cuantificables, 135
- Costos por la falla de una presa, 136-137
- Costos separables, 160-163
- Costos separables-beneficios residuales, 160-163
- Craso, Claudio, 14
- Cuenca del Great Miami River, 15

- Curva de carga, 242
- Curva de contrato, 351
- Curva de demanda, 147, 350-353
- Curva de demanda derivada, 139-149
- Curva de duración de carga, 244
- Curva de frecuencia de gastos, 142
- Curva de gastos, 105, 140
- Curva de oferta, 349-353
- Curva de transformación del producto, 352-355
- Curva de utilidades posibles, 355
- Curva de tirante-daño, 140-141
- Curva de tirante-gasto, 140
- Curva logística, 128-131
- Curva óptima de Pareto, 351
- Curvas de indiferencia, 351
- Curvas de utilidad, 351

Chézy, 15

Datos:

- análisis, 59-63
- calidad, 55
- cantidad, 55
- clasificación, 58
- evaluación, 58
- exactitud, 56
- homogéneos, 55
- procesamiento, 59
- representativos, 55-56
- sincronización, 56
- ubicación, 57
- Datos demográficos, 125
- Datos económicos, 134-159
- Demanda bioquímica de oxígeno, 110
- Demanda de agua para la industria, 126
- Demanda rural de agua, 126
- Demandas promedio de agua, E.E. U.U., 125
- ⚡ Densidad de pluviómetros, 65-70
- Depósito aluvial arrastrado por los torrentes, 74
- Depósitos aluviales arrastrados por glaciales, 74
- Depósitos cólicos, 74
- Depósitos de relleno de los valles, 74
- Depósitos glaciales, 74
- Descripción del puesto, 42-44
- Descuento, 357
- Diagnóstico de impacto ambiental, 116
- Diagrama de barras, 39
- Diagrama de flujo de efectivo, 150-152
- Diseño de los pozos, 125-129
- Disposición para pagar, 139-140

- Distribución beta, 35
- Distribución Log Pearson, tipo III, 177
- Distribución normal, 39
- Doctrina de la ley común, 166
- Doctrina de previa apropiación, 165
- Doctrina del uso correlativo, 166
- Doctrina ribereña, 165
- Dólares constantes, 140
- Dureza total, 111
- Economía del bienestar, 349-353
- Ecuación de Penman, 102-103
- Ecuación de Thornthwaite-Holzman, 99
- Efecto del halo, 298
- Ejecución, 311
- Elasticidad, 350
- Elasticidad de la demanda, 148-149, 350
- Electroconductividad, 108-110
- Elemento de proyecto, 162
- Embalse John H. Kerr, 333
- Embalses
 almacenaje, niveles de operación, 251
 asignación de costos, 159-164
 de uso múltiple, 251
 estudio de la operación, 251
 niveles de operación, 251
- Emergencias, 45
- Encuesta, 122-123
- Energía, 242
- Energía hidroeléctrica, 242, 303
 análisis económico, 304
 beneficios, 303
- Energía termoeléctrica, 243
- Enfoque de la planeación, 21
- Environmental Protection Agency*, 26
- Épocas, 73
- Espacio de control, 34
- Espacio objetivo, 277
- Esparcimiento, 306
- Estación de aforo, 103
- Estimación de la población, 125-130
 compuesta, 129
 migración y aumento natural, 129
 por número de viviendas, 129
 prorrateo, 129
 sintomática, 129
- tasa censal, 129
- tasa de correlación, 129
- tasas vitales, 129
- Estudio antropológico, 167-170

ESTA OBRA SE TERMINO DE IMPRIMIR EL DIA 23 DE SEPTIEMBRE DE 1992
EN LOS TALLERES DE PROGRAMAS EDUCATIVOS,
S. A. DE C. V. CHABACANO 66, LOCAL "A"
MEXICO 8, D. F.

LA EDICION CONSTA DE 3,000 EJEMPLARES
Y SOBRAINTES PARA REPOSICION

522

Acerca del autor:

Otto J. Helweg, Ph. D., es profesor de Ingenieria Civil en la Universidad de California, Davis. Ha colaborado en importantes proyectos, como el de Tetratex, para la construcción de un modelo combinado de agua subterranea y agua superficial en Long Island, para determinar el efecto de los tanques septicos y de la descarga de aguas residuales en las corrientes de agua, el modelo contempla tambien la administracion del acuífero. En EMOCON & Associates, analizo los problemas de la contaminación del agua subterranea por fuentes industriales, superviso el diseño de los sistemas, las pruebas de bombeo y los procedimientos para el restablecimiento del acuífero. El proyecto que preparo para la firma PG & E mejoro los metodos de las pruebas de bombeo y una operacion mas eficiente del sistema de pozos múltiples. En el *California Water Resources Center* administro por tres años una subvencion de monto importante relacionada con los aspectos tecnicos, legales e institucionales del control a largo plazo de la calidad del agua subterranea. Su intervencion para perfeccionar los planes de proyecto para el tratamiento de aguas residuales en la base naval de San Clemente, se tradujo en un ahorro de cinco millones de dolares. Se le considera una autoridad en la materia.