



**MINISTERIO DE ECONOMIA Y OBRAS Y SERVICIOS PUBLICOS
SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS Y COMUNICACIONES**

CONSEJO FEDERAL DE AGUA POTABLE Y SANEAMIENTO

**NORMAS DE ESTUDIO
CRITERIOS DE DISEÑO
Y PRESENTACION DE PROYECTOS
DE DESAGÜES CLOACALES
PARA LOCALIDADES DE HASTA 30.000 HABITANTES**

FUNDAMENTACION DE NORMAS

Volumen II

1993

INDICE GENERAL

1.- PRESENTACION DE PROYECTOS

2.- PARAMETROS DE DISEÑO

- 2.1.- Población
- 2.2.- Períodos de Diseño
- 2.3.- Caudales
- 2.4.- Economicidad del Proyecto
- 2.5.- Bibliografía

3.- ESTUDIOS ESPECIALES PARA DEFINIR EL TIPO DE SERVICIO

- 3.1.- Introducción
- 3.2.- Vías de Transmisión de los Agentes Patógenos
- 3.3.- Caracterización de los Agentes Patógenos
- 3.4.- El Proceso Infectante
- 3.5.- Antecedentes Nacionales
- 3.6.- Experiencias en Distintos Países
- 3.7.- Justificación de las Normas Propuestas para el Estudio de las Comunidades Incorporadas al Programa
- 3.8.- Bibliografía

4.- ESTUDIOS TOPOGRAFICOS

- 4.1.- Introducción
- 4.2.- Aspectos Generales
- 4.3.- Estudios Globales
- 4.4.- Estudios sobre el Area a Sanear
- 4.5.- Batimetría
- 4.6.- Estudios de Detalle
- 4.7.- Trabajos de Mensura y Afectaciones
- 4.8.- Bibliografía

5.- GEOTECNIA - MECANICA DE SUELOS Y FUNDACIONES

- 5.1.- Introducción
- 5.2.- Fundamentos
- 5.3.- Etapas de la Investigación
- 5.4.- Investigaciones Geotécnicas Complementarias
- 5.5.- Yacimientos y Fuentes de Provisión de Materiales de Construcción
- 5.6.- Cantidad de Investigaciones
- 5.7.- Informe Técnico
- 5.8.- Consideraciones Generales
- 5.9.- Normatización
- 5.10.- Bibliografía

6.- CUERPOS RECEPTORES

- 6.1.- Cuerpos Receptores Superficiales
- 6.2.- Cuerpos Receptores Subterráneos
- 6.3.- Bibliografía

7.- SISTEMA DE DISPOSICION DE EXCRETAS

- 7.1.- Fundamentos del Tratamiento Intradomiciliario
 - 7.2.- Letrinas sin Arrastre Hidráulico
 - 7.3.- Sistemas Mínimos con Arrastre Hidráulico
 - 7.4.- Cámaras Sépticas
 - 7.5.- Disposición Final del Efluente
- Anexo:
Propuesta de Reglamento de Instalaciones Sanitarias Domiciliarias

8.- REDES COLECTORAS

- 8.1.- Cálculo Hidráulico de Colectores Cloacales
 - 8.2.- Cálculo Estructural de Caños
 - 8.3.- Sistemas de Redes Cloacales
 - 8.4.- Operación y Mantenimiento de Redes
- Anexos:
8.A.-Fundamentos de la Hidráulica de los Escurrimientos Unidimensionales
8.B.-Movimientos Variados a Superficie Libre
8.C.-Teoría del Cálculo Estructural de Cañerías
8.D.-Proyecto de Agregado a la Norma IRAM N° 11.513
Relativa a "Caños de Hormigón Simple para Cloacas"

9.- CONDUCCIONES DE IMPULSION

- 9.1.- Introducción
- 9.2.- Altura Manométrica
- 9.3.- Determinación del Diámetro más Económico en Impulsiones
- 9.4.- Golpe de Ariete en Impulsiones
- 9.5.- Problemática Originada en el Aire en Conducciones a Presión

10.- ESTACIONES DE BOMBEO

- 10.1.- Generalidades
- 10.2.- Obras Civiles
- 10.3.- Instalaciones de Aspiración e Impulsión
- 10.4.- Instalaciones Electromecánicas y Obras Civiles Complementarias
- 10.5.- Volumen de la Cámara de Aspiración
- 10.6.- Descripción y Tipo de Bombas
- 10.7.- Selección de la Bomba

11.- TRATAMIENTO

- 11.1.- Selección de Tratamiento
- 11.2.- Rejas
- 11.3.- Desarenadores
- 11.4.- Sedimentadores
- 11.5.- Tanques Imhoff
- 11.6.- Tratamientos Anaeróbicos

- 11.7.- Lechos Percoladores
- 11.8.- Lodos Activados
- 11.9.- Zanjas de Oxidación
- 11.10.- Lagunas de Estabilización
- 11.11.- Reuso del Líquido Tratado para la Agricultura
- 11.12.- Recarga de Acuíferos
- 11.13.- Tratamientos Terciarios de Efluentes
- 11.14.- Tratamientos Electrolíticos
- 11.15.- Tratamiento sobre el Terreno
- 11.16.- Tratamiento y Disposición de Lodos
- 11.17.- Desinfección
- 11.18.- Transferencia de Oxígeno
- 11.19.- Bibliografía

12.- ESTRUCTURAS

- 12.1.- Objeto
- 12.2.- Alcance
- 12.3.- Reglamentos y Normas de Aplicación
- 12.4.- Dificultades de Interpretación
- 12.5.- Simbología - Notación
- 12.6.- Proyecto de las Estructuras
- 12.7.- Dirección de la Obra
- 12.8.- Construcción de las Estructuras
- 12.9.- Cálculo de los Recipientes Cilíndricos
- 12.10.- Cálculo de los Recipientes Prismáticos
- 12.11.- Ejemplos

13.- INSTALACIONES ELECTRICAS

- 13.1.- Objeto
- 13.2.- Alcance
- 13.3.- Proyecto
- 13.4.- Provisión de Equipos
- 13.5.- Operatividad, Arranque de Motores
- 13.6.- Estudio de Protecciones
- 13.7.- Especificación Técnica de Cables
- 13.8.- Canalizaciones Eléctricas con Caños
- 13.9.- Canalizaciones con Bandejas
- 13.10.- Iluminación Interior
- 13.11.- Iluminación de Emergencia
- 13.12.- Iluminación Exterior

14.- IMPACTO AMBIENTAL

- 14.1.- Objetivos
- 14.2.- Generalidades sobre Impacto Ambiental
- 14.3.- Generalidades sobre Ordenamiento Ambiental
- 14.4.- Requerimiento de Evaluación
- 14.5.- Listado de Variables Consideradas para la Evaluación de Calidad del Medio Ambiente (según Canter y Hill)
- 14.6.- Bibliografía

Anexo:

Procedimientos para Clasificar y Evaluar Impactos Ambientales
en las Operaciones del Banco

**15.- ASPECTOS DE LA OPERACION Y MANTENIMIENTO VINCULADOS
CON EL PROYECTO**

- 15.1.- Proyecto, Operación y Mantenimiento
- 15.2.- Otros Aspectos que deberá Contemplar el Proyectista
- 15.3.- Necesidad de los Manuales
- 15.4.- Responsable de la Confección de los Manuales
- 15.5.- Manual de Operación
- 15.6.- Manual de Mantenimiento
- 15.7.- Planos Conforme a Obra
- 15.8.- Plazo de Entrega de los Manuales

VOLUMEN II

6.- CUERPOS RECEPTORES

- 6.1.- Cuerpos Receptores Superficiales
- 6.2.- Cuerpos Receptores Subterráneos
- 6.3.- Bibliografía

7.- SISTEMA DE DISPOSICION DE EXCRETAS

- 7.1.- Fundamentos del Tratamiento Intradomiciliario
- 7.2.- Letrinas sin Arrastre Hidráulico
- 7.3.- Sistemas Mínimos con Arrastre Hidráulico
- 7.4.- Cámaras Sépticas
- 7.5.- Disposición Final del Efluente

Anexo:

Propuesta de Reglamento de Instalaciones Sanitarias Domiciliarias

6.- CUERPOS RECEPTORES

6.1.- CUERPOS RECEPTORES SUPERFICIALES

6.1.1.- Introducción

A través del tiempo la humanidad ha visto crecer la necesidad del aprovechamiento y la protección de los recursos hídricos, con el objeto de destinarlos a distintos usos. Sin embargo, independientemente de las posibilidades económicas de cualquier período, la decisión de materializar aprovechamientos con este objetivo siempre debió ser motivo de un adecuado análisis, dado el costo de las obras involucradas.

Como sucede siempre que nos encontramos frente a un recurso escaso, con el tiempo se han desarrollado políticas destinadas a atender los aspectos económicos y sociales de la conservación, protección y distribución del agua. Las necesidades derivadas del desarrollo industrial, determinaron la construcción de obras que otorgaban preponderancia casi exclusiva a alguno de los usos en particular. Esta época se caracterizó por el desarrollo puntual de los recursos hídricos, especialmente en lo referente a grandes presas de embalse.

Con el transcurso del tiempo, la filosofía sobre el manejo del recurso agua ha cambiado. Ello se debió en parte a la aparición de problemas de contaminación y a la creciente importancia de otros usos hasta ese momento relegados. Comenzó a desarrollarse entonces una corriente de pensamiento que analiza el planeamiento integral del uso de los recursos hídricos. Este último enfoque propone la siguiente definición:

Se dice que existe un problema de contaminación cuando uno o mas usos del agua se ven afectados.

De esta definición, se infiere que la contaminación no es un hecho aislado que pueda ser analizado y solucionado fuera de contexto, sino que es necesario establecer los usos pretendidos del recurso hídrico para definir el problema. En términos generales, los usos del agua más comunes son:

- Consumo humano e industrial.
- Recreativo de contacto directo.
- Recreativo de contacto indirecto.
- Pesca comercial.
- Acuacultura.
- Irrigación.
- Bebida de ganado.

En base a la definición dada y a los estándares de calidad de agua establecidos para cada uno de los usos, se puede determinar cuando se está o no frente a un problema de contaminación. Si no se cuenta con la definición del o los usos del recurso hídrico, se puede recurrir a los criterios que se resumen en el cuadro 6.1.1.

El análisis hidrológico es uno de los principales pasos en la evaluación de los cuerpos receptores superficiales. Se definen en él, las situaciones de proyecto, basadas en un riesgo aceptado, tanto de las obras a construir en el curso y sus márgenes como del comportamiento hídrico del cuerpo.

En consecuencia, en la parte final del presente capítulo, se analizan detalladamente los métodos de análisis hidrológico de aplicación para el estudio de los Cuerpos Receptores Superficiales.

6.1.2.- Capacidad de Autodepuración de los Cuerpos Receptores Superficiales

6.1.2.1.- Principales problemas de Contaminación, Usos afectados y variables de Calidad de Agua asociadas

En el cuadro 6.1.2 podemos ver los principales problemas de contaminación de acuerdo a como han sido percibidos por su interferencia con varios usos del agua y confirmados por medio de los análisis respectivos. Se muestran también las interferencias y la manifestación específica de esa interferencia. Por ejemplo, es conocido que el problema de bajo nivel de oxígeno disuelto en un curso de agua interfiere con la vida acuática y la manifestación evidente es la mortandad de peces y las molestias estéticas. También se pueden apreciar las variables de calidad de agua involucradas. En el cuadro 6.1.3 se presenta a título de antecedente para determinar la calidad de agua requerida para distintos usos, los niveles guía propuestos por la Cuenca del Plata.

En síntesis, la misión del profesional responsable de la calidad del agua es: diagnosticar el problema, relacionarlo con el uso interferido y la manifestación del mismo, determinar las variables que deben ser controladas y los medios disponibles para ello.

Cuadro 6.1.1

Criterios para Determinar los usos del Agua.

Uso	Criterios
Todas las Aguas	
1. Bebida y uso doméstico.	La población que recibe el servicio.
2. Irrigación agrícola.	Valor anual de los cultivos, población empleada.
3. Bebida del ganado.	Número de animales, valor comercial anual, población empleada.
4. Uso industrial	
- Grado bajo, v.g. enfriamiento.	Importancia nacional y local de la fábrica.
- Grado alto, v.g. alimentos y bebidas	Valor anual de productos, población empleada.
Aguas Superficiales	
1. Pesca comercial.	Calidad y valor de la pesca, importancia como alimento, población empleada.
2. Pesca deportiva.	Número de personas y frecuencia de uso, participación en clubes
3. Recreo	valor de los derechos de pesca.
- Baño	Número de personas,
- Paseo en bote	Frecuencia de uso,
- Turismo	Número de socios de clubes,
4. Navegación	distancia desde áreas urbanas,
Riesgo de embancamiento o vegetación acuática	acceso a fuentes de agua alternativa.
5. Drenaje	
Riesgo de enlodamiento o de obstrucciones que causen inundación.	Cantidad y valor de los bienes transportados, población empleada.
	Daños potenciales, costos de reparación, población afectada.

GEMS/AGUA - GUIA OPERACIONAL (OMS-Ginebra 1978)

Cuadro 6.1.2

Principales Problemas de Contaminación

Usos afectados y variables de calidad de agua asociadas.

MANIFESTACION DEL PROBLEMA	USO DEL AGUA INTERFERIDO	PROBLEMA DE CALIDAD DE AGUA	VARIABLES DE CALIDAD DE AGUA
1. Mortandad de peces, olores molestos, SH_2 organismos molestos cambios radicales en el ecosistema	Pesca Recreación Salud ecológica	Bajo nivel de oxígeno disuelto	DBO, NH_3 , N org. sólidos orgánicos fitoplancton, OD
2. Transmisión de enfermedades. Disturbios gastrointestinales Irritación de la vista	Provisión de agua Recreación	Alto nivel de bacterias	Bacterias coliformes totales, fecales, estreptococos, virus
3. Sabor y olor debido a algas verde azuladas. Molestias estéticas en el baño por presencia de algas. Ecosistema desbalanceado	Provisión de agua Recreación	Crecimiento excesivo de plantas (eutrofización)	N, P, fitoplancton
4. Compuestos cancerígenos en el agua de bebida Pesca prohibida niveles tóxicos inseguros Ecosistema alterado; mortalidad, deterioro de la capacidad reproductiva	Provisión de agua Pesca Salud ecológica	Niveles altos de productos químicos tóxicos	Metales Sust. radioactivas Pesticidas Herbícidas Sust. químicas tóxicas

Systems Analysis and Water Quality Management - Robert V. Thomann

Cuadro 6.1.3/1

Niveles guía de calidad de agua para diferentes usos propuestos para la Cuenca del Plata. (*)

USO I : AGUA PARA CONSUMO HUMANO CON TRATAMIENTO CONVENCIONAL USO II : AGUA PARA ACTIVIDADES RECREATIVAS CON CONTACTO DIRECTO USO III: AGUA PARA ACTIVIDADES AGROPECUARIAS USO IV : PROTECCION DE VIDA ACUATICA							
Nº	PARAMETRO	UNIDAD	USOS				OBSERVACIONES
			I	II	III	IV	
1	Temperatura	°C	*	*	*		
2	Turbidez	UNT	*	*	*	*	
3	pH	U pH	6,5-8,5	6,5-8,5	6,5-8,5	6,5-8,5	
4	Conductividad	µs/cm	*	*	*	*	
5	Oxígeno Disuelto	mg O ₂ /l	≥5	≥5	≥4	≥5	
6	DBO ₅ - 20°C	mg O ₂ /l	≤3	≤3	≤3	≤3	
7	Cloruros	mg/l	250	*	250	*	
8	Nitrógeno Amoniacal	mg N/l	≤0,5	*	*	0,02(+)	(+) como N H ₃ no ionizado
9	Nitrógeno de Nitratos	mg N/l	≤10	*	*	*	
10	Nitrógeno de Nitritos	mg N/l	≤0,1	*	*	≤0,06	
11	Coliformes Totales	NMP/100 ml	≤5000(-)	*	≤1000	*	(-) el 80% de los datos
12	Coliformes Fecales	NMP/100 ml	≤1000(-)	≤200	*	*	colectados deben cumplir
13	Compuestos Fenólicos	mg Fenol/l	≤0,001	*	*	≤0,001	
14	Cianuros	mg/l	≤0,01	≤0,01	≤0,01	≤0,005	
15	Arsénico	mg/l	≤0,05	≤0,05	≤0,05	≤0,05	
16	Cadmio	mg/l	≤0,005	≤0,005	≤0,005	≤0,0002	
17	Cobre	mg/l	≤0,10	*	≤0,20	≤0,002	
18	Plomo	mg/l	≤0,05	*	≤0,05	≤0,001	
19	Zinc	mg/l	≤5	≤5	≤5	≤0,03	
20	Hierro Total	mg/l	*	*	≤5	≤0,3	
21	Cromo Total	mg/l	≤0,05	≤0,05	≤0,05	≤0,002	

* No se adopta valor de referencia

(*) Fuente: Secretaría de Recursos Hídricos de la Nación

Cuadro 6.1.3/2

USO I : AGUA PARA CONSUMO HUMANO CON TRATAMIENTO CONVENCIONAL USO II : AGUA PARA ACTIVIDADES RECREATIVAS CON CONTACTO DIRECTO USO III: AGUA PARA ACTIVIDADES AGROPECUARIAS USO IV : PROTECCION DE VIDA ACUATICA							
Nº	PARAMETRO	UNIDAD	USOS				OBSERVACIONES
			I	II	III	IV	
22	Mercurio	µg/l	≤0,2	≤0,2	*	≤0,1	
23	D.Q.O.	mg O ₂ /l	*	*	*	*	
24	Fósforo Total	mg P/l	*	*	*	*	
25	Detergentes Aniónicos	mgSAAM/l	≤0,5	*	*	*	
26	Hidrocarburos Totales	mg/l	≤0,2	*	*	*	
27	Compuestos Orgánicos Tóxicos de Origen Industrial		@	*	*	@	@: Ver valores Guía OMS, Environment Canadá, y EPA
28	Plaguicidas		@	*	*	@	@: Idem anterior
29	Sulfatos	mg/l	≤200	*	*	*	
30	Dureza	mgCO ₃ Ca/l	≤100	*	*	*	
31	Calcio	mg/l	*	*	*	*	
32	Sodio	mg/l	*	*	*	*	
33	Potasio	mg/l	*	*	*	*	
34	Flúor	mg/l	≤1,5	≤1,5	≤1,5	*	
35	Boro	mg/l	≤1,0	*	*	≤0,75	
36	Manganeso	mg/l	≤0,05	*	≤0,20	≤0,1	
37	Aluminio	mg/l	≤0,20	*	≤5	≤0,1	
38	Selenio	mg/l	≤0,01	≤0,01	≤0,02	≤0,001	
39	Bario	mg/l	*	*	*	*	
40	Plata	mg/l	≤0,05	*	*	≤0,0001	
41	Níquel	mg/l	≤0,025	*	≤0,20	≤0,025	
42	Estañol	mg/l	*	*	*	*	

* No se adopta valor de referencia

USO I : AGUA PARA CONSUMO HUMANO CON TRATAMIENTO CONVENCIONAL USO II : AGUA PARA ACTIVIDADES RECREATIVAS CON CONTACTO DIRECTO USO III: AGUA PARA ACTIVIDADES AGROPECUARIAS USO IV : PROTECCION DE VIDA ACUATICA							
Nº	PARAMETRO	UNIDAD	USOS				OBSERVACIONES
			I	II	III	IV	
	Benceno	µg/l	10			300	compue.orgánicos industriales
	Tetracloruro de Carbono	µg/l	3				
	1,2 Dicloroetano	µg/l	10				
	1,1 Dicloroetileno	µg/l	0,3				
	Tetracloroetileno	µg/l	10			260	
	Tricloroetileno	µg/l	30				
	Pentaclorofenol	µg/l	10			0,5	
	2,3,4-Triclorofenol	µg/l	10			18	Triclorofenoles
	Benzo (a) pireno	µg/l	0,01				
	Cloroformo	µg/l	30				
	Monoclorobenceno	µg/l				15	
	Diclorobenceno	µg/l				2,5/4,0	
	Triclorobenceno	µg/l				0,9/0,5 0,65	
	Tetraclorobenceno	µg/l				0,10/ 0,15	
	Pentaclorobenceno	µg/l				0,030	
	Hexaclorobenceno	µg/l	0,01			0,0065	
	Monoclorofenol	µg/l				7	
	Diclorofenoles	µg/l				0,2	
	Tetraclorofenoles	µg/l				1	
	Etilbenceno	µg/l				0,7	
	Hexaclorobutadieno	µg/l				0,1	

Cuadro 6.1.3/4

USO I : AGUA PARA CONSUMO HUMANO CON TRATAMIENTO CONVENCIONAL USO II : AGUA PARA ACTIVIDADES RECREATIVAS CON CONTACTO DIRECTO USO III: AGUA PARA ACTIVIDADES AGROPECUARIAS USO IV : PROTECCION DE VIDA ACUATICA							
N°	PARAMETRO	UNIDAD	USOS				OBSERVACIONES
			I	II	III	IV	
	Aldrin/Dieldrin	ng/l	30			4	Lista de plaguicidas
	Clordano	ng/l	300			6	
	DDT	ng/l	1000			1	
	Endosulfan	µg/l				0,02	
	Endrin	ng/l	200			2,3	
	Heptacloro y epóxido de heptacloro	µg/l	0,1			0,01	
	Isómeros de hexacloro ciclohexano (HCH)	µg/l	3			0,01	Lindano (γ.HCH)
	Herbicidas fenoxídicos (2,4 D)	µg/l	100			4,0	
	Difenilos policlorados (PCB) (Total)	ng/l				1	
	Tolueno	µg/l				300	
	Toxafeno	ng/l	5000			8	
	Metoxicloro	µg/l	30				
	Diazinon	µg/l	14				
	Metil Paration	µg/l	7				
	Paration	µg/l	35				
	Plaguicidas totales	mg/l	0,1				
	Radiactividad						
	α	Bq/l	0,1				Compuestos
	β	Bq/l	1				radioactivos

Cuadro 6.1.3/5

USO I : AGUA PARA CONSUMO HUMANO CON TRATAMIENTO CONVENCIONAL
USO II : AGUA PARA ACTIVIDADES RECREATIVAS CON CONTACTO DIRECTO
USO III: AGUA PARA ACTIVIDADES AGROPECUARIAS
USO IV : PROTECCION DE VIDA ACUATICA

[illegible]

6.1.2.2.- Perspectiva General de un Problema de Calidad de Aguas Superficiales

Cuando se enfrenta un problema de calidad de aguas superficiales, lo más acertado es dividirlo en sus principales componentes, como se indica en la figura 6.1.1.

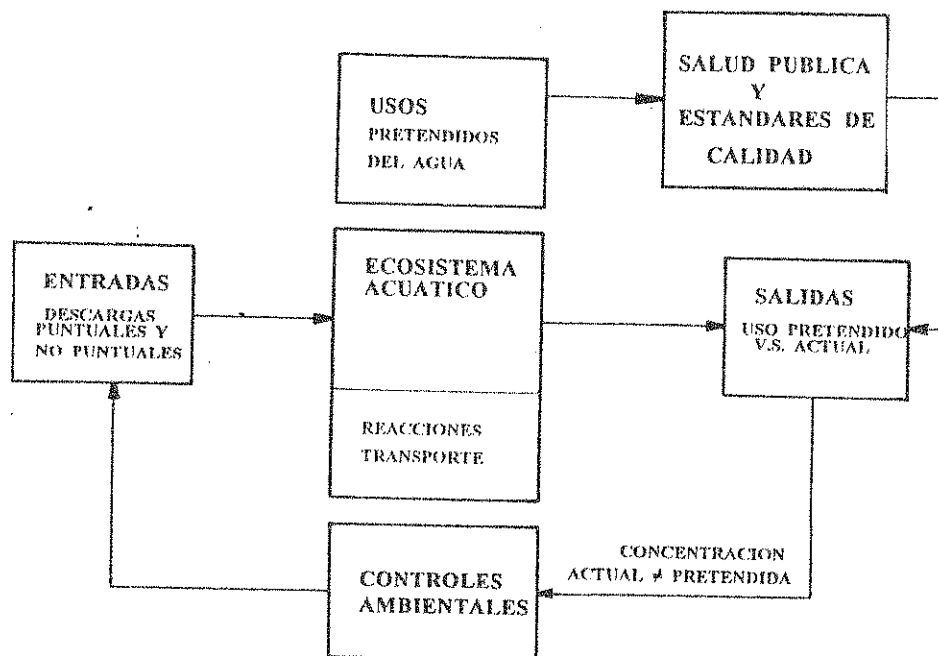


Figura 6.1.1

Principales componentes de un problema de calidad de aguas.

- 1 - Entradas al ecosistema, formadas por descargas de las actividades antropogénicas o naturales.
- 2 - Comportamiento del ecosistema, formado por reacciones y transporte físico, o sea las transformaciones químico-biológicas y el movimiento de las aguas.
- 3 - Salida del ecosistema, formada por la concentración resultante de una sustancia en un punto definido de un cuerpo de agua en un tiempo determinado.

Las entradas son volcadas al ecosistema como por ejemplo un río, lago o estuario. Como resultado de los fenómenos físico-químicos, y biológicos que tienen lugar en ese ecosistema, (degradación bacteriana, hidrólisis química, sedimentación), las entradas se transforman en una concentración específica de la sustancia de interés particular en el cuerpo de agua.

Por otra parte, a través de varios mecanismos de opinión pública, legislación y evaluación, la sociedad establece un uso del cuerpo de agua considerado. Este uso, a su vez, se transforma en estándares de calidad. De la comparación entre los estándares y las concentraciones resultantes del sistema surge la necesidad de implementar o no una política de control.

6.1.2.3.- Principios para el Establecimiento del Nivel de las Descargas

El problema central del manejo de calidad de agua es determinar el nivel de descarga permisible a un cuerpo de agua, de forma tal que se cumpla con los estándares de calidad correspondientes al uso asignado de acuerdo con los principios básicos del costo-beneficio. En la figura 6.1.2 se puede apreciar un ejemplo de regulación de las descargas de materia orgánica medida en términos de DBO para mantener un nivel de oxígeno disuelto.

Dado que, en la solución de un problema de calidad de agua influyen múltiples factores, ésta no se debe ceñir sólo a la resolución científica del efecto de las descargas sobre el cuerpo receptor. El método de análisis debe incluir los impactos económicos, los cuales deberán considerar las restricciones sociales y políticas imperantes.

Los principales pasos a seguir para el establecimiento del nivel de descarga se pueden apreciar en forma resumida en la figura 6.1.3. En forma más explícita cada paso significa :

1. El establecimiento de un uso deseado, por ejemplo: recreación, provisión de agua, agricultura, etc.
2. La selección de un criterio de calidad del agua que permita dichos usos.
3. La síntesis del uso establecido y el criterio de calidad de aguas en un estándar, promulgado por la autoridad competente.
4. El análisis de las relaciones causa-efecto entre las descargas presentes y proyectadas, y la respuesta de calidad de aguas a través de :
 - a.- Datos de calidad del lugar y un modelo matemático calibrado y verificado.
 - b.- Un análisis mediante modelos, basándose en información de literatura u otros estudios y criterio ingenieril.

5. Un análisis de sensibilidad y proyecciones, para llegar al estándar de calidad mediante diferentes niveles de descarga entrantes al sistema.
6. Determinación de un factor de seguridad, para preservar la capacidad de asimilación.
7. Para las descargas residuales se evaluarán:
 - a.- Los costos individuales de los contaminadores.
 - b.- Los costos regionales para llegar al nivel de descarga pretendido y los beneficios consecuentes del mejoramiento de la calidad de las aguas.
8. Revisión de la factibilidad de llegar al uso asegurado, cumpliendo con los estandares de calidad fijados.
9. Si todo es satisfactorio, se establece el nivel de descarga para cada contaminador.

Desde el punto de vista de calidad del agua, la evaluación de la respuesta del sistema frente a distintas descargas de contaminación estará dada por un modelo matemático de calidad de aguas. El desarrollo y aplicación de un modelo de estas características implica la especificación de parámetros y condiciones de trabajo. Por ello se hace necesario comprender los mecanismos y fenómenos que se suceden. En la figura 6.1.4, se aprecian las etapas a desarrollar para aplicar un modelo de calidad de agua.

6.1.2.4.- Naturaleza de las Descargas

Las descargas a un cuerpo receptor pueden ser divididas en dos grandes categorías: descargas puntuales y descargas distribuidas.

DESCARGAS PUNTUALES:	De origen municipal con tratamiento total o parcial. De origen industrial.
DESCARGAS DISTRIBUIDAS:	Agrícolas Silvicultura Urbanas Subterráneas Atmosféricas

Las descargas puntuales disponen de un lugar de vuelco bien definido, y usualmente son de tipo continuo. Un caño o grupo de caños de descarga puede ser asociado con un contaminador particular. Los dos principales grupos en que se dividen las descargas puntuales anteriormente citadas pueden incluir en sus vuelcos DBO, bacterias, nutrientes y sustancias tóxicas peligrosas.

:

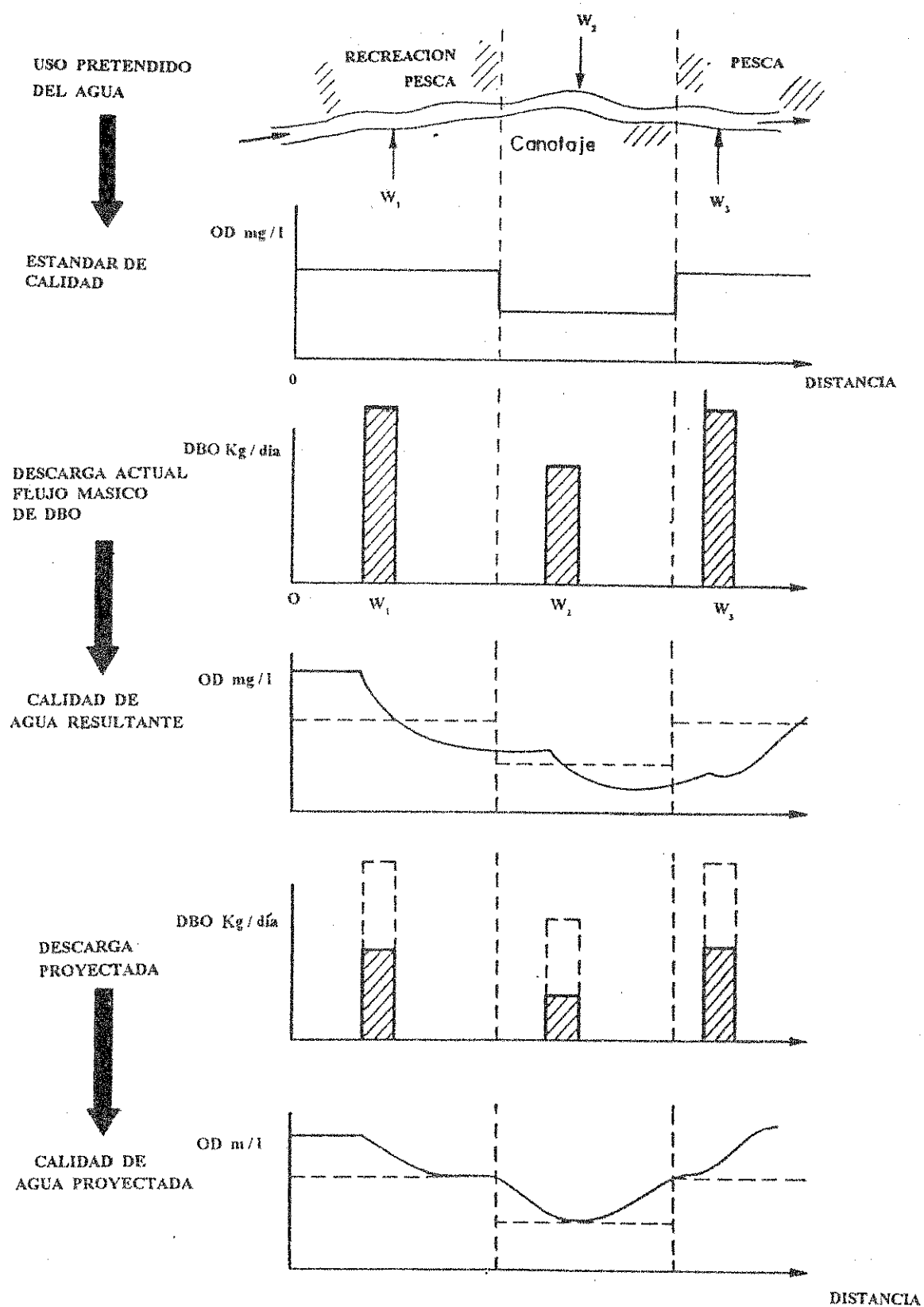


Figura 6.1.2

Regulación de descargas de materia orgánica (DBO) para el cumplimiento del estandar de oxígeno disuelto (OD).

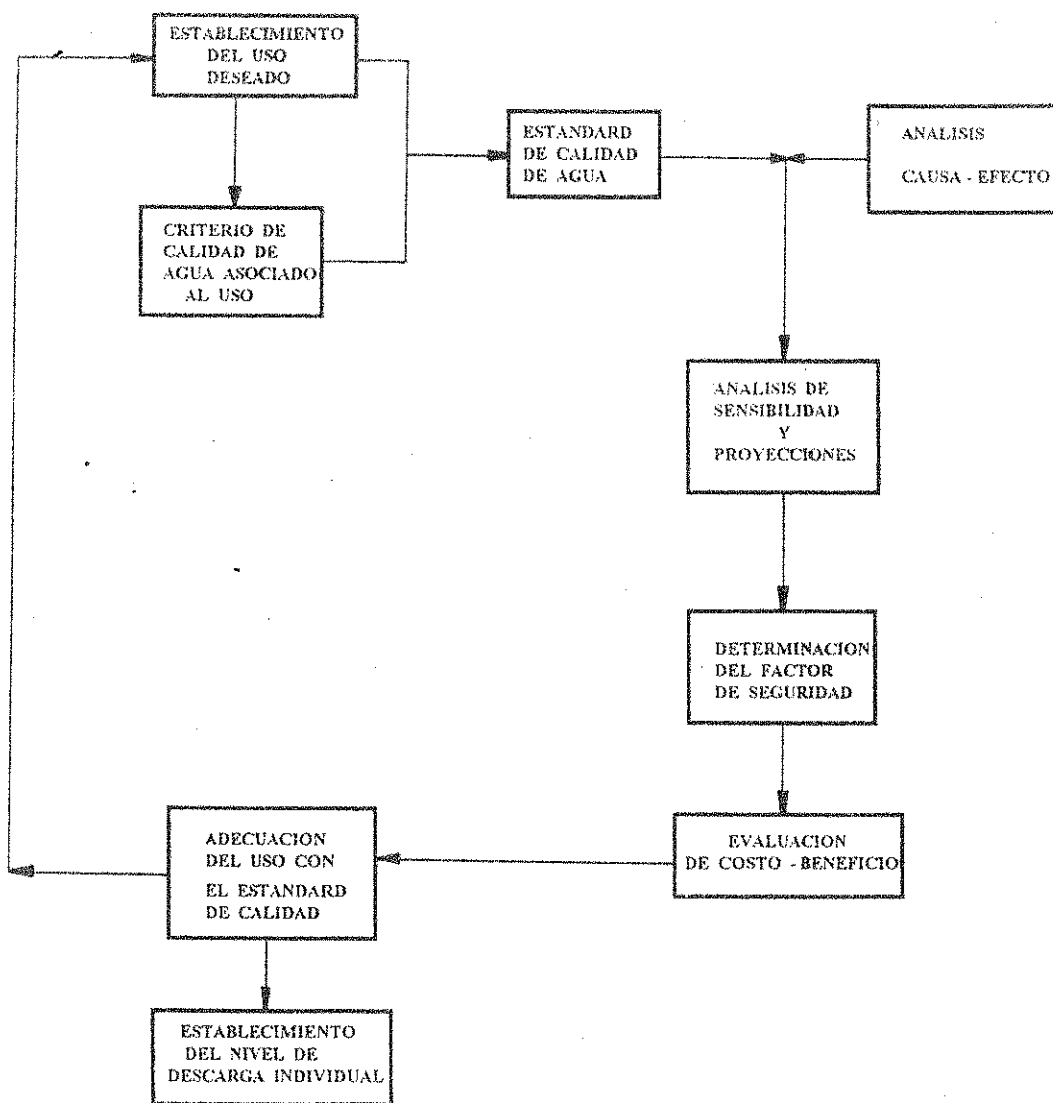


Figura 6.1.3

Secuencia de análisis para establecer el nivel de descarga al curso receptor

Contaminantes análogos pueden estar asociados a descargas distribuidas. Queda claro que la diferencia fundamental entre los tipos principales de descarga está asociado al origen difuso de una de ellas, no pudiendo relacionarse con un origen localizado específico. Por ejemplo, una descarga distribuida puede entrar a un río o a un lago por escorrentía superficial, como en el caso de agricultura, o a través de la superficie de la tierra o el agua, así como también puede provenir de un aporte atmosférico.

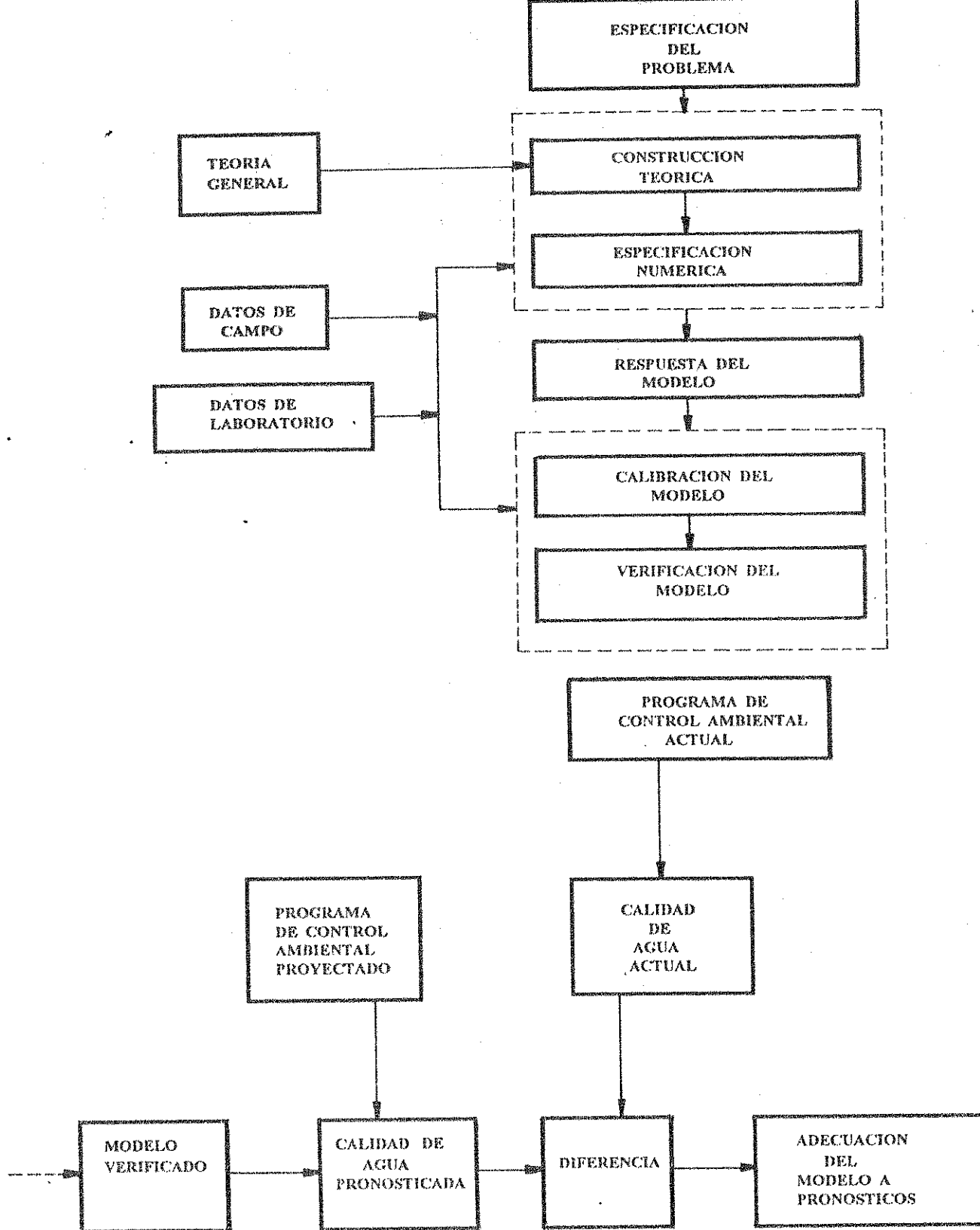


Figura 6.1.4

Principales componentes de la secuencia de desarrollo y aplicación de un modelo matemático

La escorrentía urbana puede llegar al recurso hídrico a través de una cantidad grande de pequeños desagües o por medio de un gran conducto de desagüe general. Otras fuentes de contaminación distribuida pueden ser la infiltración de aguas subterráneas, drenaje de actividad minera, o lixiviado de rellenos de disposición de residuos sólidos.

En forma adicional, algunas descargas distribuidas tienden a ser transitorias, como puede ser el efecto de la lluvia para la agricultura y el drenaje urbano. Otras, como el lixiviado de residuos sólidos, tienden a ser mas o menos constantes.

6.1.2.5.- Evaluación de una Descarga Puntual

La expresión para evaluar la descarga de una fuente continua sería:

$$W(t) = Q(t) * c(t) \quad (1)$$

Donde:

$W(t)$ = flujo másico, (masa/tiempo)

$Q(t)$ = caudal, (volumen/tiempo)

$c(t)$ = concentración, (masa/volumen)

En el problema 6.1.1 que se vera más adelante, se presenta el cálculo de una descarga continua de nitrógeno y se compara el resultado con otra de tipo intermitente. Debe tenerse en cuenta que los efluentes de las plantas de tratamiento pueden variar significativamente con el transcurso del tiempo. Por ello, a pesar de que se emplean valores medios de las descargas, debe considerarse la variación temporal de las mismas. En las figuras 6.1.5.a y 6.1.5.b se puede ver un ejemplo de las variaciones diarias de caudales y concentraciones en descargas a un río o canal.

En cuerpos receptores muy influenciados por las descargas, una variación en las mismas se verá reflejada en ellos. En la figura 6.1.5.c, se ve la variación del efluente de una planta de tratamiento. Allí puede apreciarse una oscilación cada siete días que define la periodicidad en la descarga. Por último, en la figura 6.1.5.d se muestra la variación del efluente de una planta de tratamiento que sufre un aumento estacional a fin del verano, debiéndose ésto a la entrada en operación de una planta envasadora de alimentos.

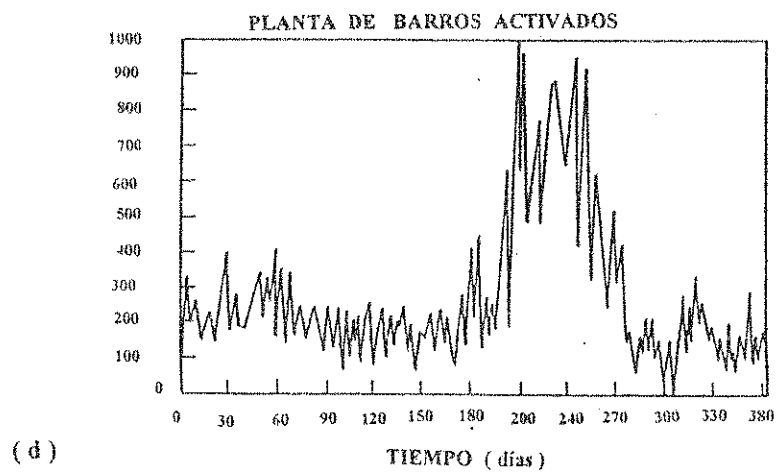
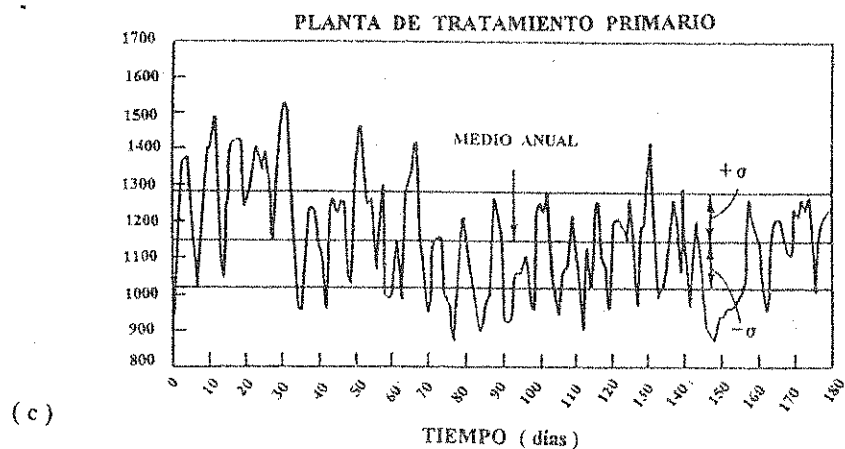
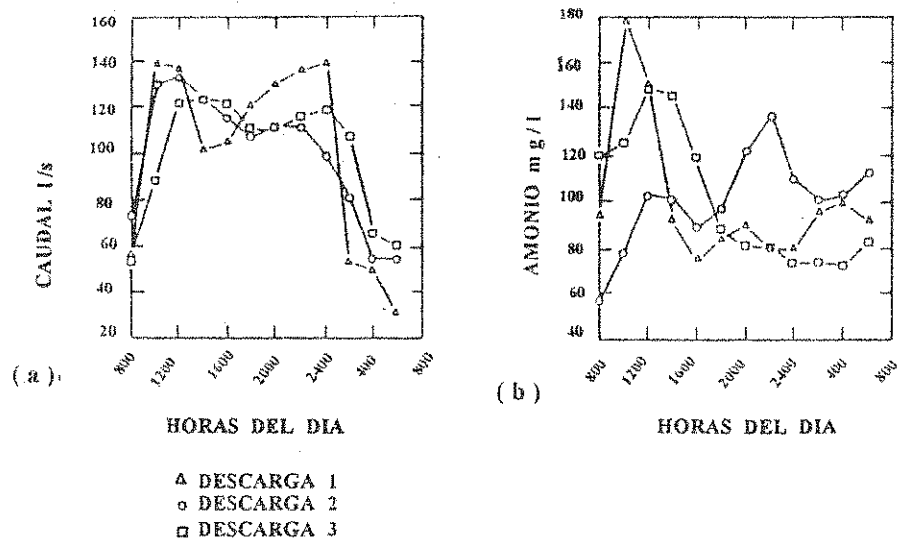


Figura 6.1.5

Ejemplo de variación en el tiempo de algunas descargas

6.1.2.6.- Evaluación de la Descarga de un Tributario

Para el caso de cursos receptores, puede disponerse de valores de caudal en forma mas o menos continua pero no sucede lo mismo con los valores de concentración. De esta forma, si la ecuación (1) (ver 6.1.2.5) se aplica sólo en aquellos momentos donde se dispone de valores de ambos parámetros, pueden cometerse errores por exceso o por defecto. Se hace necesario emplear algún método que permita estimar la carga promedio.

Una forma es graficar los datos de la concentración (c), en función del caudal (Q), empleando logaritmos de las variables (en gráfico bilogarítmico) y determinar la correlación entre ellos. La forma propuesta es la siguiente:

$$c = a * Q^b \quad (2)$$

Donde:

c = Concentración promedio estimada (mg/l)

Q = Caudal (m³/s)

Como puede verse en la figura 6.1.6, la relación variará de acuerdo al caudal. Para este caso, se aprecia que la dispersión es grande y la estimación final requiere de una dosis de experiencia en tales problemas. El Problema 6.1.2, muestra una aplicación práctica.

6.1.2.7.- Evaluación de Descargas Intermitentes

La descarga de una fuente intermitente depende de muchos factores que pueden influenciar el caudal y la concentración. Para alcantarillados combinados, por ejemplo, pueden estimarse varias formas de descargas:

- 1.- Descarga promedio anual, (equivalente a una descarga continua).
- 2.- Descarga promedio por evento de escorrentía.
- 3.- Distribución de la descarga dentro de un evento de escorrentía.

En la figura 6.1.7, se aprecian las características de distintos efectos asociados a eventos intermitentes. Los datos de lluvia se encuentran usualmente en forma de valores horarios o diarios, siendo de importancia ciertas magnitudes valores como el volumen de precipitación, la duración y el intervalo entre eventos.

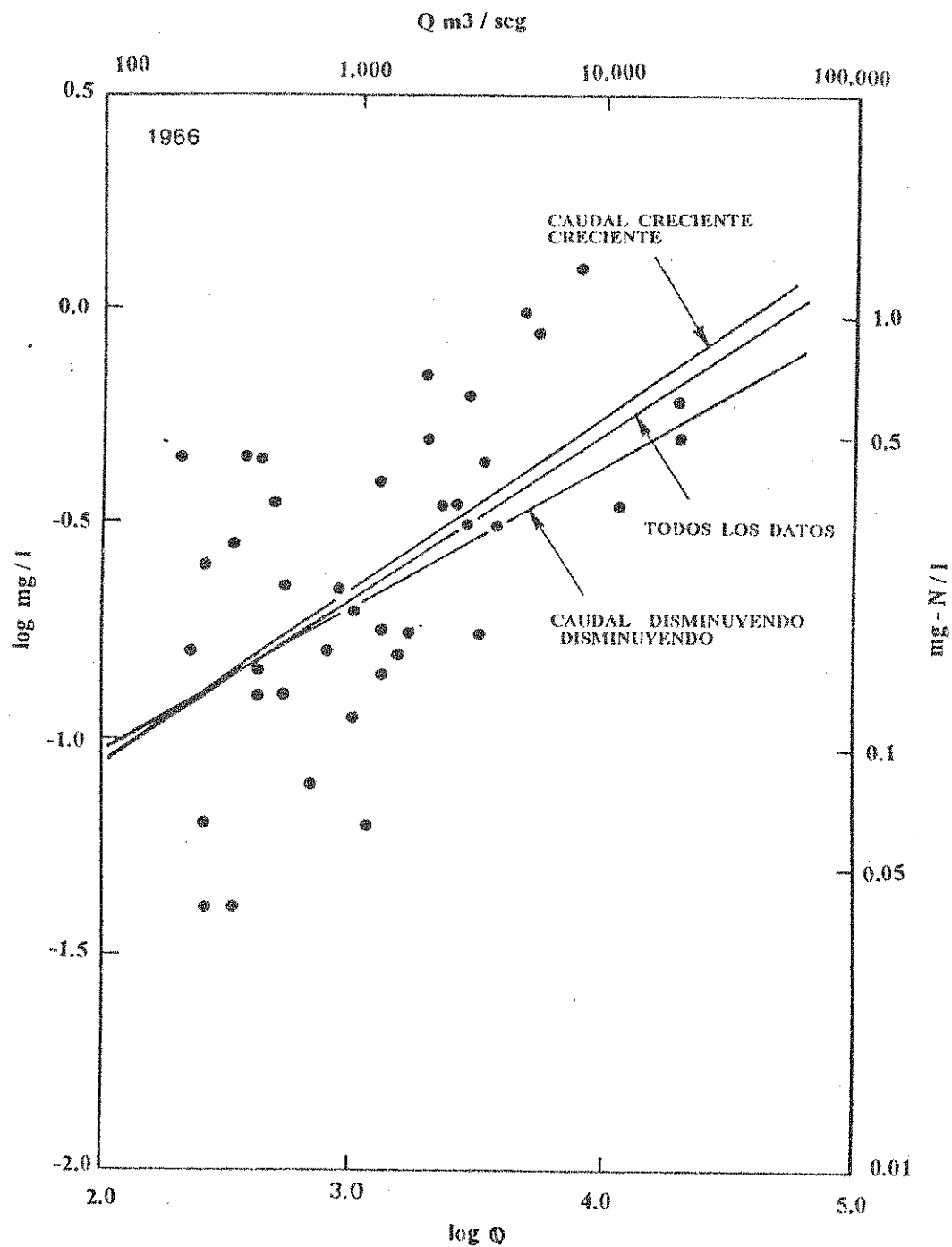


Figura 6.1.6

Relación log-log de nitrito+nitrato como N Vs caudal del río

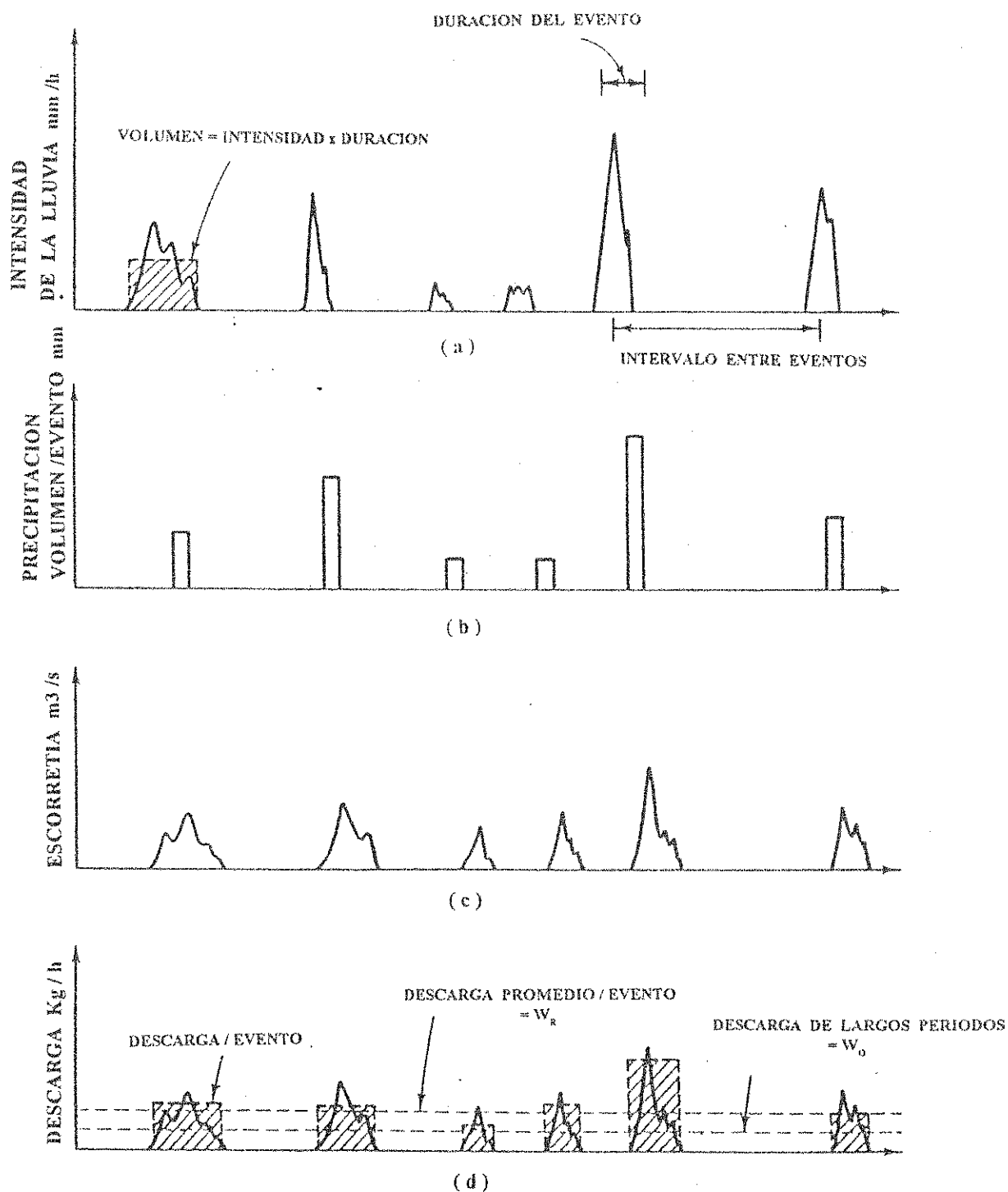


Figura 6.1.7.

Variabilidad de eventos de escorrentia intermitentes

Se han desarrollado procedimientos estadísticos que permiten hacer una estimación de la carga media y los valores máximos de carga con una cierta probabilidad. Para nuestro caso, la discusión estará restringida a estimar la descarga promedio por evento y la carga continua equivalente.

La estimación más sencilla del caudal de escorrentía, (Q_r), está dada por :

$$Q_r = C * I * A \quad (3)$$

Donde:

Q_r = Caudal de escorrentía ($\text{long}^3/\text{tiempo}$)

C = coeficiente de escurrimiento superficial.

I = intensidad ($\text{long}/\text{tiempo}$)

A = area ($\text{long} * \text{long}$)

Luego, la descarga asociada a Q_r estará dada por:

$$W_r = c * Q_r \quad (4)$$

Donde:

c = concentración

Q_r = caudal promedio durante el evento.

La descarga promedio de largos períodos de tiempo puede ser calculada mediante la expresión:

$$W_a = \frac{W_r * D}{\delta} \quad (5)$$

Donde:

W_a = descarga promedio en largos períodos

D = duración de la tormenta (horas)

δ = tiempo entre tormentas (horas)

PROBLEMA Nº 6.1.1

Una ciudad con descargas de alcantarillado combinados tiene una superficie de $38,85 \text{ km}^2$. La lluvia se sucede durante este período del año cada 77 hs. como promedio (δ), con una intensidad (I) de $1,4 \text{ mm/h}$ y una duración (D) de

6,5 h. La permeabilidad de la ciudad es tal que el escurrimiento superficial (C) es 0,6 y la concentración de nitrógeno total en el escurrimiento superficial (cr) es de 9 mg/l. La planta de tratamiento de la ciudad descarga un caudal (Q) de 75.700 m³ /d con una concentración de nitrógeno total (c) de 40 mg/l. El 20 % en promedio del escurrimiento superficial va a la planta.

Pregunta: Comparar la descarga del alcantarillado combinado con la de la planta de tratamiento.

1 - Descarga de la planta de tratamiento (W)

$$W = Q \text{ (m}^3\text{/d)} * c \text{ (mg/l)} \quad (1)$$

$$W = 75.700 * 40 * 10^{-3} = 3.028 \text{ Kg NT/d}$$

2 - Descarga del escurrimiento superficial (Wr)

$$Q_r = C * I \text{ (mm/h)} * A \text{ (Km}^2\text{)} \quad (3)$$

$$Q_r = 0,6 * 1,4 * 38,85 * 24 * 10^3 = 783.216 \text{ m}^3\text{/d}$$

El 20% de Q_r va a la planta de tratamiento

$$Q_r = 783.216 * 0.8 = 626.573 \text{ m}^3\text{/d}$$

$$W_r = Q_r \text{ (m}^3\text{/d)} * c_r \text{ (mg/l)} \quad (4)$$

$$W_r = 626.573 * 9 * 10^{-3} = 5.639 \text{ Kg/d}$$

3 - Comparación del período húmedo y seco.

La descarga promedio se expresa:

$$W_a = W_r \text{ (kg/d)} * D \text{ (h)} / \delta \text{ (h)}$$

$$W_a = 5.639 * 6,5 / 77 = 476 \text{ Kg/d} \quad (5)$$

Conclusiones: En los períodos de lluvia, la descarga de nitrógeno total del alcantarillado combinado es casi el doble de la que corresponde a la planta de tratamiento. Sin embargo, promediando los períodos húmedos y secos, la descarga del alcantarillado es sólo el 15% de la descarga de la planta de tratamiento.

PROBLEMA N° 6.1.2

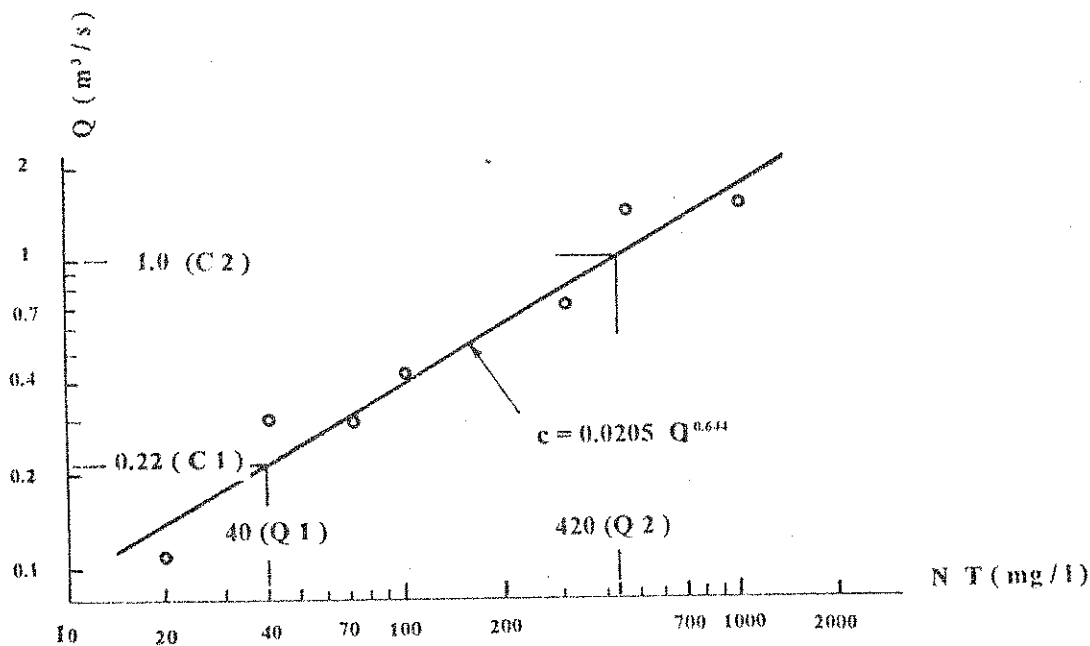
Se obtuvieron promedios diarios de caudal (Q) en un tributario, conjuntamente con las determinaciones analíticas de nitrógeno total (NT). Los valores fueron:

Q (m ³ /s)	20	40	70	100	300	440	1000
NT(mg/l)	0,11	0,30	0,30	0,42	0,70	1,40	1,50

Pregunta: Estimar la descarga promedio (\bar{Q}) de NT del tributario durante un período de 10 días, cuando los caudales promedio diarios son : 300, 280, 600, 400, 500, 800, 620, 360, 200 y 80 m³/s.

1 - Correlación Q - NT

$$c = a * Q^b \quad (2)$$



Una vez graficados los valores y trazada la línea de mejor ajuste entre ellos, calcularemos el exponente y coeficiente respectivos. Para valores de c y Q de (0,22 ; 40) y (1,0 ; 420) se tiene :

$$b = \frac{\ln (c_1/c_2)}{\ln (Q_1/Q_2)} = \frac{\ln (0,22/1,0)}{\ln (40/420)} = 0,644$$

$$a = \frac{c_1}{Q^b} = \frac{0,22}{40^{0,644}} = 0,0205$$

La concentración promedio podrá estimarse entonces mediante:

$$c \text{ (mg/l)} = 0,0205 * Q^{0,644} \text{ (m}^3\text{/s)}$$

2 - Descarga diaria de NT (W)

Día	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Q(m ³ /s)	300	280	600	400	500	800	620	360	200	80
c(mg/l)	0,81	0,77	1,26	0,97	1,12	1,52	1,29	0,91	0,62	0,34
W(10 ³ kg/d)	21,0	18,6	65,3	33,5	48,4	105	69,1	28,3	10,7	2,30

$$\bar{W} = \Sigma \frac{W}{n} = \frac{402,2}{10} * 10^3 = 40.220 \text{ KgNT/d}$$

PROBLEMA Nº 6.1.3

La escorrentía de un área agrícola de 259 Km² drena a un punto de un río donde está ubicada una población de 100.000 habitantes. El pueblo tiene una superficie de 25,9 Km² y su sistema de alcantarillado es separado. La planta de tratamiento de efluentes descarga inmediatamente después de la ciudad. La precipitación anual es de 76,2 cm, de la cual el 30% drena del área agrícola y el 50% de la ciudad.

Pregunta: Comparar las contribuciones de la atmósfera, agricultura y el área urbana a los valores promedios anuales de caudal, DBO₅ y plomo en el río. Se desprecian los mecanismos de decaimiento.

Datos:

Atmosf.	Agricul.	Escorren.	Planta tratamiento Entrada frac.res.	
Caudal 1,00	-	30% precip.	50% precip.	473 l/hab.d
DBO ₅ 0,15	-	7 Kg/Km ² *d	27 mg/l	180 mg/l
Pb 0,05	228 Kg/Km ² *d (valor frecuente)		280 ug/l	22 ug/l

Caudal

$$\begin{aligned}\text{Agrícola} &= 1/31,1 * 259 \text{ Km}^2 * 762 \text{ mm/año} * 0,3 * 10^{-3} = \\ &= 1,90 \text{ m}^3/\text{s}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Urbana} &= 25,9 \text{ Km}^2 * 762 \text{ mm/año} * 0,5 * 3 * 10^{-3} = \\ &= 0,3 \text{ m}^3/\text{s}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Pta. Tratam} &= 100.000 \text{ hab} * 473 \text{ l/hab.d} * 86,4 * 10^{-6} = \\ &= 0,55 \text{ m}^3/\text{s}\end{aligned}$$

DBO

$$\begin{aligned}\text{Agrícola} \quad W &= 259 \text{ Km}^2 * 7 \text{ Kg/Km}^2 \text{ d} = \\ &= 1813 \text{ Kg/d}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Urbano} \quad W &= 0,3 \text{ m}^3/\text{s} * 27 \text{ mg/l} * 86,4 = \\ &= 699,8 \text{ Kg/d}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Pta. Tratam} \quad W &= 0,55 \text{ m}^3/\text{s} * 180 \text{ mg/l} * 0,15 * 86,4 = \\ &= 1283 \text{ Kg/d}\end{aligned}$$

Plomo

$$\begin{aligned}\text{Atmósfera} \quad W &= 228 \text{ g/Km}^2 \cdot \text{d} * 259 \text{ Km}^2 * 0,05 * 10^3 = \\ &= 2,95 \text{ Kg/d}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Urbano} \quad W &= 0,3 \text{ m}^3/\text{s} * 280 \text{ } \mu\text{g/l} * 86,4 * 10^{-3} = \\ &= 7,26 \text{ Kg/d}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Pta. Tratam} \quad W &= 0,55 \text{ m}^3/\text{s} * 22 \text{ } \mu\text{g/l} * 0,05 * 86,4 * 10^{-3} = \\ &= 0,05 \text{ Kg/d}\end{aligned}$$

Resumen de contribuciones anuales al río

	Q(m ³ /s)	DBO ₅ (Kg/d)	Pb (Kg/d)
Atmósfera	-	-	2,95
Agrícola	1,88	1813	-
Urbana	0,30	699,8	7,26
Pta. Tratam.	0,55	1283	0,05
TOTAL	2,73	3795,8	10,26

6.1.2.8.- Reacciones en el Cuerpo Receptor

Hasta ahora, hemos visto el tipo de descargas contaminantes que puede recibir un cuerpo de agua y como evaluarlas. En este punto nos referiremos al comportamiento del sistema receptor frente a esas descargas.

Cuando se produce el vuelco de un residuo en un ambiente acuático natural, tienen lugar una serie de procesos físicos, químicos y biológicos. Los efectos que produce un vuelco determinado dependen de la naturaleza y el estado del residuo y de la condición biofísica del cuerpo receptor.

El desecho vertido puede ser de origen orgánico o inorgánico y puede existir en forma disuelta, coloidal o suspendida. La condición biofísica del cuerpo receptor está dada por la biota planctónica y béntica, como así también por las características geomorfológicas y geofísicas de la cuenca de drenaje y el cauce mismo.

Los procesos más importantes que tienen lugar en el curso receptor son: reaeración atmosférica, oxidación biológica de la materia orgánica, demanda de oxígeno del material sedimentado sin degradar (demanda béntica), la aereación por fotosíntesis, respiración de algas y la mortalidad de bacterias. A continuación se describen las características de cada uno de estos fenómenos y la forma de evaluarlos.

A.- Reaeración Atmosférica

El oxígeno atmosférico es soluble en agua hasta un valor máximo denominado concentración de saturación (C_s). La concentración de saturación es la cantidad máxima de oxígeno que puede estar disuelta en equilibrio con la presión parcial de oxígeno en la atmósfera. Por su parte, la presión parcial está determinada por el porcentaje en volumen de oxígeno en la atmósfera en contacto con el agua, aproximadamente el 21%, y depende de la temperatura, la presión barométrica y el grado de vapor de saturación. La solubilidad del oxígeno en agua también se ve afectada por la concentración salina. En la figura 6.1.8 se observa la variación del oxígeno disuelto (OD) con la temperatura y la salinidad.

El oxígeno puede ser removido o agregado a la fase líquida por diferentes procesos físicos, químicos o biológicos. En la figura 6.1.9 se puede ver la evolución de OD en distintas situaciones. Al principio la concentración de OD se encuentra en equilibrio en el valor de saturación, hasta que, como consecuencia de una descarga biodegradable, se produce un consumo que hace que la concentración disminuya por debajo de C_s . Se produce entonces, un flujo desde la atmósfera hacia la fase líquida, hasta suplir este desfase.

En otra situación que puede ser, por ejemplo, el paso del curso de agua por una zona de rápidos con gran turbulencia, la concentración de OD alcanza valores superiores a C_s . En este caso, el flujo de gas tiene lugar desde la fase líquida hacia la atmósfera, hasta llegar nuevamente al valor C_s .

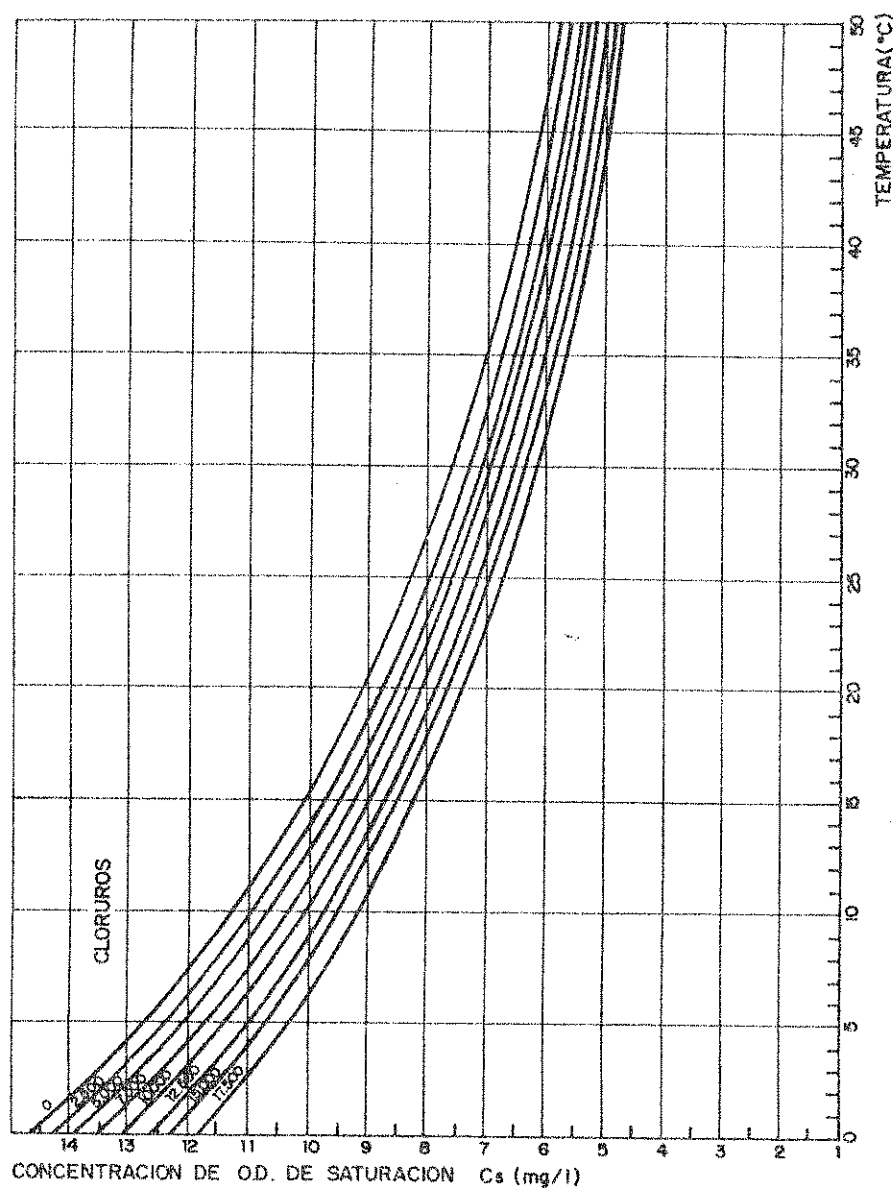


Figura 6.1.8

Curvas de saturación de oxígeno disuelto (OD) en el agua

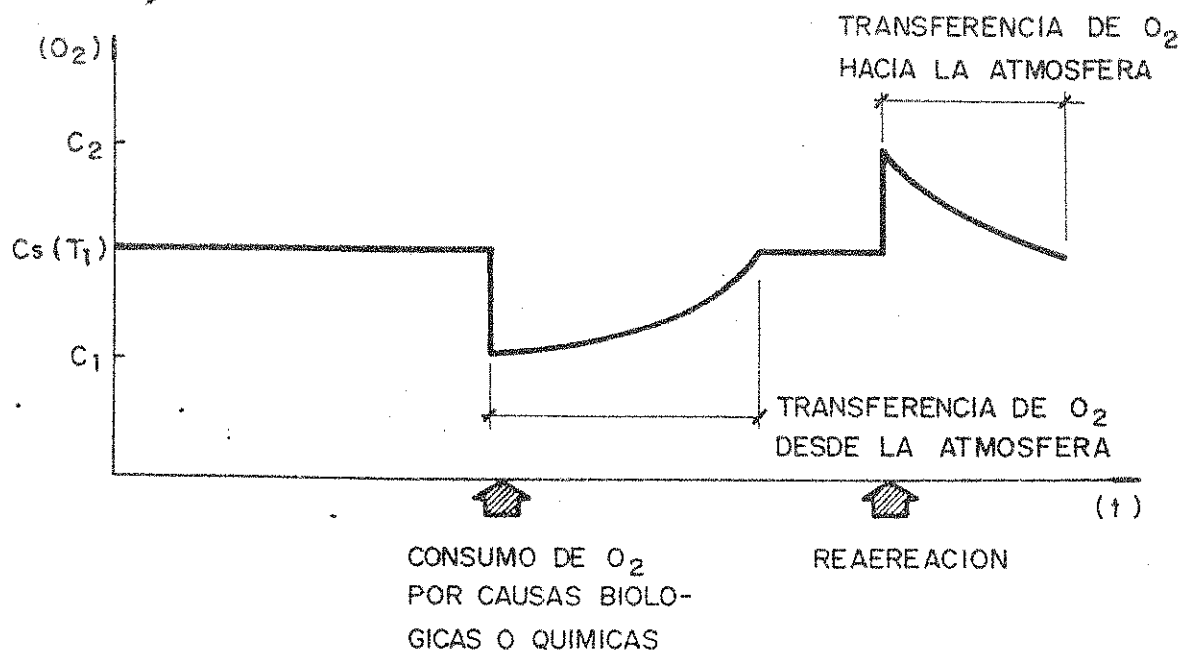


Figura 6.1.9

Evolución del oxígeno disuelto en un cuerpo receptor para distintas situaciones

La velocidad de transferencia por unidad de área es proporcional a la fuerza impulsora y se expresa:

$$\frac{dC}{dt} = \frac{K_L * A * (C_S - C)}{V} = K_a * (C_S - C) \quad (6)$$

Donde:

C_S = Concentración de saturación de OD .

C = Concentración de OD en el cuerpo de agua.

K_L = Coeficiente de transferencia de oxígeno.

A = Área a través de la cual se produce la transferencia.

V = Volumen de la columna líquida.

Para la condición inicial $t = 0$ y $C = C_0$, la ecuación anterior queda:

$$(C_s - C) = (C_s - C_0) * e^{-K_a * t} \quad (7)$$

Para:

$$K_a = (K_L * A) / V \quad (8)$$

Donde:

K_a = coeficiente de reaeración volumétrica (d^{-1})

Si lo expresamos en términos de déficit de oxígeno disuelto (D):

$$D = (C_s - C) \quad (9)$$

$$D = D_0 * e^{-K_a * t} \quad (10)$$

Esta expresión indica que el déficit de oxígeno al tiempo t es proporcional al déficit inicial (D_0) y a K_a .

- Cálculo del coeficiente de transferencia de oxígeno (K_L)

Se han propuesto varias expresiones matemáticas para definir el coeficiente de transferencia de oxígeno y la velocidad de renovación superficial. Danckwerts, desarrolló la siguiente expresión:

$$K_L = (D_L * r)^{1/2} \quad (11)$$

Donde:

D_L = Difusividad del oxígeno en agua, ($0,209 * 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$)

r = velocidad de renovación superficial de partículas entre la superficie y la masa líquida, (s^{-1})

Para aguas superficiales, la velocidad de renovación superficial de partículas, (r), puede aproximarse a la relación entre velocidad v y profundidad H .

$$r \approx v/H \quad (12)$$

Luego:

$$K_L = (D_L * v/H)^{1/2} \quad (13)$$

A fin de evaluar K_a , que es el coeficiente empleado en los cálculos prácticos, se han desarrollado una serie de expresiones. Una de las más conocidas es la fórmula de O'Connor:

$$K_a = \frac{(D_L * v)^{1/2}}{H^{3/2}} \quad (14)$$

Donde:

K_a = Coeficiente de reaereación (d^{-1})

v = velocidad (m/s)

H = Profundidad (m)

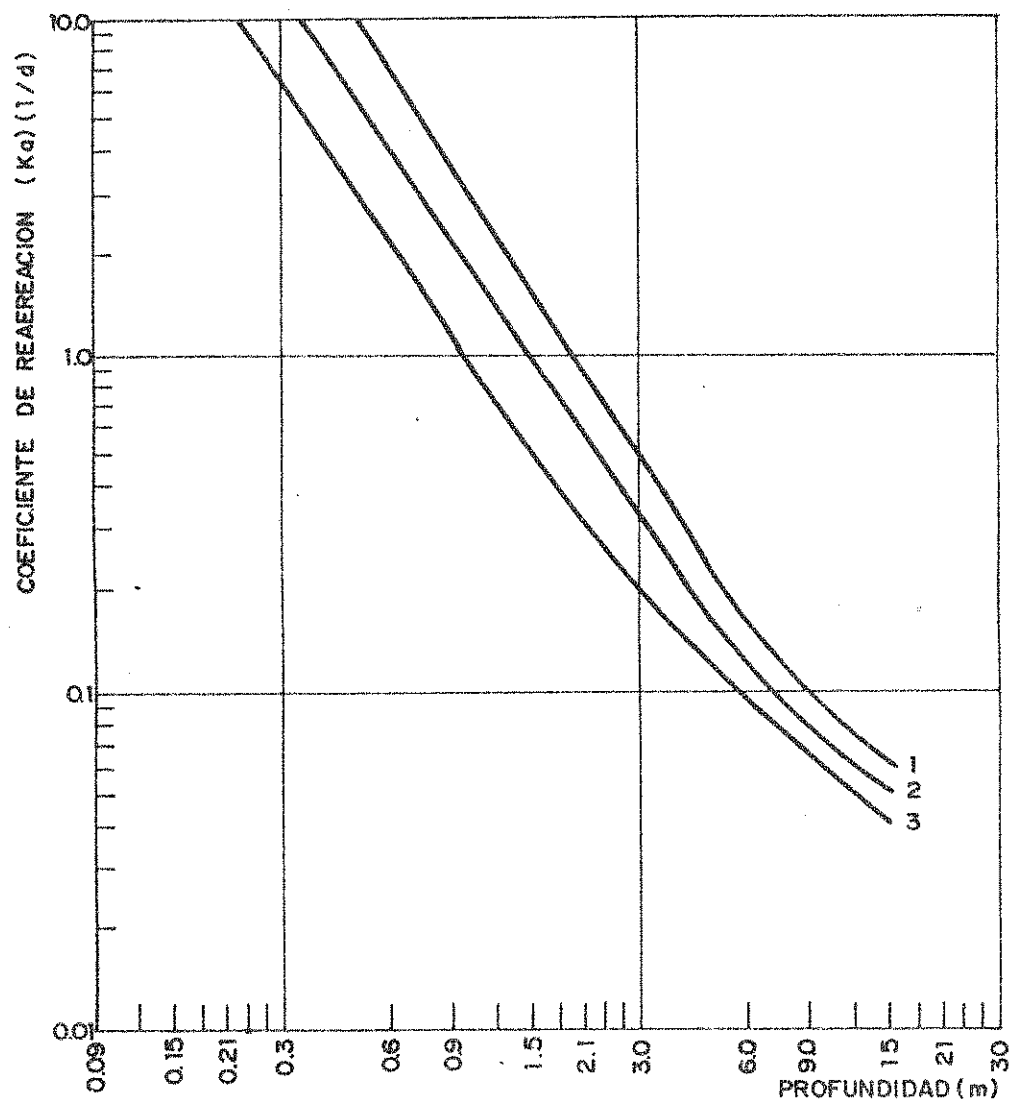
Otros investigadores han desarrollado fórmulas para determinar K_a , las cuales se aplican a cursos de agua de distintas profundidades y velocidades medias:

PROFUNDIDAD (m)	VELOCIDAD (m/s)	K_a (d^{-1})	REFERENCIA
0,09 - 0,6	0,03 - 1,8	$\frac{6,63 * v^{0,67}}{H^{1,85}}$	Owens (15)
0,6 - 15	0,6 - 1,8	$\frac{3,54 * v^{0,97}}{H^{1,67}}$	Churchill (16)
0,6 - 15	0,03 - 0,5	$\frac{4 * v^{0,5}}{H^{1,5}}$	O'Connor (17)

En la figura 6.1.10 se presenta un gráfico que permite realizar estimaciones rápidas de K_a en función de la profundidad y la velocidad del curso. Se puede trabajar con valores de v y H medios o puntuales de acuerdo con el tipo de K_a que se desee calcular.

B.- Oxidación Biológica de la Materia Orgánica

La estabilización biológica de la materia orgánica volcada a un cuerpo receptor provoca el consumo parcial o total de oxígeno disuelto en él. Este fenómeno se conoce como demanda bioquímica de oxígeno (DBO). La DBO de un determinado vuelco se define como la cantidad de oxígeno requerida para estabilizar la materia orgánica presente en él en condiciones estándar. El proceso de oxidación se lleva a cabo en dos etapas: estabilización de materia carbonácea y oxidación de materia nitrogenada.



REFERENCIAS

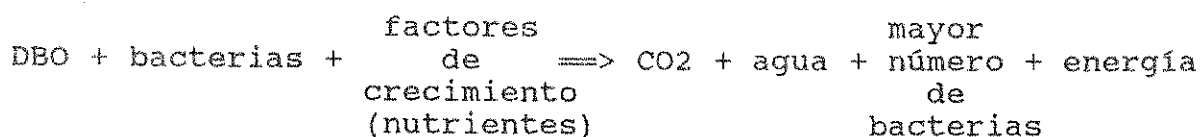
- 1- Rápido 1.0 - 2.0 pies/seg
- 2- Moderado 0.5 - 1.0 pies/seg
- 3- Lento 0.1 - 0.5 pies/seg

Figura 6.1.10

Coeficiente de reaeración (K_a) en función de la profundidad

La primera etapa es llevada a cabo por organismos saprófitos, es decir aquellos que toman energía de la ruptura de los compuestos orgánicos. La segunda fase es desarrollada por bacterias autotróficas, que utilizan compuestos inorgánicos simples en su metabolismo. Cada etapa se caracteriza por dos fases: síntesis y respiración.

Resumiendo, la reacción de la DBO en un cuerpo receptor puede representarse esquemáticamente como:



Se debe establecer una diferencia entre la demanda bioquímica de oxígeno debida a los compuestos de carbono, (DBO_C), y aquella debida a los compuestos de nitrógeno, (DBO_N). Usualmente, se satisface primero la etapa carbonácea, existiendo un retardo en el desarrollo de las bacterias nitrificantes. El retardo puede variar desde dos días para aguas residuales con alto nivel de tratamiento previo, hasta diez días para el caso de efluentes líquidos puros. En la figura 6.1.11 se representa el comportamiento de la DBO_C y la DBO_N . La figura 6.1.12 muestra como pueden variar DBO_C y DBO_N de acuerdo con el tipo de descarga al cuerpo receptor.

La suma de la DBO_C y DBO_N da como resultado la demanda biológica de oxígeno última (DBO_U):

$$\text{DBO}_U = \text{DBO}_C + \text{DBO}_N$$

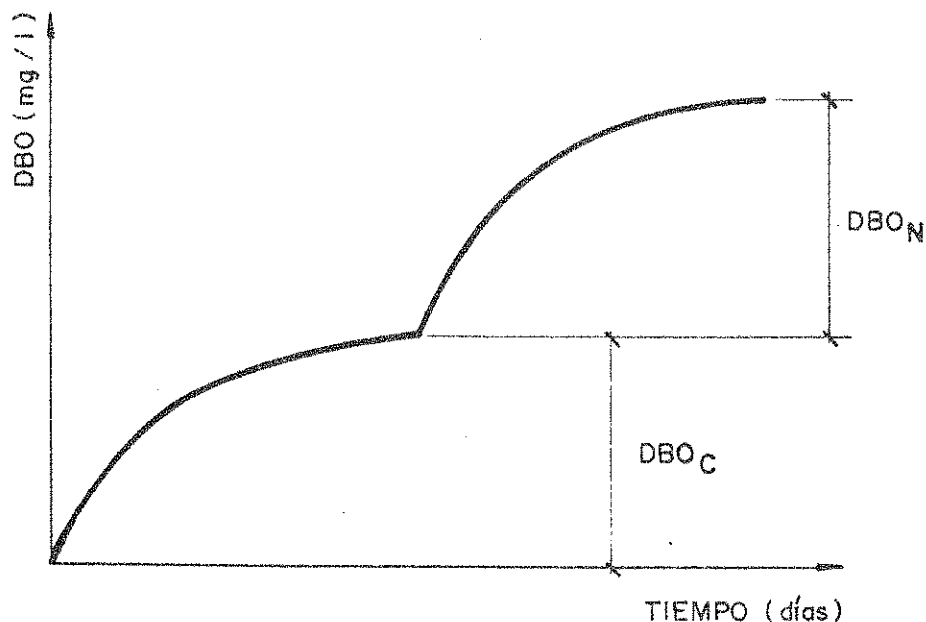


Figura 6.1.11

Representación del comportamiento de la demanda bioquímica de oxígeno carbonácea (DBO_C) y nitrogenada (DBO_N)

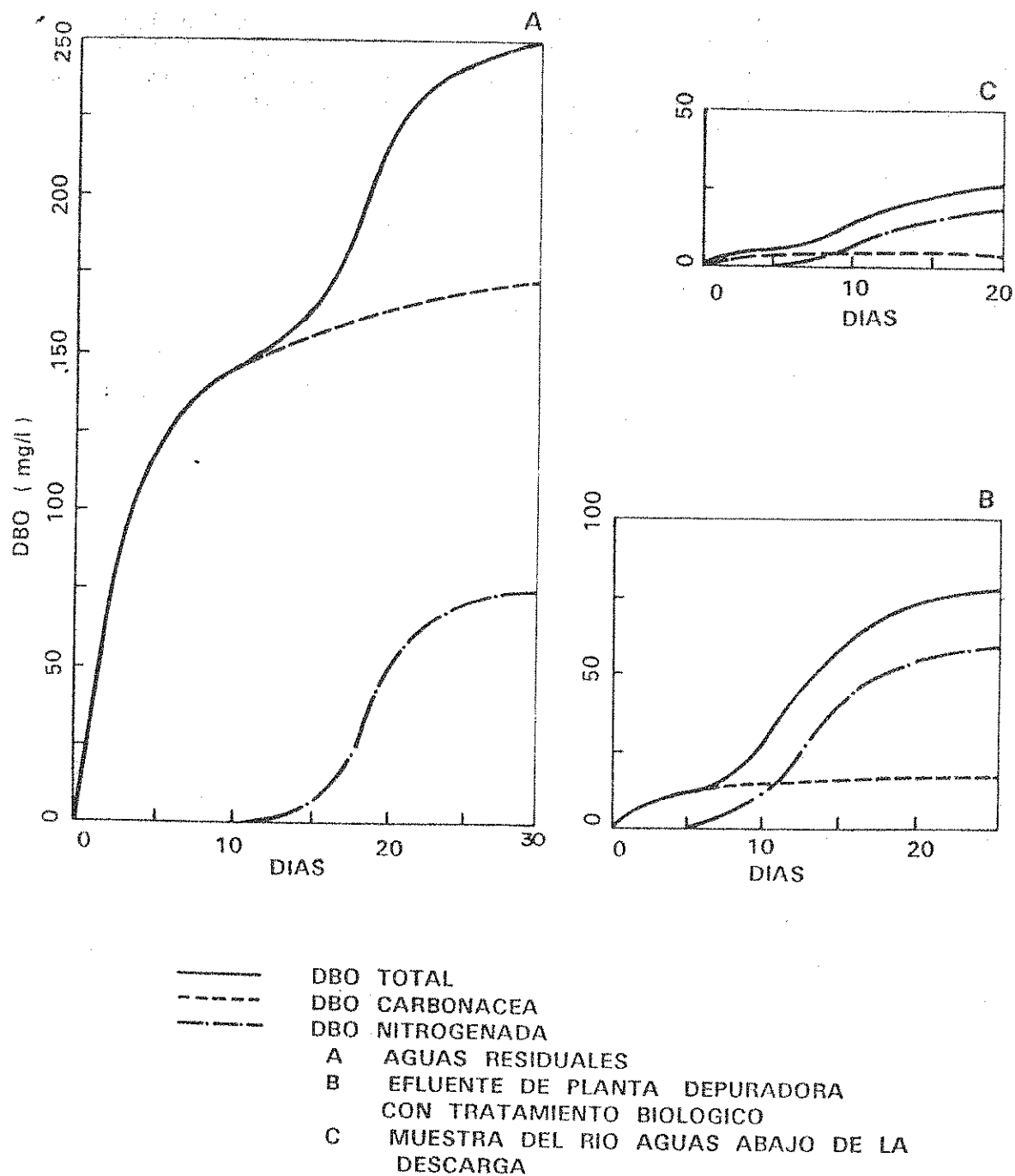


Figura 6.1.12

Variación de la DBO carbonacea (DBOc) y nitrogenada (DBOn) para distintos tipos de agua

B.1.- Demanda Bioquímica de Oxígeno Carbonácea (DBO_C)

La primera fase de la reacción de la DBO incluye la oxidación de la materia carbonácea. En la figura 6.1.13 se observa la evolución de la reacción evidenciada por los cambios en el contenido de materia orgánica, el número de bacterias y el consumo de oxígeno.

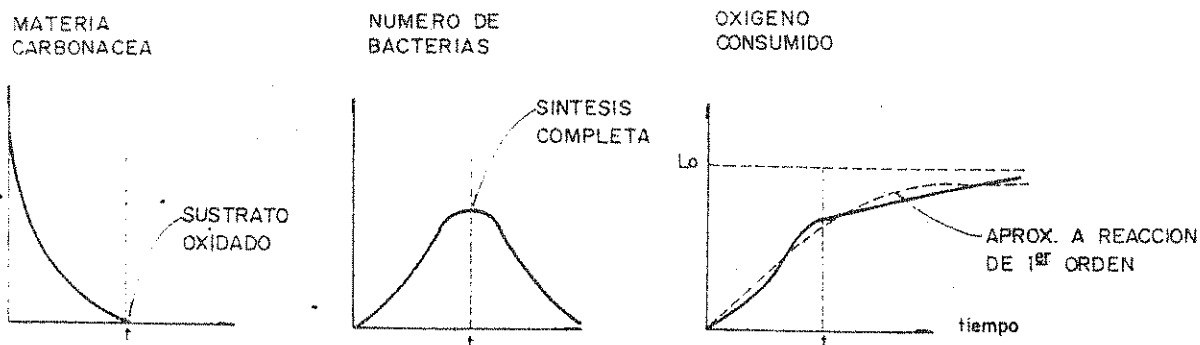


Figura 6.1.13

Primera fase de la DBO, oxidación de la materia carbonacea

La reacción se asemeja a una de primer orden. El oxígeno requerido y se aproxima a la asíntota o demanda última L_0 , y la velocidad de reacción K_1 es proporcional a la cantidad de oxígeno que demanda la materia orgánica para su oxidación:

$$dy / dt = K_1 * [L_0 - y] \quad (18)$$

Integrando:

$$y = L_0 [1 - e^{-K_1 * t}] \quad (19)$$

Donde:

y = Oxígeno consumido en el tiempo t .

L = Oxígeno necesario para oxidar la materia orgánica remanente.

L_0 = Cantidad total de oxígeno requerida para oxidar la materia orgánica presente al principio de la reacción o DBO_U.

t = Tiempo en días.

K_1 = Velocidad de reacción.

Sabemos que:

$$Y = L_0 - L \quad (20)$$

reemplazando en (19):

$$L = L_0 * e^{-K_1 * t} \quad (21)$$

o lo que es lo mismo:

$$DBO = DBO_U * e^{-K_1 * t} \quad (22)$$

Usualmente, el valor de DBO_C que se emplea es el que se obtiene luego de cinco días de incubación y se expresa como DBO_5 . La relación de la DBO_5 con la DBO_U , que es la que se ejerce en treinta días de incubación, depende del tipo de materia orgánica del cual se trate, pero en términos generales se establece como:

$$DBO_U = 1,5 * DBO_5 \quad (23)$$

Existen varios métodos para determinar el valor de la velocidad de reacción K . Fundamentalmente se determinan tres tipos de velocidades de reacción:

$$K_1 < K_d < K_r$$

Donde:

K_1 = Velocidad de reacción de laboratorio.

K_d = Velocidad de desoxigenación de campo.

K_r = Velocidad de reacción de campo.

El motivo por el cual K_r es mayor que K_d , es que K_r incluye el efecto de sedimentación de materia orgánica. A su vez, ambas son mayores que K_1 , debido a la diferencia de ambientes en los cuales se determinan. Nemerow (1974), presenta un análisis muy detallado de varios métodos para hallar los valores de las constantes de reacción; a continuación, se refieren brevemente algunos de ellos.

B.2.- Determinación de la Velocidad de Reacción por el Método de Laboratorio (K_1)

Para aplicar este método se deben realizar determinaciones diarias de DBO, desde el día uno hasta el día treinta. Sabemos que:

$$DBO(t) = DBO_U * e^{-K_1 * t}$$

$$[DBO_U - y(t)] = DBO_U * e^{-K_1 * t}$$

Donde:

DBO_U = DBO al tiempo $t = 30$ días (valor máximo de DBO)

$y(t)$ = consumo de oxígeno al tiempo t (DBO al día 1, 2, ..., 30)

Aplicando logaritmos a ambos miembros de la igualdad tenemos:

$$\ln[DBO_U - y(t)] = \ln DBO_U - K_1 * t$$

Representando los logaritmos en función del tiempo, tendremos un gráfico como el de la figura 6.1.14.

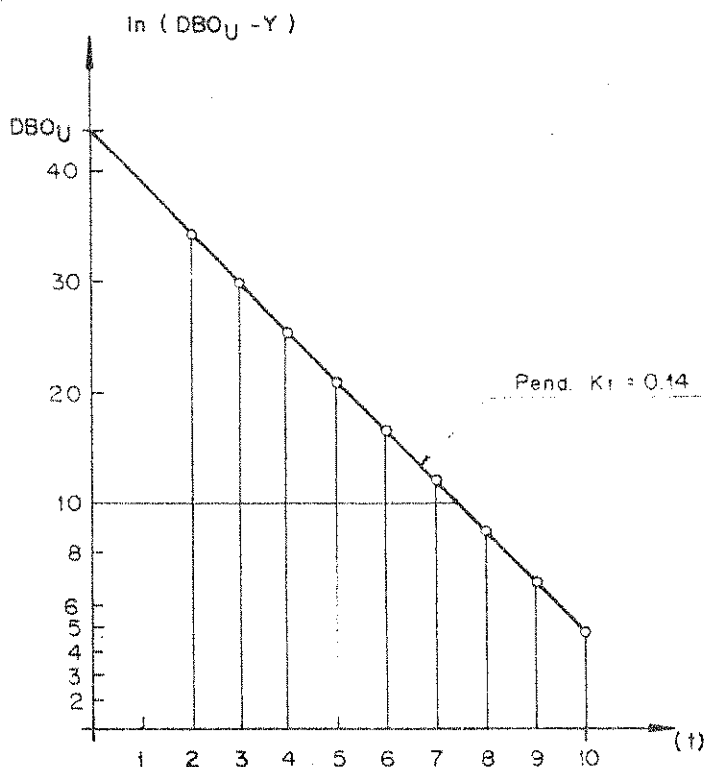


Figura 6.1.14

Determinación gráfica de la velocidad de reacción (K_1) y el valor máximo de DBO mediante el método de laboratorio

En este gráfico la pendiente corresponde al valor de K_1 y la ordenada al origen indica DBO_U .

B.3.- Determinación de la Velocidad de Reacción con Valores de Campo

En forma similar al método de laboratorio, cuando disponemos de datos de DBO en un curso receptor, podemos determinar Kr. Para ello tomamos como valor inicial, el valor de DBO medido en el punto de descarga (DBO₀), y medimos luego la DBO en distintos puntos aguas abajo. De la ecuación (22) tenemos:

$$DBO = DBO_0 * e^{-Kr*t}$$

si:
$$t = \frac{x \text{ (distancia)}}{v \text{ (velocidad)}}$$

entonces:

$$DBO = DBO_0 * e^{-Kr*x/v}$$

Graficando la DBO en escala logarítmica en función de la distancia a la descarga, tenemos la figura 6.1.15.

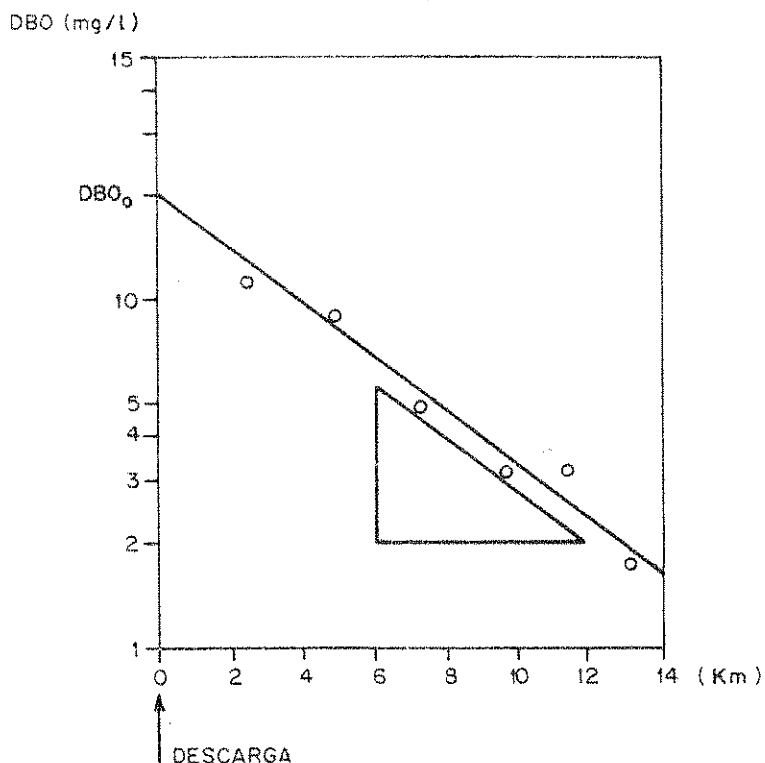


Figura 6.1.15

Determinación gráfica de la velocidad de reacción (Kr) con valores de campo y el valor máximo de DBO

La pendiente de la recta será:

$$-\frac{K_r}{v} = \text{pendiente} \quad \Rightarrow \quad K_r = - \text{pendiente} * v$$

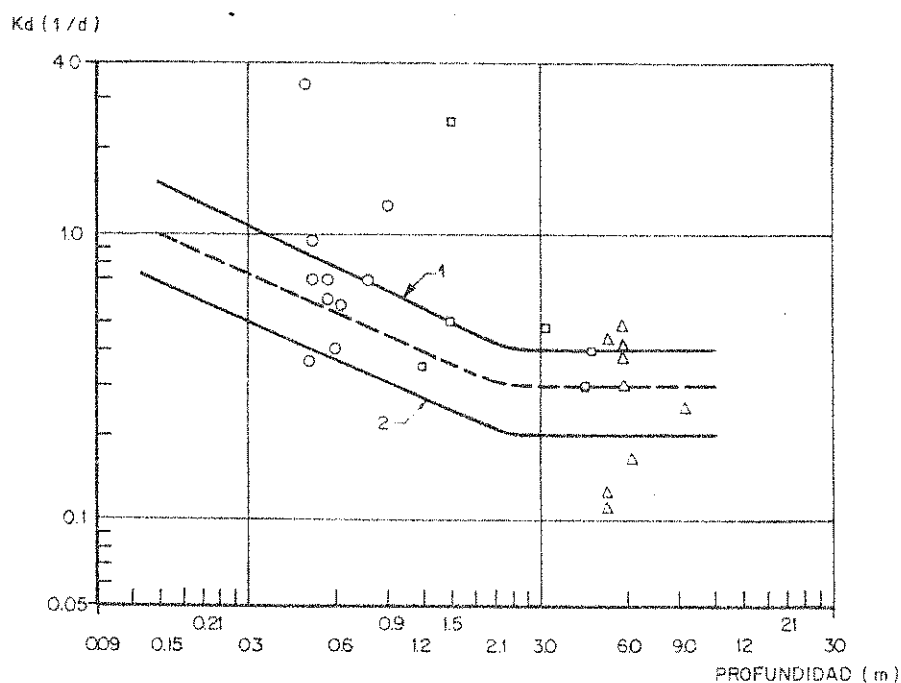
Por ejemplo:

$$v = 6 \text{ km/d}$$

$$\text{pendiente} = - 0,017 / \text{km}$$

$$K_r = 2,3 * 0,017/\text{Km} * 6 \text{ km/d} = 0,13 \text{ d}^{-1}$$

En la figura 6.1.16, se presenta un gráfico que permite aproximar K_d en función de la profundidad y el tipo de curso receptor. En el cuadro 6.1.4 se aprecian valores de K_r y K_d para distintos cursos receptores en U.S.A.



REFERENCIAS

- Cursos poco profundos (0.3 - 0.9 m)
- Cursos medios (0.9 - 4.5 m)
- △ Ríos profundos
- 1.- Estable, fondo rocosa, tratamiento moderado, algo de amoníaco
- 2.- Inestable, fondo arenoso afluyente con tratamiento que incluye nitrificación

Figura 6.1.16

Relación entre la profundidad del curso y la velocidad de desoxigenación de campo (K_d).

Cuadro 6.1.4

Coeficientes de desoxigenación para algunos rios de Estados Unidos, (Eckenfelder y O'Connor, 1961).

RIO	Caudal (m ³ /s)	Temp. (°C)	DBO ₅ (mg/l)	Kd (1/d)	Kr (1/d)
Elk	0,14	12	52	3,0	3,0
Hudson	16,74	22	13	0,15	1,7
Wabash	75,60	25	14	0,3	0,75
Willamette	102,60	22	--	0,2	1,0
Clinton	0,89	--	--	0,14	2,5

B.4.- Demanda Bioquímica de Oxígeno Nitrogenada (DBO_N)

La etapa nitrogenada de la DBO, incluye la conversión del nitrógeno orgánico a amoníaco y la subsecuente oxidación de este último. Muchos efluentes contienen nitrógeno orgánico como urea, conjuntamente con amoníaco. El primero es hidrolizado a amoníaco en condiciones aeróbicas o anaeróbicas, sin el uso de oxígeno. Luego es oxidado a nitrito y nitrato por las nitrosomonas y las nitrobacter respectivamente.

La reacción de nitrificación puede esquematizarse así:



En la figura 6.1.17, se aprecia el proceso de nitrificación. La magnitud de la DBO_N se puede calcular a partir de:

$$\text{DBO}_N = 4,57 (\text{N.org.} + \text{N-NH}_4^+) + 1,14 (\text{N-NO}_2^-) \quad (27)$$

Dado que, usualmente la concentración de nitritos es despreciable tenemos :

$$\text{DBO}_N = 4,57 * \text{NTK} \quad (28)$$

Donde:

NTK : nitrógeno total Kjeldahl

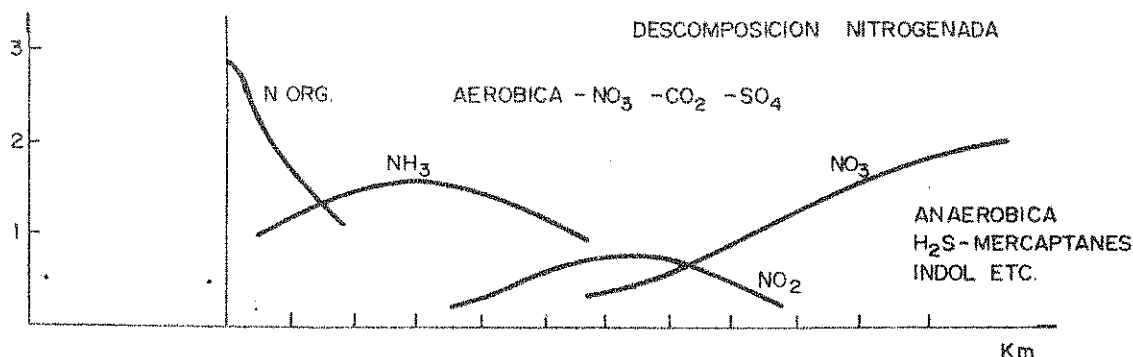


Figura 6.1.17

Proceso de nitrificación

En forma análoga a la expresión de DBO_C , el comportamiento de la DBO_N puede sintetizarse:

$$\frac{dDBO_N}{dt} = -Kn * DBO_N \quad (29)$$

$$DBO_N = DBO_{N0} * e^{-Kn.x/v} \quad (30)$$

Donde:

DBO_N = Demanda bioquímica de oxígeno nitrogenada al tiempo t

DBO_{N0} = Demanda bioquímica de oxígeno nitrogenado al tiempo $t = 0$

Kn = Velocidad de reacción (1/d)

Al igual que para el caso de DBO_C , tendremos valores de Kn y K_{rn} , de acuerdo al efecto de sedimentación. También se cumplirá que:

$$K_{rn} > Kn$$

Para el cálculo de K_{rn} y Kn , se puede operar en forma similar al método empleado antes en demanda bioquímica carbonácea para determinar K_r y K_d . Dado que en este caso también se asimilan a una reacción de primer orden, se grafican los valores de concentración en función del tiempo.

En la figura 6.1.18, se ve un gráfico de concentración versus tiempo para DBO_N . Se aprecia el cambio de pendiente cuando finaliza la sedimentación incluida en K_{rn} . En el cuadro 6.1.5 se resumen algunos valores de K_n .

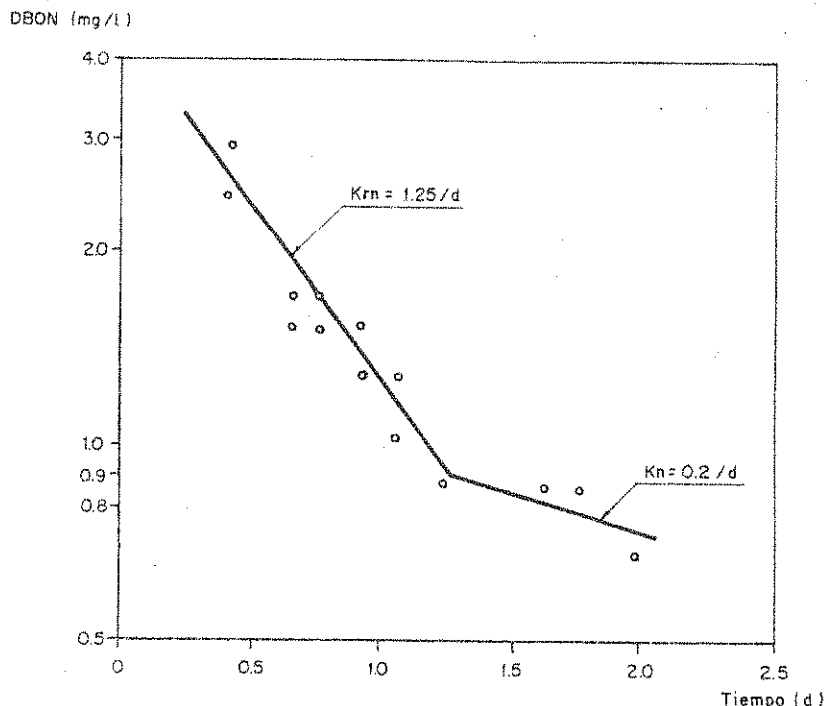


Figura 6.1.18

Ejemplo de cálculo de la constante de reacción nitrogenada (K_{rn}) y la constante de desoxigenación nitrogenada (K_n)

Cuadro 6.1.5

Valores de la constante de reacción para la demanda bioquímica de oxígeno nitrogenado (K_n)

Río	Máximo	Promedio	Mínimo
Grand River	3,9	2,6	1,9
Willamette	0,7	---	0,4
Flint	2,5	1,4	0,1
Upper Mohawk	0,3	0,25	0,20
Lower Mohawk	0,3	0,3	0,3
Ohio	0,25	0,25	0,25
Big Blue	0,25	0,11	0,03

C.- Demanda Béntica

La descomposición béntica puede ser definida como la estabilización de los sólidos suspendidos volátiles que sedimentaron en el fondo del curso receptor. Los depósitos son estabilizados por la actividad biológica de muchos

organismos diferentes. La naturaleza de la descomposición es a la vez aeróbica y anaeróbica.

Si la columna de agua sobre el depósito contiene oxígeno, existirán condiciones aeróbicas en la superficie del sedimento. La penetración del oxígeno en la capa superior del lodo de fondo dependerá de la difusividad en el medio, y la velocidad del consumo biológico. La mayoría de los depósitos sufren descomposición anaeróbica, y existe una difusión hacia la superficie de los productos de reacción. Luego, los productos solubles de la primera etapa de digestión anaeróbica son transportados a la interfase, donde son sujetos a oxidación aeróbica.

La primera etapa está caracterizada por la producción de ácidos orgánicos, y el descenso del valor del pH. Durante este período es sustancialmente alta la demanda de oxígeno. Los productos finales como metano e hidrógeno, pueden escapar como gases sin afectar el nivel de OD del líquido sobrenadante. Este último estado está caracterizado por la liberación de amoníaco y material nitrogenado soluble. Como consecuencia, se produce la consolidación del depósito. De esta forma se verifica que la estabilización es a la vez aeróbica y anaeróbica, siendo esta acción combinada la llamada descomposición béntica.

A medida que la velocidad de descomposición se incrementa, la liberación de gases puede remover el sedimento y aumentar el pasaje de los productos líquidos finales desde la masa béntica al agua. Cuando la descomposición se vuelve muy activa, las burbujas de gas arrastran partículas de sedimento a la fase líquida. De esta forma, el OD del agua sobrenadante se consume rápidamente.

En cursos de agua con suficiente velocidad, la turbulencia puede mantener una concentración uniforme de OD en la columna de agua. Sin embargo, cuando los cursos son relativamente lentos e inmóviles, el depósito béntico puede producir un gradiente vertical de OD. Si además, el curso es profundo, este factor puede alcanzar la magnitud necesaria como para disminuir el OD de la capa inferior de la columna de agua y en el sedimento. En la figura 6.1.19 se esquematizan los gradientes de OD que producen los sedimentos de cursos de agua con distintas velocidades.

La demanda béntica (DB) se expresa como el consumo de oxígeno por unidad de superficie y tiempo:

$$DB = gO_2/m^2.d \quad (31)$$

Si vamos a evaluar el efecto de la demanda béntica en el balance de OD, supondremos que el río está mezclado en la vertical. De esta forma, al extender el consumo de oxígeno a toda la columna líquida, deberemos dividir por la profundidad, luego:

$$DB \text{ (mg O}_2\text{/l.d)} = DB \text{ (g O}_2\text{/m}^2\text{.d)} / H \text{ (m)} \quad (32)$$

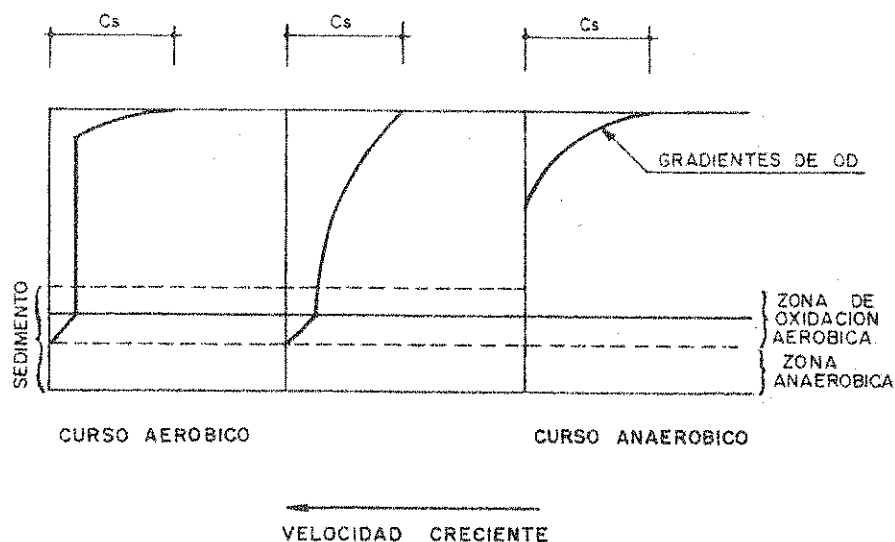


Figura 6.1.19

Perfil de oxígeno disuelto en cursos de agua con distintas velocidades

En el cuadro 6.1.6 se presentan algunos valores de DB para distintos cursos.

Cuadro 6.1.6

Valores promedio de demanda bentina para distintos cursos.

Tipo de fondo y ubicación	DB (g O ₂ /m ² .d)	
	RANGO	VALOR MEDIO
Efluente municipal, cerca de la descarga	2,0 - 10,0	7,0
Efluente municipal, lejos de la descarga	1,0 - 2,0	1,5
Sedimento de estuario	1,0 - 2,0	1,5
Fondo arenoso	0,2 - 1,0	0,5
Suelos minerales	0,05 - 0,1	0,07

D.- Producción de Oxígeno por Algas

La presencia de algas en las aguas naturales puede ser la causa principal de la variación de oxígeno disuelto y puede contribuir en gran medida al balance del mismo. La magnitud del efecto es una función de la concentración de algas con influencia de la radiación solar, la temperatura, los nutrientes y las características geomorfológicas del sistema. La fotosíntesis algal produce oxígeno en la zona eufótica (profundidad hasta el 1% de la luz incidente) durante las horas de luz. La respiración de algas es un factor de consumo de oxígeno durante todo el día.

En ciclos anuales, cuando todos los parámetros son relativamente constantes, se dispone de estimaciones para calcular el efecto neto de las algas sobre el nivel de OD en base al promedio diario. De este modo, la producción fotosintética promediada en profundidad y en forma diaria (P_{av}) puede ser estimada con relación a la producción máxima (P_s) en el momento de máxima intensidad de luz (I_s), usando la expresión de Ryther (1956):

$$\frac{P_{av}}{P_s} = \frac{2,718}{K_e * H} * f [e^{(-\alpha * I_{av}/f * I_s)} - e^{-(I_{av}/f * I_s)}] \quad (33)$$

Donde:

K_e = Coeficiente de extinción de la luz en el agua (1/m).

H = Profundidad de la capa líquida mezclada (m).

f = Fracción del día sin luz.

$\alpha = e^{-K_e * H}$.

I_{av} = Intensidad promedio durante el fotoperíodo (langleys/d).

I_s = Intensidad de la luz de saturación (langleys/d).

P_{av} = Producción diaria promedio de oxígeno (mg O_2 /l.d).

P_s = Producción de oxígeno en el momento de saturación (mg O_2 /l.d).

En un cuerpo de agua natural, la intensidad de la luz incidente a cualquier profundidad (h) puede relacionarse con la intensidad de la luz en la superficie, mediante la expresión:

$$I(h) = I_0 * e^{-K_e * h} \quad (34)$$

:

Donde:

$I(h)$ = Intensidad de la luz a la profundidad h .

I_0 = Intensidad de la luz en superficie.

El coeficiente de extinción puede calcularse también mediante la expresión:

$$K_e = 1,7 / \text{Profundidad de disco Secchi (m)} \quad (35)$$

Los trabajos realizados por Ryther y Yentsch (1957) establecieron una correlación entre Ps y la concentración de clorofila A como una medida de la densidad de la población de algas:

$$Ps = 0,25 * [\text{Clorofila A}] \quad (36)$$

Donde:

Ps = Producción de oxígeno en el momento de saturación (mg O_2 /l.d)

$[\text{Clorofila A}]$ = Concentración de clorofila A (μg /l)

Entonces, realizando mediciones de clorofila A, intensidad de luz incidente I_0 , f , K_e y h , puede estimarse el valor de la producción diaria media de oxígeno P_{av} .

Además de producir oxígeno, las algas lo consumen para su respiración (R). En forma análoga a la determinación de Ps , se puede estimar R mediante la expresión:

$$R = 0,025 * [\text{Clorofila A}] \quad (37)$$

Donde:

R = Consumo de oxígeno para respiración (mg O_2 /l*d)

E.- Comportamiento de las Bacterias Coliformes

El grupo de bacterias coliformes totales (CT), ha sido aislado de muestras de suelo contaminadas y no contaminadas, como así también de heces humanas y otros animales de sangre caliente. La presencia de coliformes totales ha sido ampliamente utilizada como una medida del riesgo para la salud.

La detección de bacterias coliformes fecales (CF) en agua, es un indicador de la presencia de organismos del tracto intestinal de seres humanos y animales. El análisis

para determinar CF se realiza a 44,5 °C, donde el crecimiento de bacterias no fecales se ve inhibido.

El grupo de las bacterias estreptococos fecales (SF) incluye varias especies o variedades de estreptococos y el habitat normal es el intestino de los seres humanos y los animales. Por ejemplo, el *Streptococcus faecalis* representa a las bacterias de los humanos y los *Streptococcus bovis* y *Streptococcus equinus* representan a los bobinos y equinos respectivamente.

La determinación de coliformes totales ha sido tomada en cuenta por muchos años en la evaluación de aspectos sanitarios de calidad de aguas. Sin embargo, debido a la ocurrencia de bacterias coliformes no fecales en el análisis y otras consideraciones como la resistencia a la cloración por parte de las mismas el uso de las CT como indicador ha sido reemplazado gradualmente por CF o SF. Se han hecho varios intentos por correlacionar los niveles de CT y CF. Como regla general, se acepta la relación 5:1 entre CT y CF respectivamente.

La relación entre CF/SF ha demostrado ser un buen indicador para diferenciar si el origen de las bacterias es humano ($CF/SF > 4$) o de otro animal de sangre caliente ($CF/SF < 1$). Sin embargo, existen algunas reservas sobre el uso de esta relación en forma indiscriminada. Por ejemplo, debido a que las tasas de mortalidad de CF y SF son distintas, la relación entre ellos puede variar en función de la distancia al punto de descarga. De esta forma, si las bacterias en la descarga son principalmente de origen humano y la velocidad de mortalidad de CF es mayor que la de SF, en algún punto aguas abajo la concentración de SF será mayor que CF. En base a la relación CF/SF solamente, se podría concluir erróneamente que las bacterias aguas abajo del lugar de descarga no son de origen humano. Algunos investigadores sugirieron que dicha relación, para estimar el origen de las bacterias, es válida solamente dentro de las 24 horas de tiempo de paso desde el punto de las descargas en el curso receptor.

En general, y dentro de las restricciones ya citadas, la relación CF/SF puede ser utilizada sólo como un indicador aproximado de las fuentes de contaminación bacteriana.

E.1.- Mortalidad de las Bacterias

La supervivencia, comportamiento, y distribución de las bacterias y otros organismos en las aguas naturales dependen del tipo particular de cuerpo de agua (río, lago, etc) y de varios fenómenos asociados que inciden sobre el crecimiento, muerte y otras pérdidas de organismos. Los factores que influyen en el comportamiento cinético de los organismos luego de su descarga en un cuerpo receptor son:

- **Factores físicos:** pueden afectar la población de coliformes en aguas naturales, resultando en un incremento o disminución aparente de la tasa de mortalidad:

- . Foto-oxidación
- . Adsorción
- . Floculación
- . Coagulación
- . Sedimentación
- . Temperatura

- **Factores físico-químicos:**

- . Efectos osmóticos
- . pH
- . Toxicidad química
- . Potencial Redox

- **Factores bioquímicos-biológicos**

- . Concentración de nutrientes
- . Presencia de sustancias orgánicas
- . Predadores
- . Bacteriófagos (virus)
- . Algas

Estos factores inciden en diferente grado sobre el equilibrio del sistema de organismos existente en los cursos de agua naturales. La expresión más comunmente empleada para representar el comportamiento bacteriano se asimila a una reacción de primer orden :

$$v * \frac{dC_B}{dx} + K_B * C_B = 0 \quad (38)$$

Donde:

v = Velocidad del curso receptor

C_B = Número de bacterias remanente a cualquier tiempo

K_B = Velocidad de mortalidad de bacterias (1/d)

Con la condición de borde :

$$C_B = C_{B0} \quad \text{en} \quad x = 0$$

tenemos:

$$C_B = C_{B0} * e^{-K_B * x / v} \quad (39)$$

Debido a los factores ya enunciados que inciden sobre el comportamiento de las bacterias, la forma del perfil de decaimiento en el receptor, aguas abajo de la descarga, puede variar tal como puede apreciarse en la figura 6.1.20. Para algunas situaciones, el decaimiento simple de bacterias es una buena representación de los datos reales (figura 6.1.20.A). Sin embargo, a veces se presenta una segunda región con una velocidad de decaimiento menor. Esta región, puede ser representativa de los segmentos más resistentes del grupo indicador, como por ejemplo los coliformes totales (figura 6.1.20.B). En la figura 6.1.20.C, se muestra un caso donde hay un período de post-crecimiento que domina todos los términos de pérdida seguido por una degradación de primer orden. Finalmente, la figura 6.1.20.D muestra el caso donde un estado de equilibrio entre crecimiento y declinación, determina que existe una zona donde la desaparición sea cero.

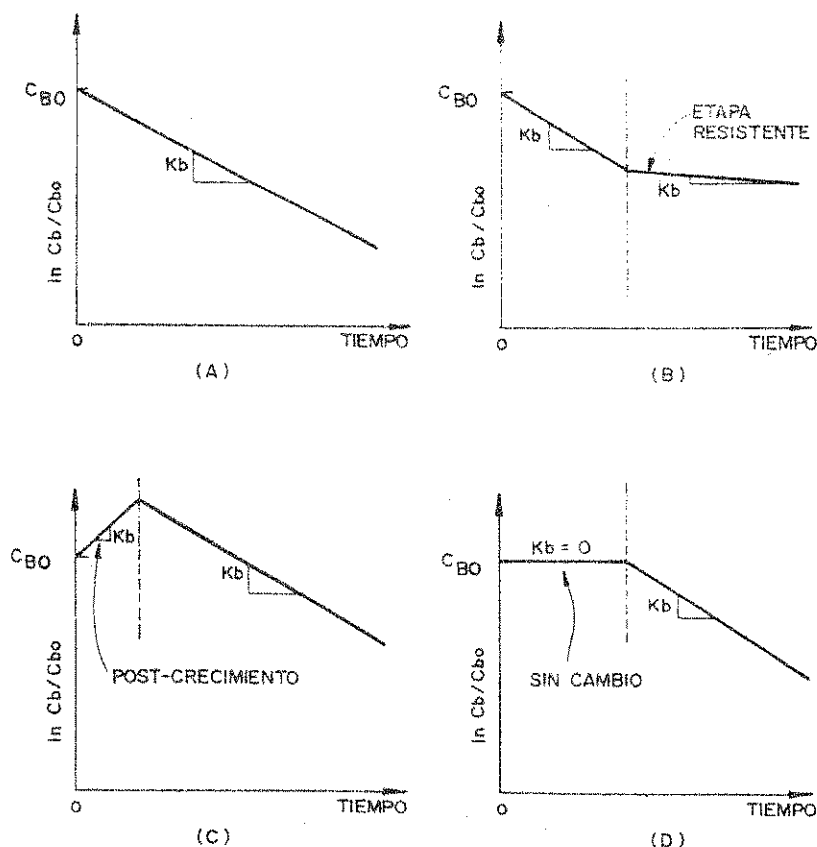


Figura 6.1.20

Perfiles de decaimiento de bacterias

La evaluación de la velocidad de desaparición de las bacterias en un curso receptor, se puede ver en la figura 6.1.21. En forma similar a la determinación de la constante de reacción de campo, definida para DBO carbonácea (K_r), la constante de decaimiento bacteriano K_B se puede deducir:

$$\frac{C_B}{C_{B0}} = e^{-K_B \cdot x/v}$$

Para: $x/v = t$

$$\ln \frac{C_B}{C_{B0}} = -K_B \cdot t \longrightarrow \ln C_B - \ln C_{B0} = -K_B \cdot t$$

$$K_B = \frac{1}{t} * \ln \frac{C_{B0}}{C_B}$$

Trabajando con logarítmico decimales:

$$K_B = \frac{2,3}{t_1 - t_2} * \log \frac{C_{B0}}{C_B} \quad (40)$$

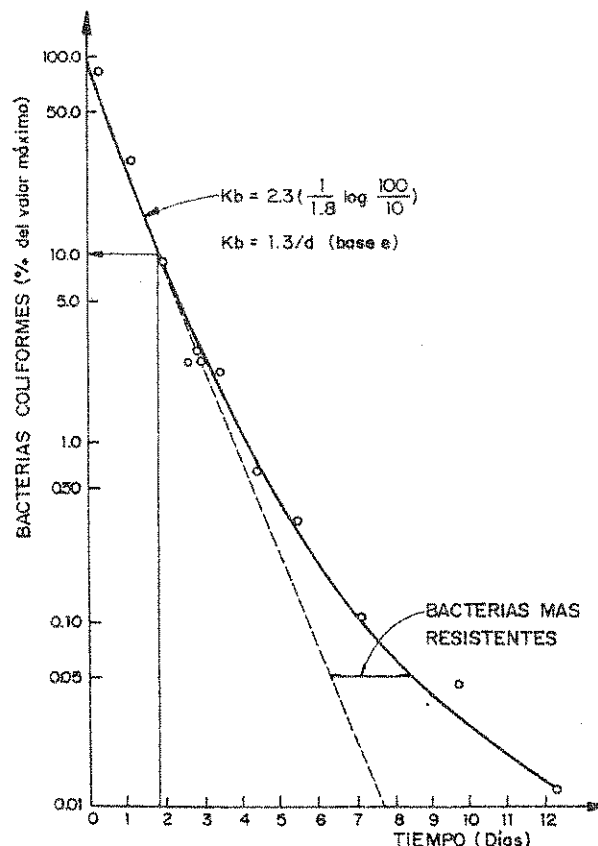


Figura 6.1.21

Evaluación de la velocidad de desaparición de bacterias

En el cuadro 6.1.7 se presentan algunos valores de K_B para diferentes cursos de agua en distintas estaciones climáticas.

Cuadro 6.1.7

Valores de la velocidad de mortalidad de bacterias (K_B) en diferentes cursos.

Curso	Estación	K_B (1/hora)
Río Ohio	Verano	0,049
	Invierno	0,045
Río Missouri	Invierno	0,020
Río Sacramento	Verano	0,072
Río Cumberland	Verano	0,23

E.2.- Efecto de la Temperatura sobre las Velocidades de Reacción

El efecto que tiene la temperatura sobre las velocidades de reacción del curso receptor, es evaluado mediante el empleo de una expresión basada en la fórmula de Arrhenius:

$$K_T = K_{20} * \theta^{(T - 20)} \quad (41)$$

Donde:

K_T = velocidad de reacción a la temperatura T (1/d)

K_{20} = velocidad de reacción a 20°C (1/d)

T = temperatura ambiente °C

θ = constante empírica para cada parámetro del sistema

Parámetro	θ
K_a	1,024
$K_r - K_d$	1,047
K_n	1,080
K_B	1,070

6.1.2.9.- Conceptos y Ecuaciones fundamentales del comportamiento de Contaminantes en Ríos y Canales

Cuando un contaminante es introducido en un cuerpo de agua sufre tres efectos fundamentales:

- Dispersión
- Transporte advectivo
- Transformación

La determinación de la forma en que se producen estos efectos en el tiempo y el espacio, nos permite reproducir y predecir el comportamiento del contaminante en el curso receptor. Las herramientas técnicas que hacen posible estas acciones conforman lo que se denomina un modelo matemático de calidad de aguas.

A.- Derivación de la ecuación básica

Existe una serie de problemas de contaminación que incluyen la descarga de sustancias que no sufren decaimiento en el tiempo o bien, desaparecen del sistema por sedimentación, adsorción u otros fenómenos. Estas sustancias se denominan conservativas (por ej. NaCl). Por el contrario, si se verifica que la sustancia en cuestión sufre degradación en el tiempo se denomina no conservativas (por ej. materia orgánica medida en términos de DBO).

Se define como sistema simple, a aquel que presenta una relación funcional entre la entrada (descarga de material) y una salida única (la concentración del material aguas abajo).

A fin de preparar una relación determinística entre la entrada de contaminantes y la calidad de aguas a la salida del sistema, ambas expresadas en términos de una variable específica, se considerará un pequeño diferencial de volumen en el río, donde el eje x coincide con la dirección del flujo, el eje y con la sección transversal y el eje z con la profundidad (figura 6.1.22a). La idea básica para construir una relación determinística, es aplicar una ecuación de balance de masa al elemento de volumen que tenga en cuenta todo el material que entra y sale del mismo.

En el caso de ríos y arroyos se puede considerar al cuerpo de agua como homogéneamente mezclado en la sección transversal y en profundidad. De esta forma, el contaminante presenta un gradiente en el eje "x" que coincide con la dirección del flujo. Este sistema se denomina unidimensional, en contraste con aquellos que presentan una marcada diferencia en las otras dos direcciones. Tomaremos en cuenta únicamente al material que entra y sale de la cara perpendicular a la dirección del flujo, como puede verse en la figura 6.1.22b. El elemento de volumen V, representa una

porción de la sección transversal de espesor, Δx del río. El volumen V , estará dado por $A * \Delta x$, donde A es el área de la sección transversal.

Para el caso de ríos y arroyos se puede asumir que el medio es no dispersivo, o sea que no existe mezcla debida a difusión o dispersión del material. Esto se denomina como un sistema flujo pistón ideal y se lo puede apreciar en la figura 6.1.23. En la realidad, esta situación no se presenta en forma estricta, dado que ciertos gradientes de velocidad laterales o verticales producen algo de dispersión. Sin embargo, la suposición de sistema no dispersivo para ríos y canales ha demostrado una aproximación razonable al fenómeno natural.

Otra de las suposiciones que se emplean habitualmente es que el sistema se encuentra en estado estacionario. Finalmente, la última suposición está relacionada con la cinética de las reacciones biológicas y bioquímicas. Se emplean usualmente cinéticas de primer orden, de forma tal que la velocidad de cambio de un material es directamente proporcional a la concentración del mismo para el tiempo t . Matemáticamente, el sistema permanece lineal bajo la suposición de primer orden, lo que resulta útil dado que se aplica el principio de superposición.

B.- Ecuación de Balance de Masa

La masa total que entra al diferencial de volumen en el intervalo de tiempo Δt es:

$$Q * C * \Delta t \quad (42)$$

Donde:

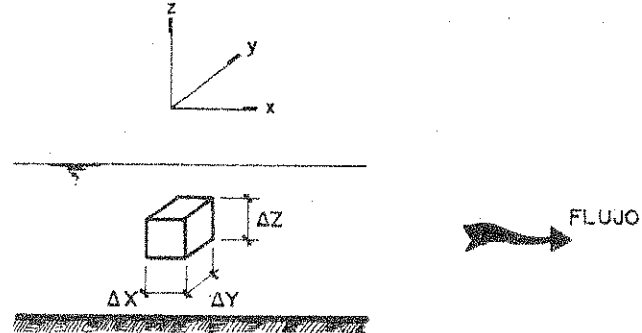
Q = caudal del río (m^3/s)

C = concentración (g/m^3)

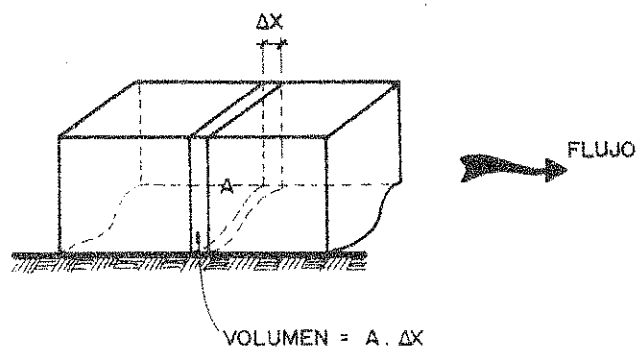
En forma similar, la masa que sale por la cara opuesta a una distancia Δx será:

$$(Q + \Delta Q) * (C + \frac{dC}{dx} * x) * t \quad (43)$$

donde el término $(dC/dx) * \Delta x$ representa el cambio infinitesimal de la variable C sobre la distancia Δx . De esta forma, la diferencia entre la cantidad que entra y sale del elemento de volumen, además de algunas adiciones o remociones de C , deberá ser igual al cambio total de masa en el intervalo Δt . Así:



(a)



(b)

Figura 6.1.22

Comportamiento de un diferencial de volumen

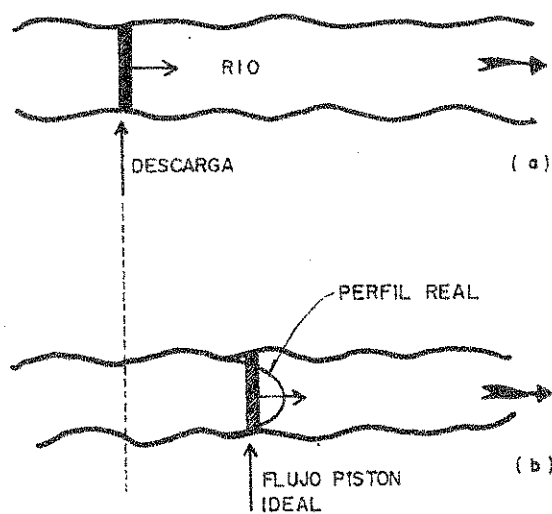


Figura 6.1.23

Representación de una descarga en un curso receptor supuesto como sistema no dispersivo flujo piston(A)-Situación Real(B)

$$V * C = (Q * C * \Delta t) - [(Q + \Delta Q) * (C + \frac{dC}{dX} * x)] * \Delta t \pm \pm K * V * C * \Delta t \pm (\text{adiciones o remociones}) \quad (44)$$

Donde:

K = representa el coeficiente de reacción de primer orden (1/d)

El término (adiciones o remociones) está habitualmente compuesto por los siguientes elementos:

- Una descarga puntual en la condición de borde $x = 0$
- Una descarga distribuída en el eje x

$$Cd * Q * \Delta t \quad (45)$$

Donde:

Cd = representa la cantidad de material agregada por el caudal Q en el intervalo t .

- Una carga de fondo o de ribera que no agrega caudal pero que agrega o remueve material.

$$\pm V * C_f * \Delta t \quad (46)$$

Donde:

C_f = representa la cantidad de material agregada o retirada del curso por unidad de tiempo.

Uniendo términos tenemos:

$$V * C = (Q * C * \Delta t) - [(Q + \Delta Q) * (C + \frac{dC}{dx} * x)] * \Delta t \pm \pm K * V * C * \Delta t + Cd * Q * \Delta t \pm V * C_f * \Delta t \quad (47)$$

Multiplicando términos y dividiendo por Δt y V ($V = A * x$) tenemos:

$$\frac{C}{t} = -(\frac{Q}{A} * \frac{dC}{dx}) - (\frac{C}{A} * \frac{Q}{x}) - (\frac{Q}{A} * \frac{dC}{dx}) \pm (K * C) + \frac{Cd}{A} * \frac{Q}{x} \pm C_f \quad (48)$$

Llevando los términos infinitesimales a cero, tenemos:

$$\frac{C}{t} = -\left(-\frac{Q}{A} * \frac{dC}{dx}\right) - \left(-\frac{C}{A} * \frac{Q}{x}\right) \pm (K * C) + Cd \left(\frac{dQ}{dx} / A\right) \pm Cf \quad (49)$$

La ecuación N° 49 es la expresión diferencial de un sistema simple no dispersivo. Es conveniente colocar el eje de coordenadas en el punto de descarga. Allí, las condiciones de borde a emplear serán:

$$C = C_0 \quad \text{en} \quad x = 0$$

Donde:

C_0 = concentración de C en el punto de descarga.

C.- Estado Estacionario-Sustancia Conservativa

En este caso se verifican las siguientes suposiciones:

- Constante de reacción de primer orden (K) = 0.
- Caudal, área y concentración (Q, A, C) = constantes en el tiempo.
- Existe una sola fuente de contaminación.
- Por la condición de estado estacionario:

$$\frac{dC}{dt} = 0 \quad \text{y} \quad C = C_0 \quad \text{en} \quad x = 0 \quad (\text{cond. de borde})$$

- Por la suposición de coeficientes constantes:

$$\frac{dC}{dt} = 0 \quad \text{y} \quad A = A_0$$

Aplicando las suposiciones a la ecuación N°49 tenemos:

$$0 = - \frac{Q}{A_0} * \frac{dC}{dx} = - v * \frac{dC}{dx} \quad (50)$$

La solución de esta ecuación es una constante y es el valor determinado por la condición de borde $C = C_0$ en el punto de descarga, por ello:

$$C_0 = \frac{[C(\text{descar}) * Q(\text{descar})] + [C(\text{río}) * Q(\text{río})]}{Q(\text{descar}) + Q(\text{río})} \quad (51)$$

Donde:

$C(\text{descar})$ = concentración del vuelco (mg/l)

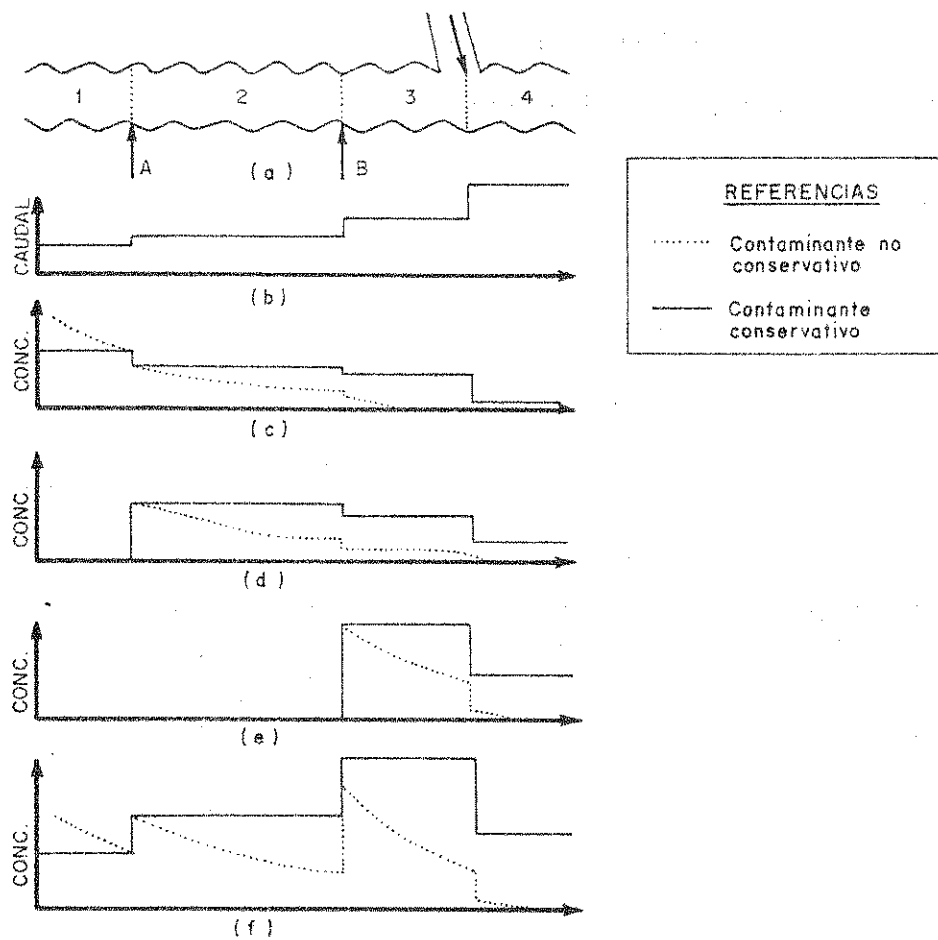
$C(\text{río})$ = concentración de materia en el río antes de la descarga (mg/l)

$Q(\text{descar})$ = caudal del vuelco

$Q(\text{río})$ = caudal del río antes de la descarga

Cualquier entrada posterior de una descarga o un tributario, debe considerarse aplicando el principio de superposición que indica que la concentración total debe ser la suma de las concentraciones individuales. En la figura 6.1.24 se puede ver el ejemplo de dos descargas y un tributario entrando a un río.

En la figura 6.1.24a el río está dividido en cuatro zonas. En la parte b se aprecia el incremento de caudal por las sucesivas adiciones correspondientes a las descargas indicadas. La parte c representa la disminución de la concentración original C , debido a la dilución provocada por las entradas de vuelcos sucesivos. Aquí, sólo se tiene en cuenta el aporte de agua de las descargas. En d y e, se aprecia la respuesta del río frente a ambas descargas, considerando el aporte contaminante de cada una de ellas pero tratadas en forma individual. Finalmente en f, se aprecia la respuesta global del sistema frente a la suma de todos los aportes individuales. En todos los casos, la línea llena representa la presencia de un contaminante conservativo mientras que la línea punteada corresponde al comportamiento de un contaminante no conservativo.



- (a) Descargas A y B a cuerpo receptor
 (b) Incremento de caudal por sucesivas adiciones
 (c) Disminución de la concentración original debido al efecto de dilución
 (d) y (e) Efecto de las descargas A y B tomadas en forma individual
 (f) Respuesta del curso a la suma de los aportes individuales

Figura 6.1.24

Comportamiento de un cuerpo receptor frente a descargas de contaminantes conservativos y no conservativos

D.- Estado Estacionario-Sustancia no Conservativa

Aplicando la condición de estado estacionario a la ecuación N° 49 se tiene:

$$\frac{C}{t} = -\left(\frac{Q}{A} * \frac{dC}{dx}\right) - \left(\frac{C}{A} * \frac{Q}{x}\right) \pm (K * C) + Cd * \left(\frac{dQ}{dx} / A\right) \pm Cf$$

Si consideramos que el caudal (Q) y el area (A) son constantes y tenemos en cuenta solamente a las descargas puntuales (C_f y $C_d = 0$) tenemos:

$$0 = - \frac{Q}{A} * \frac{dC}{dx} - K * C \quad \text{ó} \quad 0 = v * \frac{dC}{dx} + K * C$$

v = velocidad de escurrimiento

por condición de borde $C = C_0$ en $x = 0$

$$C = C_0 * e^{-K*x/v} \quad (52)$$

Podemos ver que en contraste con el caso de contaminantes conservativos, la concentración decae exponencialmente con el tiempo. Si ahora tenemos en cuenta la cantidad de material agregada o retirada del curso receptor por unidad de tiempo (C_f), para el caudal (Q) y el area (A) constantes tenemos:

$$0 = - v * \frac{dC}{dx} - K * C + C_f$$

para $C = C_0$ en $x = 0$, tenemos

$$C = C_0 * e^{-K*x/v} + C_f * (1 - e^{-K*x/v})$$

D.- Sistemas Acoplados

Cuando se trata de estudiar el comportamiento de un contaminante que, además de sus cambios por efectos advectivos y reactivos, sufre la influencia de otro contaminante, el sistema se llama acoplado. La demanda bioquímica de oxígeno y el oxígeno disuelto, los polifosfatos y ortofosfatos y las oxidaciones de ciertas formas de nitrógeno, son algunos ejemplos de sistemas acoplados.

Vamos a aplicar la ecuación (49) a dos contaminantes C_1 y C_2 . La respuesta de uno de los sistemas será la entrada del sistema siguiente. Suponemos Q y A constantes y $C_d = 0$.

$$\frac{dC_1}{dt} = - \left(\frac{Q}{A} * \frac{dC_1}{dx} \right) - (K_{11} * C_1) \pm C_{f1} \quad (54a)$$

$$\frac{C_2}{t} = -\left(\frac{Q}{A} * \frac{dC_2}{dx}\right) - (K_{22} * C_2) + (K_{12} * C_1) \pm C_{f2} \quad (54b)$$

Vemos que $K_{12} * C_1$ representa la influencia de C_1 en C_2 . Estas ecuaciones son secuenciales; resolviendo la primera y reemplazando en la segunda se puede hallar C_2 .

Con las condiciones de borde:

$$C_1(0,t) = C_{01} (t)$$

$$C_2(0,t) = C_{02} (t)$$

y, suponiendo estado estacionario , $C_f = 0$ y $Q/A = v$ tenemos:

$$0 = -\left(v * \frac{dC_1}{dx}\right) - (K_{11} * C_1) \quad (55a)$$

$$0 = -\left(v * \frac{dC_2}{dx}\right) - (K_{22} * C_2) + (K_{12} * C_1) \quad (55b)$$

Aplicando las condiciones de borde $C_1 = C_{01}$ en $x = 0$ en (55a) e integrando tendremos:

$$C_1 = C_{01} * e^{-K_{11}*x/v} \quad (56a)$$

reemplazando en (55b) :

$$(K_{12}) * (C_{01} * e^{-K_{11}*x/v}) = \left(v * \frac{dC_2}{dx}\right) + (K_{22} * C_2) \quad (56b)$$

Aplicando la condición de borde $C_2 = C_{02}$ en $x = 0$ tendremos:

$$C_2 = \frac{K_{12}*C_{01}*(e^{-K_{11}*x/v} - e^{-K_{22}*x/v}) + (C_{02} * e^{-K_{22}*x/v})}{K_{22}-K_{11}} \quad (57)$$

En la ecuación (57), donde C_1 es la DBO y C_2 es el déficit de OD, tenemos la conocida ecuación de Streeter-Phelps. Ahora, si aplicamos la ecuación (51) tendremos:

$$C_{01} = \frac{Q(\text{río}) * C(\text{río}) + Q(\text{descar}) * C(\text{descar})}{Q(\text{río}) + Q(\text{descar})} = C_0 \quad (58)$$

donde C_0 es la DBO carbonácea inicial. Además tenemos que:

$$C_{02} = \frac{D(\text{río}) * Q(\text{río}) + D(\text{descar}) * Q(\text{descar})}{Q(\text{río}) + Q(\text{descar})} = D_0 \quad (59)$$

donde D_0 es el déficit inicial de oxígeno, una vez mezclado el desagüe con el río. Los demás componentes de la ecuación (57) son:

$K_{11} = K_r$ velocidad de reacción de campo.

$K_{12} = K_d$ velocidad de desoxigenación de campo.

$K_{22} = K_a$ coeficiente de reaereación.

Si ahora suponemos que C_f no es igual a cero, la respuesta de este término para el contaminante C_1 en la ecuación (53) será:

$$\frac{C_{f1}}{K_{11}} * (1 - e^{-K_{11} * x/v})$$

y, la respuesta de C_2 al término C_{f1}/K_{11} será:

$$\frac{K_{12}}{K_{22}} * \frac{C_{f2}}{K_{11}} (1 - e^{-K_{22} * x/v})$$

La resultante de C_{f2} debida a la influencia de una descarga distribuida de C_1 será:

$$C_{f2} = \frac{K_{12} * C_{f1} * (1 - e^{-K_{22} * x/v})}{K_{22} * K_{11}} - \frac{K_{12} * C_f * (e^{-K_{11} * x/v} - e^{-K_{22} * x/v})}{K_{11} * (K_{22} - K_{11})}$$

La respuesta a la carga distribuida C_2 en el sistema 2 será:

$$\frac{C_{f2} * (1 - e^{-K_{22} * x/v})}{K_{22}}$$

Finalmente, la respuesta total del sistema C_2 a todos los vuelcos será:

$$C = C_{02} * e^{-K_{22} * x/v} + \begin{matrix} \text{Carga puntual y condición} \\ \text{inicial de } C_2 \end{matrix} \quad (60a)$$

$$+ \frac{K_{12} * C_{01} * (e^{-K_{11} * x/v} - e^{-K_{22} * x/v})}{K_{22} - K_{11}} + \begin{matrix} \text{Carga puntual} \\ \text{de } C_1 \end{matrix} \quad (60b)$$

$$+ \frac{K_{12} * C_{f1} * (1 - e^{-K_{22} * x/v})}{K_{22} * K_{11}} - \begin{matrix} \text{Carga distribuida} \\ \text{de } C_1 \end{matrix} \\ - \frac{K_{12} * C_{f1} * (e^{-K_{11} * x/v} - e^{-K_{22} * x/v})}{K_{11} * (K_{22} - K_{11})} + \quad (60c)$$

$$+ \frac{C_{f2} * (1 - e^{-K_{22} * x/v})}{K_{22}} \quad \begin{matrix} \text{Carga distribuida} \\ \text{de } C_2 \end{matrix} \quad (60d)$$

Resumiendo, si reemplazamos en la ecuación (60) todas las velocidades de reacción, cargas y caudales por los símbolos que hemos enunciado anteriormente, tendremos la siguiente expresión generalizada del déficit de OD:

$$D = D_0 * e^{-K_a * x/v} + \quad (61a)$$

$$+ DBOC_0 \frac{K_d}{K_a - K_r} (e^{-K_r * x/v} - e^{-K_a * x/v}) + \quad (61b)$$

$$+ DBON_0 * \frac{K_n}{K_a - K_n} (e^{-K_n * x/v} - e^{-K_a * x/v}) + \quad (61c)$$

$$+ DBOCd * \left[\left(\frac{K_d}{K_a * K_r} (1 - e^{-K_a * x/v}) \right) - \frac{K_d}{(K_a - K_r) * K_r} (e^{-K_r * x/v} - e^{-K_a * x/v}) \right] - \quad (61d)$$

$$- \frac{P_s * (1 - e^{-K_a * x/v})}{K_a} + \quad (61e)$$

$$+ \frac{R * (1 - e^{-K_a * x / v})}{K_a} + \quad (61f)$$

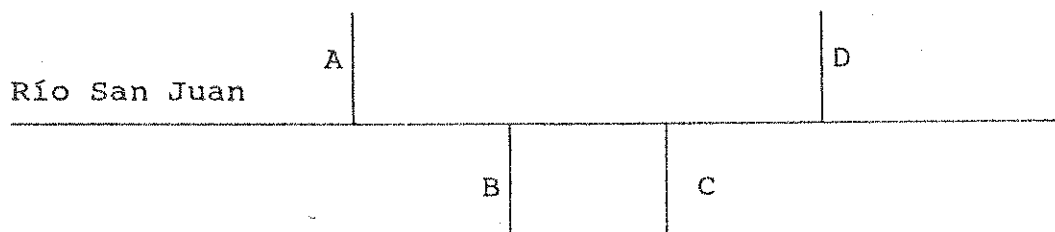
$$+ \frac{DB * (1 - e^{-K_a * x / v})}{H * K_a} \quad (61g)$$

Donde:

- (61a) Déficit inicial de OD.
- (61b) Déficit debido a DBOC puntual.
- (61c) Déficit debido a DBON puntual.
- (61d) Déficit debido a carga distribuida de C.
- (61e) Aporte debido a fotosíntesis.
- (61f) Déficit debido a respiración algal.
- (61g) Déficit debido a demanda béntica.

PROBLEMA Nº 6.1.4

Se tiene el siguiente sistema hídrico :



Donde:

- A = descarga de una industria química.
- B = vuelco de un canal de riego.
- C = entrada de un arroyo tributario.
- D = toma de agua para abastecimiento público.

Datos:

$Q_{\text{río}} = 10 \text{ m}^3/\text{s}$	Conc. ClNa en río: 100 mg/l
$Q(A) = 1,5 \text{ m}^3/\text{s}$	" " " A : 5000 mg/l
$Q(B) = 0,1 \text{ m}^3/\text{s}$	" " " B : 100 mg/l
$Q(C) = 1,0 \text{ m}^3/\text{s}$	" " " C : 120 mg/l

Pregunta:

Si el contaminante volcado en A es ClNa y es del tipo conservativo, se desea saber:

- A) Cual será la concentración de ClNa frente al punto C.
- B) Si la concentración de ClNa en Q(D) fuese mayor del límite de 250 mg/l, a cuanto debería reducirse la concentración en "A" para cumplir con el límite.

1)

$$C'(\text{río}) = \frac{Q(\text{río}) * C(\text{río}) + Q(A) * C(A)}{Q(\text{río}) + Q(A)}$$

$$C'(\text{río}) = \frac{10 \text{ m}^3/\text{s} * 100 \text{ mg/l} + 1,5 \text{ m}^3/\text{s} * 5000 \text{ mg/l}}{(10 + 1,5) \text{ m}^3/\text{s}}$$

$$C'(\text{río}) = 739 \text{ mg/l ClNa} \quad Q(\text{río}) = 11,5 \text{ m}^3/\text{s}$$

2)

$$C''(\text{río}) = \frac{11,5 \text{ m}^3/\text{s} * 739 \text{ mg/l} + 0,1 \text{ m}^3/\text{s} * 100 \text{ mg/l}}{(11,5 + 0,1) \text{ m}^3/\text{s}}$$

$$= 733 \text{ mg/l ClNa}$$

3)

$$C'''(\text{río}) = \frac{11,6 \text{ m}^3/\text{s} * 733 \text{ mg/l} + 1 \text{ m}^3/\text{s} * 120 \text{ mg/l}}{(11,6 + 1) \text{ m}^3/\text{s}}$$

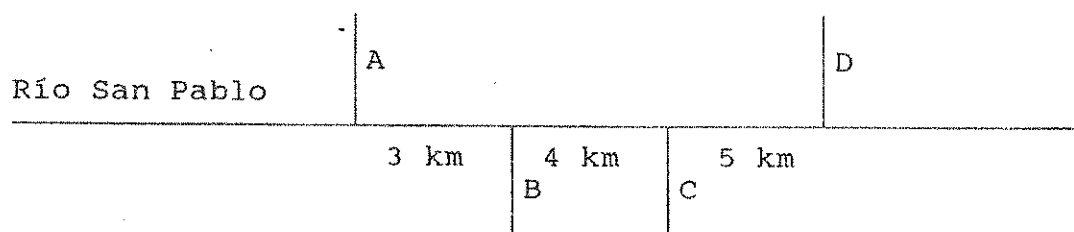
$$= 684 \text{ mg/l}$$

La concentración de ClNa frente a C será 684 mg/l

- 4) Dado que el valor de concentración de ClNa en el río excede el límite permisible por el uso para potabilizar, se debe reducir la magnitud de la descarga de A. Por medio de iteraciones sucesivas, veremos que con un valor de concentración de 1400 mg/l en A arribamos a C con una concentración cercana a los 250 mg/l deseados.

PROBLEMA Nº 6.1.5

Tenemos el segmento de cuenca hídrica siguiente:



Donde:

A = descarga de industria alimenticia.

B = vuelco de un canal de riego.

C = descarga de un arroyo tributario.

D = toma de agua para potabilizar.

Datos:

$$Q(r) = 10 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{DBO}(r) = 3 \text{ mg/l}$$

$$Q(A) = 1,5 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{DBO}(A) = 2500 \text{ mg/l} \quad \text{Distancia a B} = 3 \text{ km}$$

$$Q(B) = 0,1 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{DBO}(B) = 3 \text{ mg/l} \quad \text{" a C} = 4 \text{ km}$$

$$Q(C) = 1,0 \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{DBO}(C) = 5 \text{ mg/l} \quad \text{" a D} = 5 \text{ km}$$

$$K_r = 0,7 \text{ 1/d} \quad v = 0,5 \text{ m/s} \quad 86,4 = \text{factor de conversión} \\ \text{m/s a km/d}$$

Pregunta:

Cual será el valor de DBO(r) frente al punto D

1)

$$DBO0 = \frac{10 \text{ m}^3/\text{s} * 3 \text{ mg/l} + 1,5 \text{ m}^3/\text{s} * 2500 \text{ mg/l}}{(10 + 1,5) \text{ m}^3/\text{s}}$$

$$DBO0 = 328,7 \text{ mg/l}$$

$$\begin{aligned} DBO(r) &= DBO0 * e^{(-Kr*x/v)} = \\ &= 328,7 \text{ mg/l} * e^{(-0,7 \text{ 1/d} * 3 \text{ Km}) / (0,5 \text{ m/s} * 86,4)} \\ &\approx 313,1 \text{ mg/l} \end{aligned}$$

2)

$$DBO0 = \frac{11,5 \text{ m}^3/\text{s} * 313,1 \text{ mg/l} + 0,1 \text{ m}^3/\text{s} * 3 \text{ mg/l}}{(11,5 + 0,1) \text{ m}^3/\text{s}}$$

$$= 310,4 \text{ mg/l}$$

$$\begin{aligned} DBO(r) &= 310,4 * e^{(-0,7 \text{ 1/d} * 4 \text{ Km}) / (0,5 \text{ m/s} * 86,4)} \\ &= 290,9 \text{ mg/l} \end{aligned}$$

3)

$$DBO0 = \frac{11,6 \text{ m}^3/\text{s} * 290,9 \text{ mg/l} + 1 \text{ m}^3/\text{s} * 5 \text{ mg/l}}{(11,6 + 1) \text{ m}^3/\text{s}} = 268,2 \text{ mg/l}$$

$$\begin{aligned} DBO(r) &= 268,2 * e^{(-0,7 \text{ 1/d} * 5 \text{ km}) / (0,5 \text{ m/s} * 86,4)} = \\ &= 247,2 \text{ mg/l} \end{aligned}$$

La DBO del río frente a C será 247,2 mg/l.

6.1.3.- Lagos y Lagunas

6.1.3.1.- Introducción

Hasta el observador mas casual debe haber tenido la oportunidad de caminar a lo largo de la costa de un lago y observar en algunas partes unas formaciones de pequeñas plantas acuáticas, semejantes a una "sopa de arvejas". También puede haber tenido que sortear restos de grandes plantas acuáticas que llegan a las orillas de los cuerpos lacustres. Estos problemas han sido agrupados bajo la denominación general de Eutrofización.

Las plantas acuáticas pueden ser divididas en dos grandes categorías: a) aquellas que se mueven libremente con la corriente de agua (planctónicas) y b) aquellas que se hallan fijadas o enraizadas en un lugar. La primera categoría incluye al fitoplancton microscópico, ciertos tipos de malezas acuáticas que flotan libremente y a las algas verde-azuladas que pueden flotar en la superficie y moverse con las corrientes. La segunda categoría incluye plantas acuáticas enraizadas de varios tamaños y plantas fijas microscópicas (algas bénticas). Como corolario, el término algas designa a plantas simples, mayormente microscópicas, las cuales incluyen aquellas que se mueven con las corrientes como el fitoplancton y las fijas como las algas bénticas. En todos los casos, las plantas obtienen su energía de la luz solar a través del proceso de fotosíntesis.

Por eutrofización se entiende un desarrollo excesivo de plantas acuáticas tanto fijas como planctónicas, a niveles que son considerados como una interferencia en un uso determinado del agua. Uno de los principales causantes de este proceso es el exceso de nutrientes como nitrógeno y fósforo. En los últimos años, el problema se ha visto agravado por la descarga de estos nutrientes provenientes de desechos municipales e industriales, como así también de escorrentía agrícola o urbana. El incremento en la producción de plantas acuáticas tiene un efecto marcado en los siguientes usos del agua:

- 1.- Interferencias estéticas y recreacionales.
- 2.- Grandes variaciones diurnas de OD, que pueden resultar en bajos niveles durante la noche con el consecuente riesgo para la vida acuática.
- 3.- El fitoplancton y las malezas acuáticas sedimentan en el fondo creando una demanda béntica de oxígeno, lo cual provoca bajos niveles de OD en la parte más profunda del lago (hipolimnion).
- 4.- Las grandes diatomeas (fitoplancton que requiere sílice), y las algas filamentosas

pueden obstruir los sistemas de captación de agua potable.

- 5.- El crecimiento desmedido de grandes plantas acuáticas como las macrófitas enraizadas, interfieren en la navegación y en la capacidad de conducción de las diferentes vías.

La condición de un cuerpo de agua es entonces descripta en términos de su estado trófico. Para el caso de lagos se habla de tres grupos:

- 1.- Oligotrófico = lagos claros y de baja productividad de plantas acuáticas
- 2.- Mesotrófico = lagos de productividad intermedia.
- 3.- Eutrófico = lagos de alta productividad con respecto al nivel natural.

El siguiente cuadro presenta el rango típico de los parámetros de calidad de agua asociados al nivel trófico del lago.

Cuadro Nº 6.1.8

Niveles tróficos de los lagos

Variable de calidad	Oligotrófico	Mesotrófico	Eutrófico
Fósforo total ($\mu\text{g/L}$)	<10	10 - 20	>20
Clorofila ($\mu\text{g/l}$)	<4	4 - 10	>10
Disco Secchi (m)	>4	2 - 4	< 2
O ₂ hipolimnion (% saturación)	>80	10 - 80	<10

6.1.3.2.- Mecanismos Básicos de la Eutrofización

La esencia del proceso fotosintético se centra en la clorofila de las plantas, que utiliza la energía del sol para convertir el agua y el dióxido de carbono en glucosa y liberar oxígeno. Si bien el proceso es complejo, puede resumirse con la siguiente expresión:



De este modo, el cuerpo de agua se encuentra sometido a una atmósfera de oxígeno puro si se la compara con la superficie, donde la reaereación proviene de la atmósfera, la cual contiene sólo un 20% de oxígeno. Dado que los valores de saturación de OD están referidos a la atmósfera, la fotosíntesis ocasionará valores de oxígeno sobresaturados, donde concentraciones del orden de 100 ó 200 % superiores a las de saturación no resultan extrañas. Debido a que la fotosíntesis depende de la energía solar, la producción de oxígeno sólo es posible durante las horas de luz. Paralelamente a esta producción diurna de oxígeno, las algas requieren este elemento para su respiración en forma continua.

El proceso de crecimiento del fitoplancton, se podría resumir de la siguiente forma: el incremento de la radiación solar provee la fuente de energía para la reacción de fotosíntesis. La biomasa fitoplanctónica comienza a incrementarse a medida que aumenta la temperatura del agua y como consecuencia, el plancton utiliza los nutrientes disueltos. Este mecanismo continúa hasta que los nutrientes llegan a un nivel insuficiente para sustentar el crecimiento, entonces el incremento en la biomasa fitoplanctónica cesa. Consecuentemente, se observa un decrecimiento, debido frecuentemente a la predación del zooplancton y a menudo se produce un nuevo desarrollo del plancton hacia fines del verano o principios del otoño debido al reciclaje de nutrientes. Luego, la biomasa vuelve a declinar a medida que lo hace la radiación solar y la temperatura al acercarse el invierno. En la figura N° 6.1.25 puede verse el ciclo de desarrollo del fitoplancton.

Las variables fundamentales en el análisis de la eutrofización son:

- a) Radiación solar superficial y en la profundidad.
- b) Geometría del cuerpo de agua: área superficial y del fondo, profundidad, volumen.
- c) Caudal, velocidad, dispersión.
- d) Temperatura del agua.
- e) Nutrientes: fósforo, nitrógeno, sílice.
- f) Fitoplancton: clorofila A.

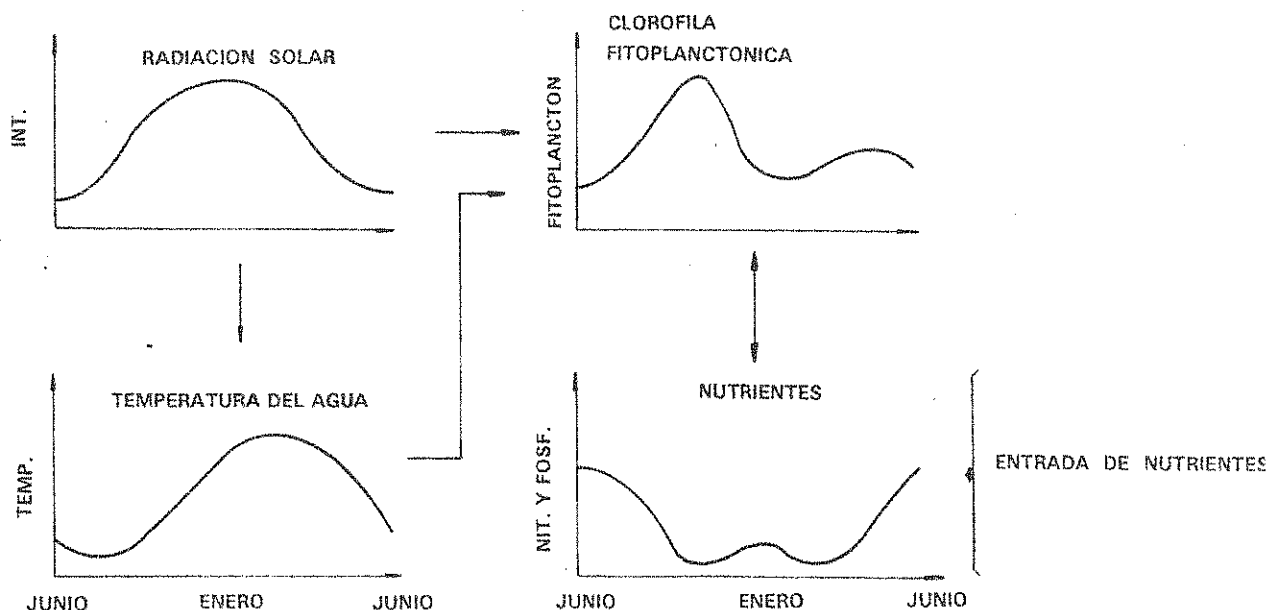


Figura 6.1.25

Ciclo de desarrollo del fitoplancton

Debe tenerse en cuenta que aquellos nutrientes mencionados precedentemente se encuentran presentes en variadas formas en un cuerpo de agua y no todas estas formas se hallan disponibles para su empleo por parte del fitoplancton. Para el caso del fósforo, el mismo se divide en dos componentes principales: fósforo total disuelto y fósforo total particulado. La forma disuelta, a su vez, está compuesta por varias formas una de las cuales es el fósforo disuelto reactivo, siendo ésta la especie empleada por el fitoplancton. Las formas particuladas del fósforo incluyen: partículas de fósforo inorgánico, provenientes del suelo transportadas por escurrimiento superficial y partículas de fósforo orgánico, que incluyen detritos y fósforo del fitoplancton.

El nitrógeno total está integrado por cuatro componentes principales: el orgánico, el amonio, el nitrito y el nitrato. Las tres últimas corresponden al nitrógeno total inorgánico, que es la forma empleada por el fitoplancton para su crecimiento. La forma orgánica representa los componentes tanto particulados como disueltos. La forma particulada, a su vez, está compuesta por partículas de detrito orgánico y por fitoplancton. En la siguiente figura Nº 6.1.26 se resumen muchos de los conceptos vertidos.

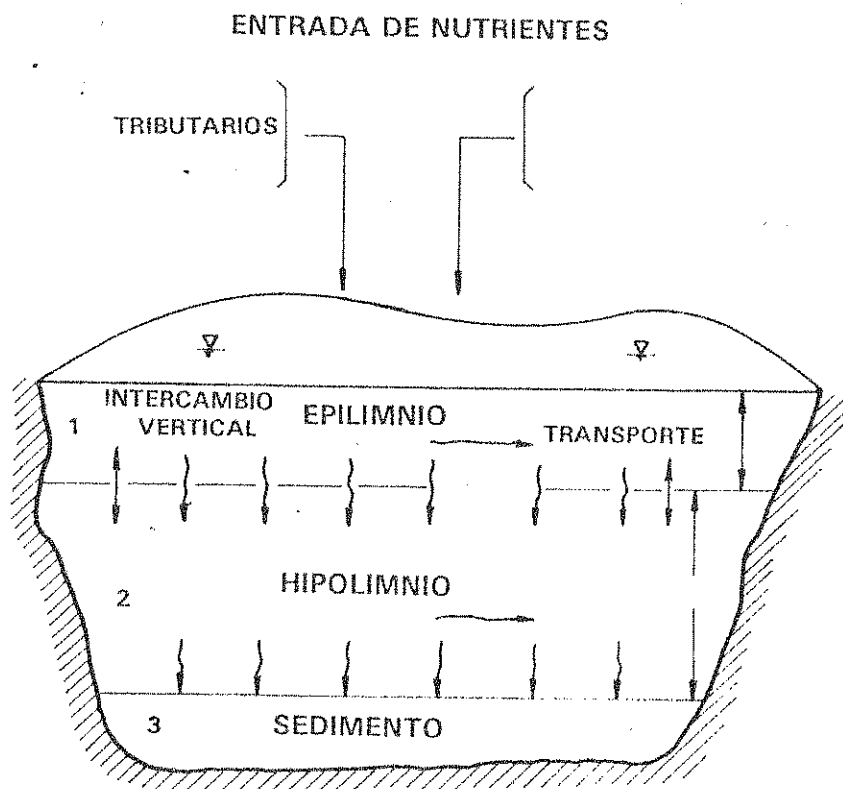


Figura 6.1.26

Comportamiento del fitoplancton en un lago

6.1.3.3.- Fuentes de Nutrientes

Las principales fuentes externas de nutrientes a un sistema lacustre son:

- a.- Descargas municipales
- b.- Descargas industriales.
- c.- Escorrentía agrícola
- d.- Escorrentía forestal
- e.- Escorrentía urbana
- f.- Aporte atmosférico

En los cuadros siguientes 6.1.9 y 6.1.10 se resumen algunos de los valores más comunes:

Cuadro 6.1.9

Aporte de nutrientes de descargas Municipales

Nutriente	Afluente (mg/L)	Efluente Tratamiento Secundario	
		Sin remoción P (mg/L)	Con remoción P (mg/L)
Fósforo total con detergentes	5-10	7	1-3
Fósforo total sin detergentes	2-5	4	-
Orto fosfato con detergente	2-5	5	1-2
Nitrógeno total	50	18	14
Nitrógeno inorgánico	30	8	7

Cuadro 6.1.10

Descargas de nutrientes de fuentes no puntuales

Fuente	Fósforo total		Nitrógeno total	
	Media	Rango	Media	Rango
Bosque natural	0,4	(0,01-0,9)	3,0	(1,3-10,2)
Atmósfera				
lluvia	0,2	(0,08-1,0)	8,0	
lluvia seca	0,8		16,0	
Escorrentía urbana	1,0	(0,1-10,0)	5,0	(1,0-20,0)
Escorrentía agrícola	0,5	(0,1-5,0)	5,0	(0,5-50,0)

Nota: todos los valores expresados en Kg/Ha.año

6.1.3.4.- Análisis de la Relación Nitrógeno-Fósforo

Como ya se indicó anteriormente, la biomasa de las plantas se incrementa por el consumo del fósforo y el nitrógeno disponibles en el agua. Si la cantidad de nutrientes descargada en el cuerpo de agua es reducida, también lo será la cantidad disponible de los mismos, y por lo tanto, la biomasa se desarrollará en esa misma proporción. Arribamos por lo tanto a dos importantes preguntas:

1. ¿Qué entradas deberán ser controladas, las de nitrógeno, las de fósforo o ambas?
2. ¿Cuál será la cantidad de nutrientes que pueda ser descargada en un cuerpo de agua de forma tal de mantener controlado el nivel de biomasa?

Una respuesta a la primera pregunta sería examinar los requerimientos relativos de nutrientes para nitrógeno y fósforo (relación N/P). La segunda pregunta puede ser respondida aplicando los conceptos básicos de modelos.

El nutriente que controlará el máximo desarrollo de biomasa será aquel que se encuentre en más baja concentración o sea el que llegue a un valor mínimo antes que los demás nutrientes. En la figura N° 6.1.27 se ejemplifican estos comportamientos.

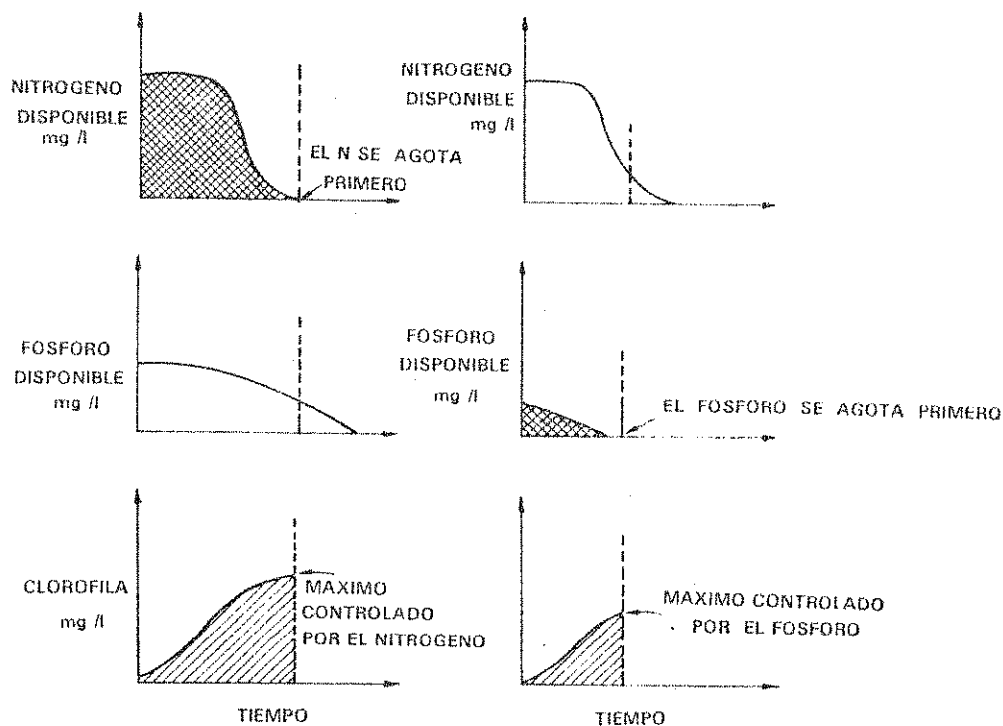


Figura 6.1.27

Control de la biomasa por el nutriente limitante

Del examen de la Figura anterior surge que la situación que prevalecerá dependerá de dos consideraciones:

1. La cantidad relativa de nitrógeno y fósforo requerida por las plantas.
2. La cantidad de nitrógeno y fósforo disponible inicialmente para el crecimiento de plantas en el cuerpo de agua.

La primera consideración involucra la estequiometría celular de las plantas acuáticas. Para el fitoplancton por ejemplo, las células contienen aproximadamente $0,5-2,0 \mu\text{g P}/\mu\text{g}$ clorofila, y contienen también $7-10 \mu\text{g N}/\mu\text{g}$ clorofila. De esta forma, como se ve en la figura N° 6.1.27 si el nitrógeno disponible inicialmente fuese 5 mg N/l y se asume una estequiometría de $10 \mu\text{g N}/\mu\text{g}$ clorofila, entonces el nitrógeno daría como resultado $500 \mu\text{g}$ clorofila/l.

En forma análoga, si inicialmente nos encontráramos con una cantidad de fósforo disponible de 1 mg P/l , y empleásemos una estequiometría de $1 \mu\text{g P}/\mu\text{g}$ clorofila, la cantidad de clorofila resultante será de $1000 \mu\text{g/l}$.

Analizando ambos cálculos, concluimos que el valor máximo de clorofila no se podrá lograr debido a que el N actúa en este caso como limitante. Un análisis simplificado nos sugerirá que si el P fuese el nutriente a ser controlado (debido al costo más bajo de los tratamientos para la remoción de P), y el nivel deseado de clorofila fuese de $50 \mu\text{g/l}$ tendríamos que la concentración inicial de fósforo debería ser reducida a $50 \mu\text{g/l}$ ($0,05 \text{ mg P/l}$).

La concentración de clorofila, (C_{Clo}), estará dada por:

$$C_{\text{Clo}} = \min (N/N_{\text{Clo}} ; P/P_{\text{Clo}})$$

Donde:

N = concentración de Nitrógeno, (mg/L).

N_{Clo} = relación Nitrógeno-clorofila.

P = concentración de Fósforo, (mg/L).

P_{Clo} = relación Fósforo-clorofila.

Graficando la concentración de nitrógeno versus la concentración de fósforo, resulta :

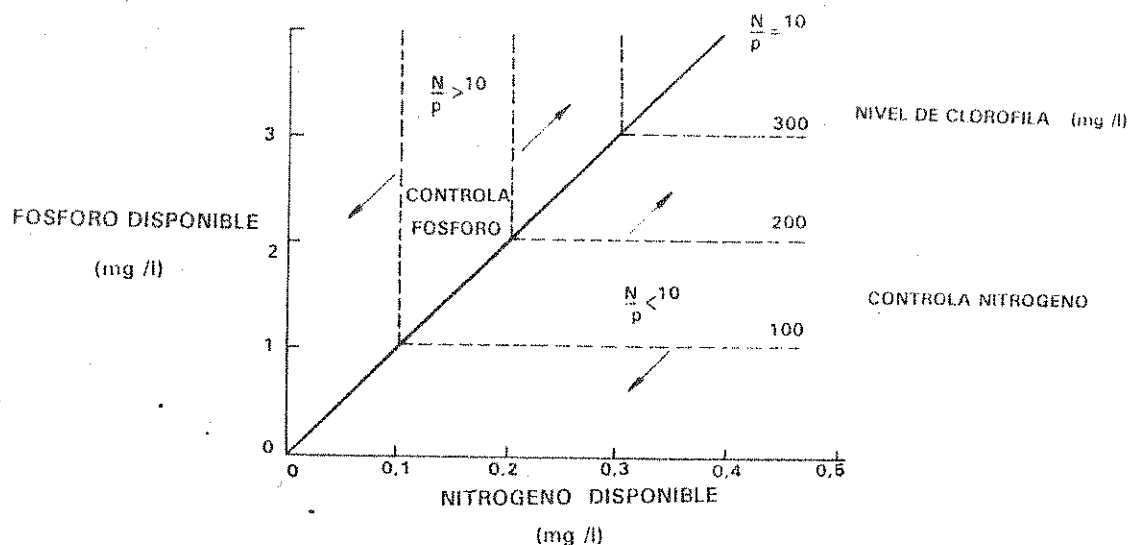


Figura 6.1.28

Regiones controladas por N o P según la relación N/P

En esta Figura 6.1.28 se ha empleado una relación $N/P=10$. Se puede ver que si N/P es menor de 10 entonces el N controla, en cambio, si N/P es mayor de 10 entonces es el P el que controla. Si $N/P = 10$ ninguno controla. Este análisis simple dependerá de la estequiometría de la planta a adoptar.

6.1.3.5.- Modelos Simplificados de Fitoplancton de Lagos

En los últimos diez o veinte años se ha llevado a cabo un considerable esfuerzo en el desarrollo de análisis empíricos y teóricos de eutrofización que pudiesen ser aplicados fácilmente. Dado que los mayores problemas de lagos están relacionados con el fitoplancton, los modelos simplificados de este último han probado tener una gran importancia para obtener una primera aproximación de los efectos probables de la reducción en las entradas de nutrientes.

Un punto en común de la mayoría de los modelos es el balance de masa del nutriente que se supone limitante, como por ejemplo el fósforo. El fósforo total se emplea como indicador del estado trófico. Vollenweider, en sus primeras publicaciones, de carácter empírico, relacionó la carga externa de nutrientes, (g/m^2 superficie del lago por año), con la profundidad de los mismos y descubrió que los lagos se dividen en dos grandes grupos de acuerdo a su estado de eutrofización. A partir de este trabajo, otros investigadores

han continuado incorporando mas datos y otros mecanismos. Estos últimos esfuerzos han estado orientados a relaciones semiempíricas para estimar no sólo la carga de fósforo, sino también la concentración de clorofila. CHAPRA y TARAPCHAK han resumido el esquema simplificado en los siguientes pasos:

- 1.- Estimar la carga de fósforo total al lago.
- 2.- Determinar la concentración media anual de fósforo total en el lago.
- 3.- Estimar la concentración de primavera de fósforo total en el lago, a partir de la concentración media anual.
- 4.- Calcular la concentración media de clorofila de verano a partir de la concentración de fósforo total de primavera.

Dado que en general, el P es el nutriente limitante, se presenta el Balance de masa de fósforo. Un balance similar tendría que realizarse para el N.

A.- Balance de masa de fósforo

Las suposiciones empleadas en este análisis son:

- 1.- Lago completamente mezclado.
- 2.- Estado estacionario, representando promedio estacional o anual.
- 3.- Fósforo como limitante.
- 4.- Fósforo total usado como medida del estado trófico.

Resulta interesante que, a pesar de la severidad de tales suposiciones, este tipo de análisis funcione. La primera suposición ignora la estratificación del lago y la consiguiente intensificación del fitoplancton en el epilimnio. La segunda, ignora el comportamiento dinámico como se mostró en las figuras anteriores N° 6.1.25 y N° 6.1.27. La tercera, considera que sólo uno de los nutrientes debe ser tenido en cuenta ya que los otros requerimientos nutricionales del fitoplancton se encuentran satisfechos. Finalmente, la cuarta suposición indica que la determinación de fósforo total es el análisis químico más importante e implica que existe una relación entre el fósforo total y la biomasa. Finalmente, se ha comprobado que a pesar de todas estas suposiciones el análisis produce resultados muy útiles.

La ecuación básica para fósforo total es la siguiente :

$$V \frac{dP_{tot}}{dt} = W - v_s * A_s * P_{tot} - Q * P_{tot} \quad (62)$$

$$V \frac{dP_{tot}}{dt} = W - K_S * P_{tot} * V - Q * P_{tot} \quad (63a)$$

Para :

$$K_S = v_S / H \quad (63b)$$

Donde :

V = volumen del lago ($Long^3$).

P_{tot} = concentración de fósforo total en el lago ($\mu g/l$)

Q = caudal de salida.

A_S = superficie del lago ($Long^2$).

W = aportes externos de fósforo (gramo/seg).

K_S = tasa total de pérdida de fósforo (1/tiempo).

H = profundidad del lago ($Long$).

En la figura 6.1.29 se aprecia el comportamiento del fósforo en un lago mezclado.

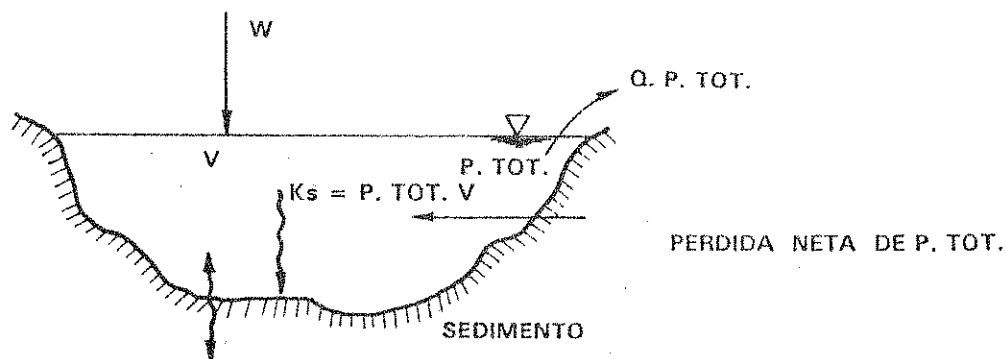


Figura 6.1.29

Balance de fosforo en un lago mezclado

en situación estacionaria, la ecuación 62 se reduce a :

$$P_{tot} = \frac{W}{Q + v_S * A_S} \quad (64)$$

donde ; v_S es la velocidad de sedimentación ($Long/tiempo$)

Esta ecuación se puede expresar en función de la Carga por Unidad de Superficie W' ($g/m^2 \cdot \text{año}$)

$$W' = \frac{W}{A_S} \quad (65)$$

la ecuación 64 queda:

$$P_{tot} = \frac{W'}{q + v_S} \quad (66)$$

Donde:

q = tasa de sobreflujo hidráulico (Q/A_S) (Long/tiempo)

Una expresión alternativa de la ecuación 63a puede expresarse de la siguiente forma:

$$P_{tot} = \frac{W'}{H * (\sigma + K_S)} \quad (67)$$

Donde:

$$\sigma = Q/V = 1/t_d \quad (68)$$

siendo t_d el Tiempo de Retención del lago.

La dificultad de usar las ecuaciones 66 y 67 es que v_S y K_S es decir la velocidad neta de sedimentación y la tasa neta de pérdida de fósforo respectivamente no están disponibles fácilmente debido a la dificultad de su medición. Sin embargo, si se dispone de información de las entradas y salidas del lago, se puede estimar K_S . Supongamos que se examinan cierta cantidad de lagos donde P_{tot} , W' , H y σ pueden ser estimados, luego la ecuación 67 permite una aproximación de K_S . Vollenweider dedujo que :

$$K_S = 10/H \quad (69)$$

para H en metros y K_S en 1/año.

Dado que $K_S = v_S/H$, tenemos que $v_S = 10$ m/año

Reemplazando la ecuación 69 en la 66 tendremos:

$$P_{tot} = \frac{W'}{10 + H * \sigma} \quad (70)$$

Si ahora fijamos el nivel aceptable de P_{tot} , podremos calcular el valor de W' permisible. Se han sugerido los siguientes valores de P_{tot} como guía.

Nivel de P_{tot} aceptable = $10 \mu\text{gP/L} = 10 \text{ mg/m}^3$

Nivel de P_{tot} excesivo = $20 \mu\text{gP/L}$

En la figura 6.1.30 se ha expresado en forma gráfica la relación de Vollenweider, de manera que puede determinarse W' en función de H , σ y P_{tot} .

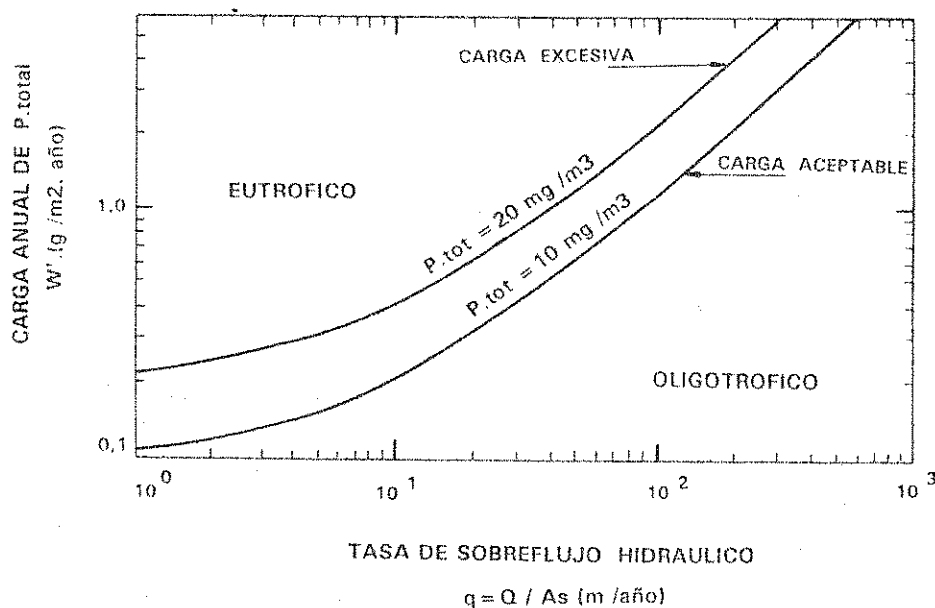


Figura 6.1.30

Relación entre carga de nutriente y estado trófico

Además de la concentración de fósforo total en un lago, el estado trófico del mismo puede ser medido en base a: la concentración de clorofila, la profundidad de disco Secchi o la deflexión de oxígeno en el hipolimnio. Muchos investigadores han realizado trabajos correlacionando los distintos indicadores del estado trófico entre sí. Las siguientes figuras representan las correlaciones desarrolladas por RAST y LEE.

$$\log[\text{Clorofila "A"}] = 0,76 \log[(W'/q) / (1+vt_d)] - 0,259$$

:

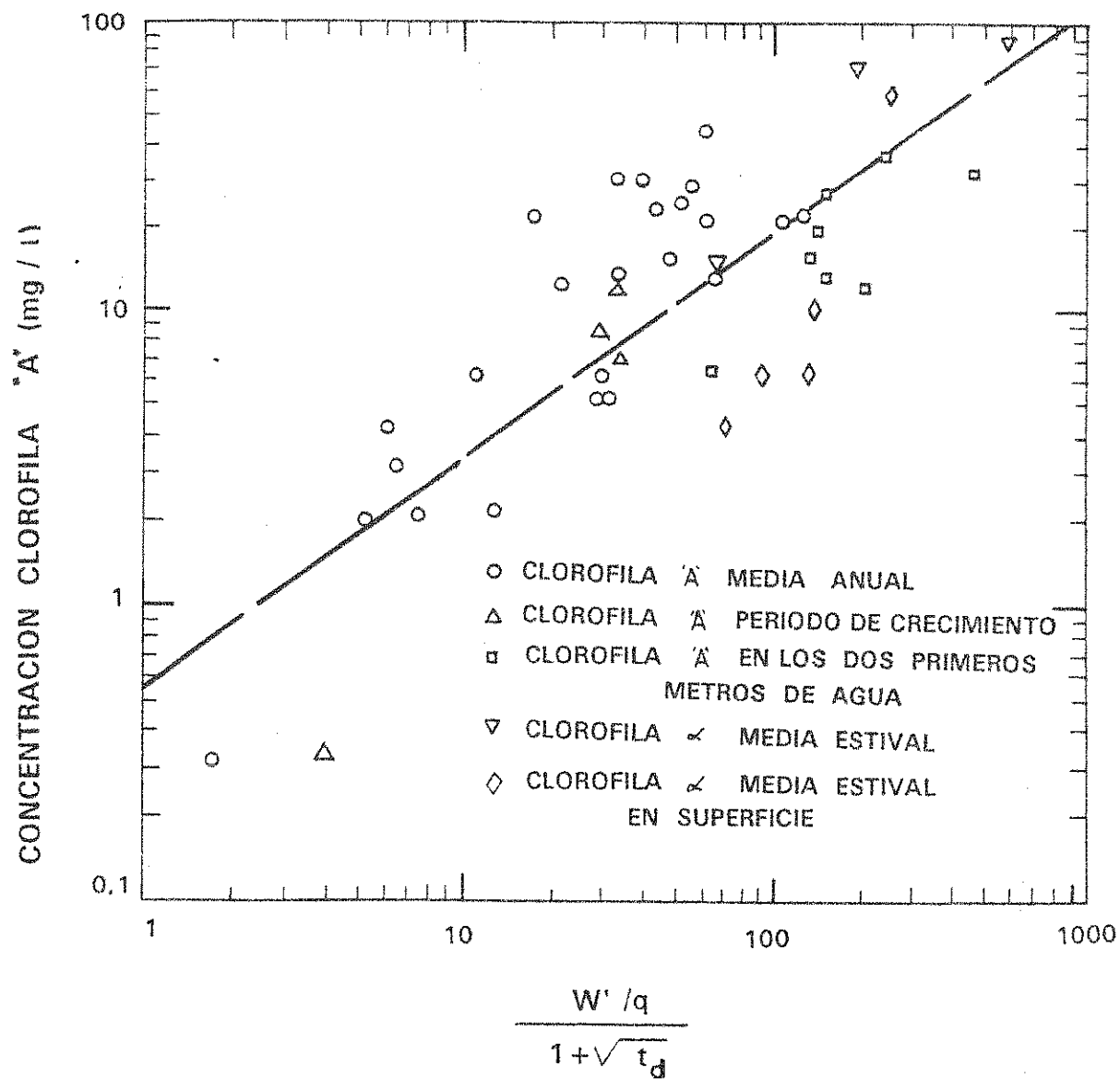
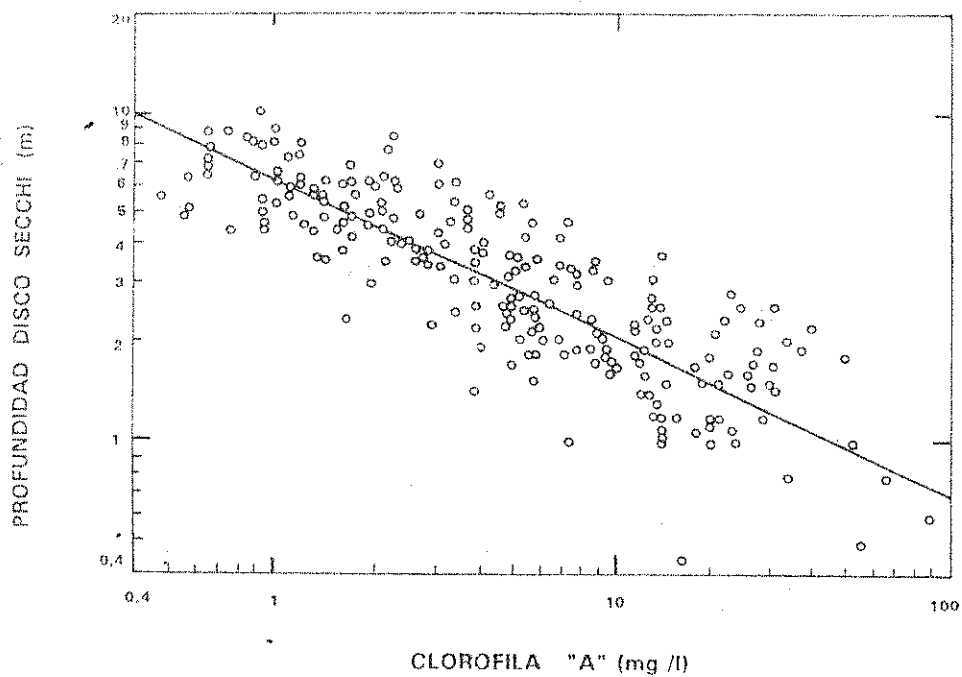


Figura 6.1.31

Clorofila "A" Vs. concentración de fosforo



CLOROFILA "A" (mg /l)

Figura 6.1.32

Clorofila "A" Vs profundidad disco Secchi

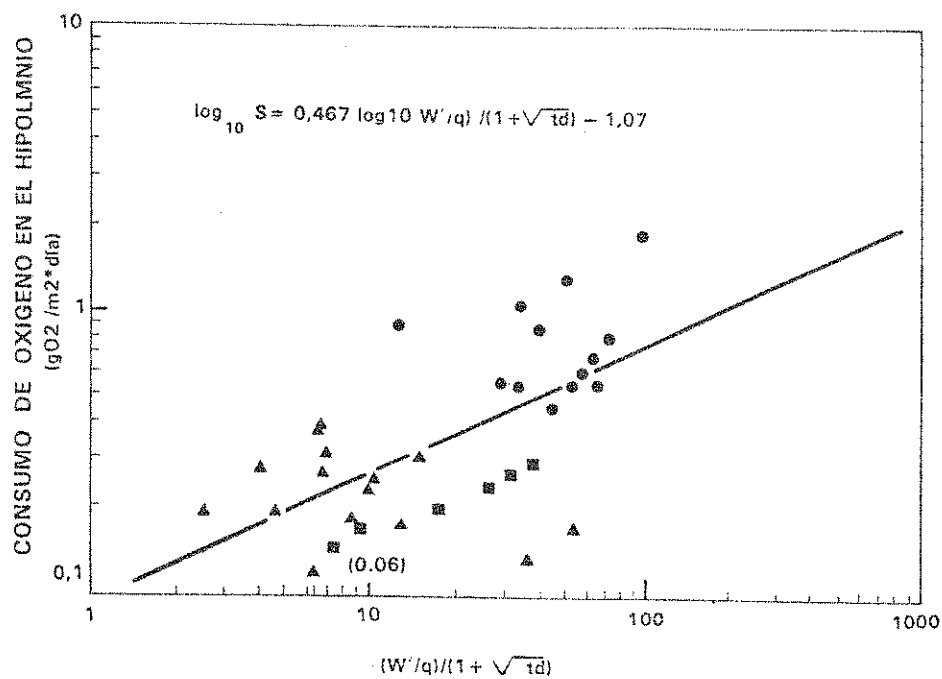


Figura 6.1.33

Concentración de fosfora Vs consumo de
oxígeno en el hipolimnion

PROBLEMA Nº 6.1.6

Datos:

Geometría del lago:

Volumen (V)	= $6,22 * 10^8 \text{ m}^3$
Area	= $7,77 * 10^7 \text{ m}^2$
Profundidad	= 8 m

Planta de tratamiento:

Población servida	= 30.000 hab.
Dotación	= 250 L/hab.día
Conc. P _{tot} . en la entrada	= 6 mg/L
Remoción	= 20 %

Alcantarillado combinado:

Coef. de escurrimiento	= 0,45
Area servida	= 15,54 km ²
% retenido en Pta. Tratam.	= 5
Conc. P _{tot} en la salida	= 4 mg/L

Tributario del lago:

Caudal promedio anual	= 14,16 m ³ /s
Conc. P _{tot} (tierra virgen)	= 0,02 mg/L

Zona agrícola:

Area de drenaje	= 155,4 Km ²
Carga de P _{tot}	= 0,08764 Kg/Km ² .día
Escurrimiento	= 30% lluvia

Bosques:

Area de drenaje	= 207,2 Km ²
Carga de P _{tot}	= 0,02629 Kg/Km ² .día
Escurrimiento	= 30% lluvia

Pregunta: La cuenca del lago recibe una precipitación anual de 762 mm. Estimar la concentración de P_{tot} en el lago en base a promedios anuales.

Solución:

1.- Descarga del lago (Q)

Dado que la precipitación y la evaporación no afectan el balance hidrológico del lago, la suma del caudal del tributario más los flujos por aportes al mismo será igual al caudal de salida.

- Planta de tratamiento

$$Q = 30.000 \text{ hab} * 250 \text{ l/hab.día} * \text{día}/86400 \text{ s} * \text{m}^3/1000 \text{ l}$$
$$Q = 0,087 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Alcantarillado combinado

$$Q = \text{Coeficiente escurrimiento} * \text{Intensidad Lluvia} * \text{Area} * \\ (1 - \% \text{ retenido Pta. Tratamiento})$$

$$Q = 0,45 * 762 \text{ mm/año} * 15,54 \text{ Km}^2 * (1 - 0,05) * 0,000032$$
$$Q = 0,16 \text{ m}^3/\text{s}$$

(0,000032 = factor de conversión)

- Zona agrícola

$$Q = 155,4 \text{ Km}^2 * 762 \text{ mm/año} * 0,3 * 0,000032 =$$
$$Q = 1,13 \text{ m}^3/\text{s}$$

- Bosque

$$Q = 207,4 \text{ Km}^2 * 762 \text{ mm/año} * 0,3 * 0,000032 =$$
$$Q = 1,52 \text{ m}^3/\text{s}$$

Resumiendo:

$$Q = (0,087 + 0,16 + 1,13 + 1,52 + 14,16) \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = 17,06 \text{ m}^3/\text{s}$$

2.- Descarga de fósforo total al lago (W)

- Planta de tratamiento

$$W = 0,087 \text{ m}^3/\text{s} * 6 \text{ mg P}_{\text{tot}}/\text{l} * 0,8 * 86,4$$
$$W = 36,08 \text{ Kg P}_{\text{tot}}/\text{día}$$

(86,4 = factor de conversión)

- Tributario

$$W = 14,16 \text{ m}^3/\text{s} * 0,02 \text{ mg P}_{\text{tot}}/\text{l} * 86,4$$
$$W = 24,47 \text{ Kg P}_{\text{tot}}/\text{día}$$

- Alcantarillado combinado

$$W = 0,16 \text{ m}^3/\text{s} * 4 \text{ mg/l} * 86,4$$
$$W = 55,3 \text{ Kg P}_{\text{tot}}/\text{día}$$

- Zona agrícola

$$W = 0,08764 \text{ Kg P}_{\text{tot}}/\text{Km}^2 \text{ día} * 155,4 \text{ Km}^2$$
$$W = 13,62 \text{ Kg P}_{\text{tot}}/\text{día}$$

- Bosque

$$W = 0,02629 \text{ Kg P}_{\text{tot}}/\text{Km}^2 \text{ día} * 207,2 \text{ Km}^2$$
$$W = 5,45 \text{ Kg P}_{\text{tot}}/\text{día}$$

Resumiendo:

$$W = (36,08 + 55,3 + 13,62 + 5,45 + 24,47) \text{ Kg P}_{\text{tot}}/\text{día} =$$
$$W = 134,92 \text{ Kg P}_{\text{tot}}/\text{día}$$

3.- Carga de fósforo total por unidad de superficie (W')

$$W = 134,92 \text{ Kg P}_{\text{tot}}/\text{día} * 365000$$

$$W = 4,92 * 10^7 \text{ gr P}_{\text{tot}}/\text{año}$$

$$W' = \frac{4,92 * 10^7 \text{ gr P}_{\text{tot}}/\text{año}}{7,77 * 10^7 \text{ m}^2} = 0,63 \text{ gr P}_{\text{tot}}/\text{m}^2 \cdot \text{año}$$

4.- Concentración en el lago

$$t_d = V/Q = \frac{6,22 * 10^8 \text{ m}^3 * 3,153 * 10^7 \text{ año/s}}{17,06 \text{ m}^3/\text{s}} = 1,15 \text{ año}$$

$$q = H/t_d = 8 \text{ m}/1,15 \text{ año} = 6,96 \text{ m/año}$$

Asumiendo un valor de $v_s = 12,4$ m/año

$$P_{tot} = \frac{W'}{q + v_s} = \frac{0,63 \text{ g/m}^2 \cdot \text{año}}{(6,96 + 12,4) \text{ m/año}} = 0,033 \text{ g/m}^3$$

$$P_{tot} = 33 \text{ } \mu\text{g/L}$$

6.1.4.- Estuarios, Ríos y Mar

6.1.4.1.- Introducción

La región comprendida entre el río y el océano constituye un sistema hídrico complejo y diverso: es el sistema de los estuarios, bahías y rías. El ir y venir de las mareas, el cambio de la salinidad motivado por el océano y el aporte de nutrientes del área de drenaje superior contribuyen a la creación de un ecosistema acuático único. Estas áreas son cruciales en la reproducción de muchas especies de peces, como zonas de reproducción y cría.

El movimiento de las mareas dentro y fuera de los estuarios y los efectos de densidad creados por la intrusión salina, son de particular importancia cuando se describe la calidad de este tipo de cuerpo de agua. Muchas ciudades están ubicadas en las márgenes de estuarios debido a razones históricas de acceso rápido. Durante muchos años esas ciudades han descargado desperdicios a esos cuerpos de agua. Los efectos, no se evidenciaron inmediatamente. No obstante, con el pasar del tiempo la situación ha empeorado, concentrando el interés de los especialistas.

Un río con influencia de mareas es aquella parte del río donde se verifica inversión de la corriente pero la sal no ha penetrado, de modo que el sistema es de agua dulce. Un estuario es la parte anegable del sistema de un río causada por la incursión del océano, con marcada inversión de corriente y aumento de la salinidad.

6.1.4.2.- Relaciones entre Densidad, Temperatura y Salinidad

El estudio del comportamiento de las corrientes en un estuario tiene aspectos complicados debido a la estratificación derivada del diferente nivel de salinidad de las aguas. Las diferencias de salinidad y temperatura en las regiones del estuario o bahía dan como resultado diferencias de densidad conjuntamente con complicados comportamientos de circulación. Es importante examinar las relaciones entre la temperatura, la salinidad y la densidad.

En la figura 6.1.34 se aprecia el efecto de la temperatura en la densidad del agua. Puede verse que el valor máximo de la misma ocurre a los 4 °C. La densidad también depende de la salinidad del agua, verificándose su aumento con ella y con la presión atmosférica, a pesar de que este último factor no es de gran importancia.

La ecuación 71 es una expresión para el cálculo de la misma:

$$\delta = 1 + \{10^{-3} * [(28,14 - 0,0735 * T - 0,00469 * T^2) + (0,802 - 0,002 * T) * (S - 35)]\} \quad (71)$$

Donde:

δ = densidad.

T = temperatura en °C.

S = salinidad en partes por mil.

VARIACION DE LA DENSIDAD DEL AGUA CON LA T°

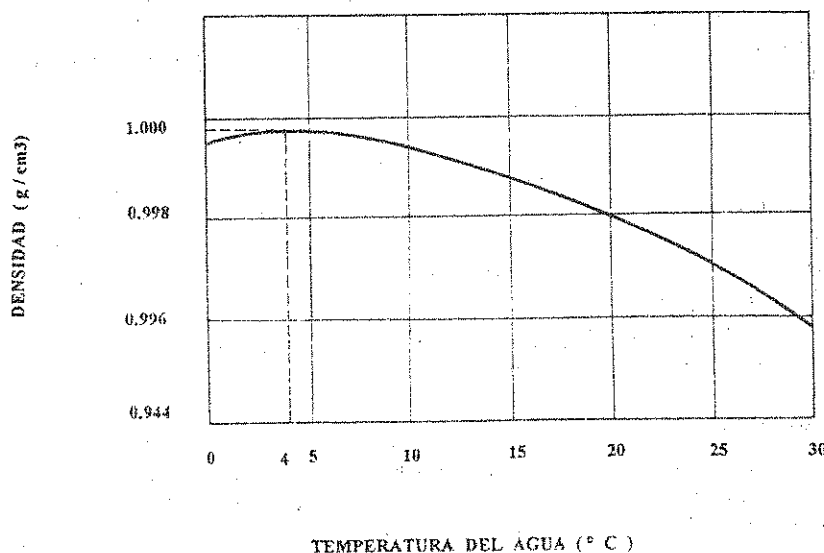


Figura 6.1.34

Variación de la densidad del agua con la temperatura

6.1.4.3.- Distribución de la Calidad del Agua en Estuarios

Estimar el comportamiento temporal y espacial de la calidad de aguas en un estuario es complicado debido a los efectos de marea. Sin embargo, se pueden realizar algunas simplificaciones que permitirán estimar la distribución de la calidad de aguas en el estuario. Las simplificaciones pueden ser resumidas considerando las siguientes suposiciones:

1. El estuario es unidimensional.
2. La calidad del agua está dada por el promedio de un cierto número de ciclos de marea.
3. El área, el caudal y las constantes de reacción son constantes con la distancia.
4. El estuario se encuentra en estado estacionario.

Un cuerpo de agua se considera un estuario unidimensional cuando está sujeto a inversiones mareológicas, donde solamente el gradiente longitudinal de un parámetro de calidad de agua es dominante.

A fin de construir un modelo de una variable no conservativa, se debe hacer un balance de masa alrededor de un elemento del estuario. Para realizar este trabajo, es conveniente analizar las escalas de tiempo a emplear. En lugar de pensar en términos de escala a tiempo real, la ecuación final puede ser simplificada considerando que la escala de tiempo está compuesta por unidades de ciclo de marea. De esta forma, el balance de masa y las ecuaciones del modelo representarán la calidad de agua del estuario a través de una secuencia de ciclos de marea. En otras palabras, las ecuaciones darán una idea de la variación de calidad de aguas entre ciclos de marea pero no en los ciclos.

Cuando el sistema es observado en base a los ciclos de marea, el fenómeno de inversión introduce un mezclado considerable. Esto se puede visualizar considerando la descarga instantánea de colorante en un estuario en un momento de velocidad igual a cero, o sea aquel espacio de tiempo entre el fin de la pleamar y el comienzo de la bajamar o viceversa. Esto se puede apreciar en la figura 6.1.35.

A medida que la bajamar avanza, el colorante se desplaza aguas abajo y se dispersa debido a los gradientes laterales y longitudinales. Con la pleamar, el colorante se desplaza aguas arriba hacia su posición final. Dado que las partículas se desplazan con diferentes velocidades, el centroide de masa del trazador no volverá al exacto lugar de inyección. La diferencia de tiempo registrada entre ambas posiciones es una medida del lapso de descarga del estuario, y refleja la entrada de agua dulce al comienzo del mismo.

En forma adicional a este mezclado, las diferencias de densidades en la parte más salina del estuario colaboran con el proceso de mezclado. El efecto de mezclado se debe a la suma de los siguientes fenómenos: variación temporal de la velocidad de marea, gradientes verticales y laterales de velocidad y diferencias de densidad. El efecto conjunto se denomina dispersión mareológica.

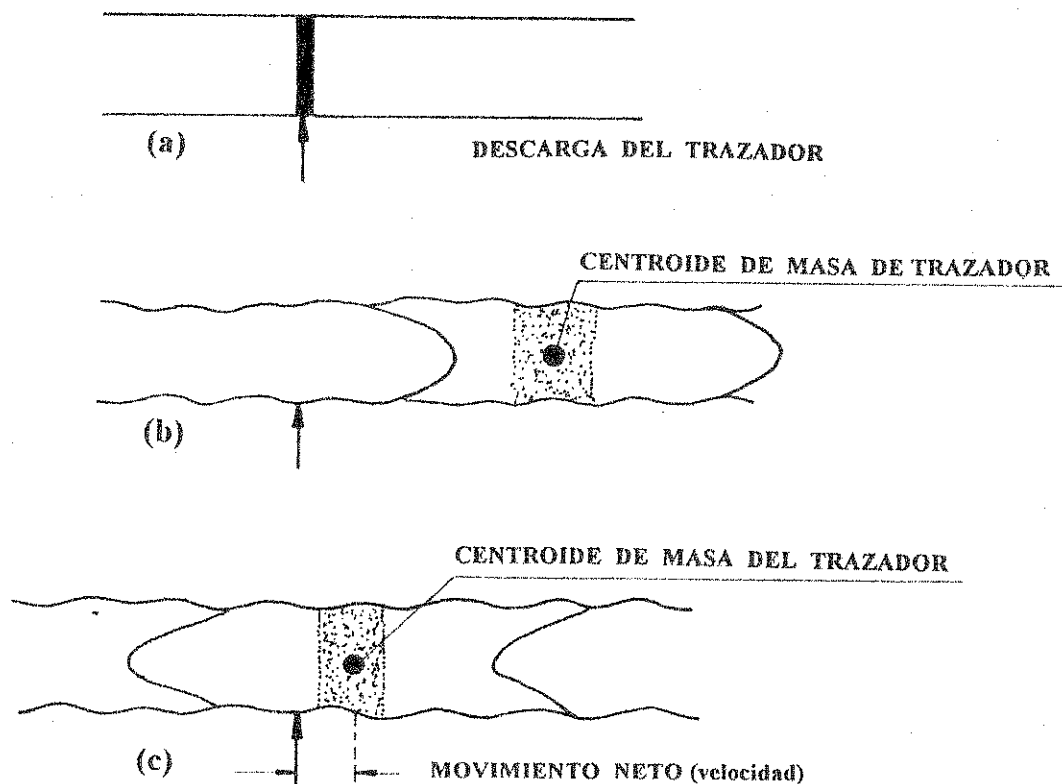


Figura 6.1.35

a) Descarga a tiempo $t = 0$, b) Situación al fin de la marea baja y c) Situación al fin del ciclo completo de marea

6.1.4.4.- Calidad de Aguas debida a Descargas Puntuales

A.- Sustancias no Conservativas

Teniendo en cuenta las suposiciones presentadas anteriormente, podemos desarrollar las siguientes ecuaciones de balance de masa para un estuario infinitamente largo, con parámetros constantes, con una descarga puntual de contaminantes reactivos en el punto $x = 0$.

$$E * \frac{d^2C}{dx^2} - v * \frac{dC}{dx} - K * C = 0 \quad (72)$$

Para:

$$C = C_0 \quad \text{en} \quad x = 0 \quad (a)$$

$$C = 0 \quad \text{en} \quad x = \pm \infty \quad (b)$$

Donde:

E = Coeficiente de dispersión debido a la marea
(long²/tiempo)

v = Velocidad neta sin marea ($v = Q/A$), donde $Q = Q_n$
(caudal neto de estuario).

La solución de la ecuación N° 72 con las restricciones a y b es la siguiente:

$$C = C_0 * e^{(j_1 * x)} \quad x \leq 0 \quad (73a)$$

$$C = C_0 * e^{(j_2 * x)} \quad x \geq 0 \quad (73b)$$

Dónde:

$$j_1 = \frac{v}{2 * E} * (1 + \alpha) \quad (73c)$$

$$j_2 = \frac{v}{2 * E} * (1 - \alpha) \quad (73d)$$

y también:

$$C_0 = \frac{W}{Q * \alpha} \quad (74e)$$

Donde:

$$\alpha = \left(1 + \frac{4 * K * E}{v^2}\right)^{1/2} \quad (74f)$$

Se debe tener en cuenta que en un río completamente mezclado y sin mareas, C_0 está dado por la descarga volcada dividida por el caudal mientras que, en un estuario, la concentración es más reducida de acuerdo al coeficiente α como consecuencia del transporte hacia arriba o abajo por las mareas.

Si el caudal neto es cero, resulta que $v = 0$ y el sistema es puramente dispersivo con las siguientes características:

$$j_1 = j_2 = (K/E)^{1/2} \quad (75a)$$

$$C = C_0 * e^{-(K * x^2 / E)^{1/2}} \quad (75b)$$

y además:

$$C_0 = \frac{W}{2 * A * (K * E)^{1/2}} \quad (75c)$$

Definiremos como número de estuario, a la relación $K * E / v^2$ que controla la resolución del sistema planteado antes. Así, si el número de estuario se aproxima a cero los perfiles de concentración en estado estacionario se parecerán a los de un río; en cambio, a medida que el número crece los perfiles se asemejan a los de un estuario puramente dispersivo sin caudal neto.

B.- Sustancias Conservativas

Para una variable conservativa como por ejemplo cloruros en un estuario, se tiene que $K = 0$ y la ecuación de balance de masa será:

$$E * \frac{d^2C}{dx^2} - v * \frac{dC}{dx} = 0 \quad (76)$$

Donde:

$$C = 0 \quad \text{en} \quad x = -\infty \quad (76a)$$

$$C = C_0 \quad \text{en} \quad x = 0 \quad (76b)$$

La solución es:

$$C = C_0 * e^{(v * x / E)} \quad x \leq 0 \quad (77a)$$

$$C = C_0 \quad x \geq 0 \quad (77b)$$

$$C_0 = W / Q \quad (77c)$$

La ecuación (77c) es muy interesante pues indica que, para una descarga de una sustancia conservativa en un estuario con su complejo sistema de mezcla, la concentración de una sustancia conservativa en estado estacionario será simplemente W / Q , lo cual resulta igual a un río.

6.1.4.5.- Calidad de Aguas debida a Descargas Distribuidas

Para evaluar el comportamiento de una sustancia distribuida a lo largo de una cierta distancia en un estuario con parámetros constantes (Q , E , A , H y K son constantes en el espacio), la ecuación diferencial será:

$$E * \frac{d^2C}{dx^2} - v * \frac{dC}{dx} - K * C = C_d \quad (78)$$

Se asume que la carga distribuida $C_d = W/A$ comienza su efecto en $x = 0$ y lo termina en $x = a$ ($0 \leq x \leq a$), con las siguientes condiciones de borde :

$$C = 0 \quad \text{en} \quad x = -\infty \quad (78a)$$

$$C = 0 \quad \text{en} \quad x = +\infty \quad (78b)$$

Dado que es necesario encontrar las soluciones para los casos donde $x < 0$ y $x > a$, a fin de establecer condiciones de borde se proponen tres soluciones:

$$a) \quad C_1 = C_0 * e^{j_1 * x} \quad \text{para} \quad x \leq 0 \quad (79a)$$

$$C_0 = \frac{C_d}{K} * \left(\frac{\alpha - 1}{2\alpha} \right) * (1 - e^{-j_1 * a}) \quad (79b)$$

$$j_1 = \frac{v}{2 * E} * (1 + \alpha) \quad \alpha = [1 + (4 * K * E / v^2)]^{\frac{1}{2}}$$

$$b) \quad C_2 = C_0 * e^{j_1(x - \alpha)} \quad \text{para} \quad 0 \leq x \leq a$$

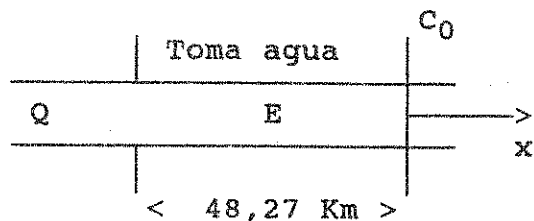
$$C_2 = \frac{C_d}{K} * \left[1 - \left(\frac{\alpha - 1}{2\alpha} \right) * e^{j_1(x - \alpha)} - \left(\frac{\alpha + 1}{2\alpha} \right) * e^{j_2 * x} \right] \quad (80)$$

$$j_2 = \frac{v}{2 * E} * (1 - \alpha)$$

$$c) \quad C_3 = C_a * e^{j_2(x - a)} \quad \text{para} \quad x \geq a \quad (81a)$$

$$C_a = \frac{C_d}{K} * \left(\frac{\alpha + 1}{2\alpha} \right) * (1 - e^{j_2 * a}) \quad (81b)$$

PROBLEMA N° 6.1.7



Datos:

Durante la época de bajos caudales de un estuario, su coeficiente de dispersión es $12,95 \text{ Km}^2/\text{d}$, la intrusión salina es de $12,88 \text{ Km}$ y la concentración de cloruros en $x=0$ (C_0) es de 18.000 mg/l . La media de las alturas máximas de marea es de $6,1$ metros y la media de las alturas mínimas de marea es de $4,88$ metros. El ancho del cauce es de $304,8$ metros

Pregunta:

Determinar el caudal mínimo de agua dulce de forma tal que en la toma de agua se obtenga un valor de cloruros que sea $\leq 250 \text{ mg/l}$. La magnitud del caudal de la toma de agua se considera despreciable.

Como podemos ver en la figura 6.1.36, la concentración de cloruros de 250 mg/l para valores medios de altura de marea se trasladará $6,44 \text{ Km}$ aguas arriba de la toma de agua en la condición de marea alta. De esta forma, queda claro que el punto donde se debe cumplir la restricción de 250 mg/l estará ubicado en el $\text{Km } 41,83$.

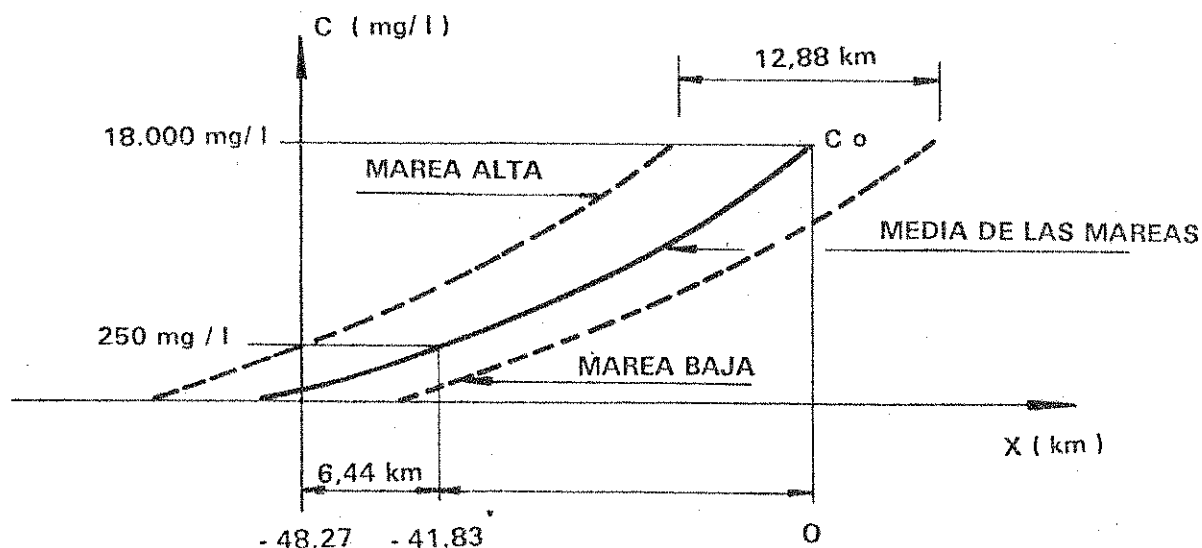


Figura 6.1.36

$$C = C_0 * e^{v*x/E} \quad 250 = 18.000 * e^{v*(-41,83)/12,95}$$

$$\ln \frac{250}{18.000} = - 3,23 * v$$

$$v = 1,32 \text{ Km/d} = 0,02 \text{ m/s}$$

Considerando el área transversal del cauce para los valores medios de altura de marea:

$$A = 304,8 \text{ m} * \left(\frac{6,10 \text{ m} + 4,88 \text{ m}}{2} \right) = 1.672,86 \text{ m}^2$$

$$Q = 0,02 \text{ m/s} * 1.672,86 \text{ m}^2 = 25,56 \text{ m}^3/\text{s}$$

6.1.4.6.- Sistemas de Resolución de las Ecuaciones Planteadas

De acuerdo a las características del cuerpo de agua que se está estudiando (estado estacionario o no, constantes, aspecto físico del mismo, etc.) se hace necesario el empleo de distintos tipos de resolución de ecuaciones. Explicaremos brevemente las características de dos tipos de aproximaciones analíticas.

La primera aproximación, que puede denominarse solución continua, hace uso de la ecuación 72 para coeficientes constantes y estado estacionario. El estuario se divide en varios segmentos y, dentro de cada uno se asume que los parámetros son constantes. Este caso es similar al de un río. Las soluciones son escritas en forma de coeficientes desconocidos los cuales pueden ser evaluados por medio de una secuencia de igualdades de balances de masa y concentración. De esta forma se obtiene la solución para cada segmento.

La segunda aproximación se puede denominar solución finita, y en esencia reemplaza las derivadas de la ecuación 72 por diferencias finitas. El cuerpo de agua se divide en un determinado número de secciones (usualmente mas secciones que en el caso de la solución continua). Se supone que cada sección está completamente mezclada, de forma tal que no se puede aplicar la solución continua. La ecuación 72 es entonces reemplazada por series de ecuaciones algebraicas, una para cada sección finita. La solución se obtiene por medio de la inversión de la matriz formada o por el empleo de otro método de solución simultánea de ecuaciones lineales.

La ventaja relativa de la solución continua es que pueden examinarse segmentos de estuario de mayor longitud que en el caso de segmentos finitos. Así, la matriz a resolver será de $2n$, donde n es el número de segmentos.

Como contraste, la aproximación por segmentos finitos, debido a que usa segmentos completamente mezclados requiere mayor número de ellos y por lo tanto la cantidad de ecuaciones a resolver se hace mayor llegando usualmente al doble.

También se debe considerar que la lógica que rodea a las soluciones continuas tiende a ser compleja y, en sistemas generalizados se hace difícil de manejar. En cambio, los segmentos finitos para ciertos casos son más simples de manejar y para el caso de estuarios unidimensionales la matriz es de forma especial (tri-diagonal) permitiendo una solución rápida. La diferencia fundamental entre uno y otro sistema de resolución es que: mientras la solución continua se preocupa por la resolución de ecuaciones diferenciales, los segmentos finitos tratan más sobre la aproximación a las ecuaciones diferenciales.

El manejo de sistemas por el método de segmentos finitos no obstante, por la complejidad que involucra su aplicación requiere la presencia de expertos en el tema y, por lo tanto se encuentra fuera del alcance de este trabajo.

6.1.4.7.- Estimación del Coeficiente de Difusión

El parámetro adicional más importante introducido en las ecuaciones de calidad de aguas planteadas es sin duda el coeficiente de dispersión E . Los siguientes son dos métodos para determinarlo:

- 1.- El uso de la salinidad del estuario como trazador de mezcla.
- 2.- La descarga de un colorante como trazador en la porción del estuario con agua dulce.

La primera aproximación emplea la ecuación 77a en el punto $x=0$ en la costa del océano o en alguna otra zona donde puede ser especificada la salinidad. En todos los casos, la coordenada x es positiva en la dirección del flujo, o sea hacia el océano. Los datos se obtienen a diferentes distancias aguas arriba en el estuario, y son graficados en escala semilogarítmica. Así, la ecuación 77a puede ser reescrita:

$$C = C_0 * e^{v*x/E}$$

Aplicando ln se tiene:

$$\ln C/C_0 = v * x / E$$

La pendiente v/E permite la estimación del coeficiente de dispersión si v , la velocidad neta advectiva es conocida. En la figura Nº 6.1.36 se ve un ejemplo.

Alternativamente, la selección de 2 puntos (C_1, x_1) y (C_2, x_2) en la línea recta de mejor ajuste de los datos de salinidad del gráfico semilogarítmico permite el cálculo de E a partir de la fórmula:

$$E = \frac{v(x_2 - x_1)}{\ln (C_2/C_1)}$$

La segunda aproximación requiere la descarga de una sustancia trazadora que puede ser un colorante o una sustancia radioactiva. La Rhodamine es uno de los colorantes más difundidos en los últimos años debido a su fácil manipuleo y bajo costo.

En esta técnica el trazador es descargado de golpe en un determinado momento de marea y seguido por varios ciclos. La dispersión de la nube del trazador en el tiempo es una medida del coeficiente de dispersión. La ecuación usada para evaluarlo es variable en el tiempo y fue desarrollada por Krenkel y Orlob (1962) y Diachishin (1963):

$$C = \frac{M}{A * (2\pi * \beta_x)} * e^{[- \frac{1}{2}(x-v*t / \beta_x)^2]}$$

Donde:

M = masa de trazador descargado.

$$\beta_x = (2*E*t)^{\frac{1}{2}}$$

A = área

t = tiempo

:

6.1.5.- Estudios Hidrológicos de Cuerpos Receptores Superficiales

6.1.5.1.- Introducción

Para el análisis hidrológico, en principio, se ordenan los cuerpos receptores superficiales en ríos y arroyos, lagos y lagunas, estuarios y rías, mares y océanos. Se proponen métodos de estudio para cada caso en particular y se ordenan de acuerdo a la calidad de la información hidrológica disponible o que se pueda disponer en el corto plazo.

En los métodos propuestos se pondrá énfasis en utilizar racionalmente la mayor cantidad posible de observaciones hidrológicas registradas a través de los años.

6.1.5.2.- Ríos y Arroyos

Cuando se estudia como punto de vuelco de efluentes cloacales una determinada sección de un río, es necesario el conocimiento y caracterización de los caudales medios, máximos y mínimos. A partir de estos valores se podrán deducir con mayor consistencia los niveles de agua y volúmenes escurridos característicos para la sección de vuelco.

Se recomienda el análisis de caudales máximos para determinar las zonas y niveles de inundación. De esta manera, se podrán ubicar las obras a resguardo de las crecientes.

Los valores de caudales medios y mínimos se utilizan para planificar el funcionamiento del cuerpo receptor en condiciones normales y críticas.

A.- Factores que afectan el escurrimiento de un río.

Factores climáticos.

- Precipitación
 - forma (lluvia, nieve o granizo)
 - intensidad
 - duración
 - distribución temporal y areal
 - dirección del movimiento de la tormenta
- Intercepción
 - tipo de vegetación
 - densidad de la vegetación
 - estación del año

- Evaporación
 - temperatura
 - viento
 - presión atmosférica
 - forma de la superficie evaporante
- Transpiración
 - humedad del suelo
 - tipo de vegetación

Factores fisiográficos

- Cuenca
 - tamaño
 - forma
 - pendiente
 - orientación
 - elevación
 - densidad de drenaje
 - tipo(s) de suelo
 - almacenamiento superficial en depresiones
 - cobertura(s) vegetal(es)
 - usos del suelo
- Cauces
 - rugosidad
 - pendiente
 - forma de la sección transversal
 - almacenamiento
 - regulaciones naturales o artificiales (lagos, afloramientos, embalses, puentes, terraplenes y rectificaciones)
 - sedimentación y erosión

B.- Disponibilidad suficiente de datos de caudales.

Se considera disponibilidad suficiente de datos de caudales, cuando existen datos de caudales observados en el curso de agua a estudiar, durante un intervalo de tiempo tal que alcance a cubrir varios períodos hidrológicos completos, continuos y consecutivos.

También se incluyen dentro de esta calidad de datos a los registros limnigráficos o lecturas de escala, siempre que el intervalo de lectura permita conocer la variación de los niveles con aceptable aproximación y esté disponible la ley H-Q o curva característica de la sección.

Por lo tanto, se recomiendan métodos de análisis de las series temporales de caudales, con el fin de obtener valores de caudales característicos y predicciones sobre eventos futuros.

B.1.- Evaluación de ciclos hidrológicos.

Los registros limnigráficos y los aforos periódicos efectuados durante varios años en una sección de un cauce fluvial, forman parte de la más valiosa información hidrológica sobre el comportamiento de su cuenca tributaria.

Algunos de los organismos encargados de realizar estas mediciones son: Agua y Energía Eléctrica, Hidronor y Direcciones Provinciales de Hidráulica.

La unidad básica de medición del caudal es el metro cúbico por segundo [m^3/s] y de los niveles de agua el metro [m].

Los estudios estadísticos se realizan utilizando como variable de mejor consistencia el caudal, por lo tanto, en los casos en que los registros limnigráficos no estén transformados a caudal, se deberá utilizar la curva característica de la sección, que es la ley que vincula biunívocamente el nivel de agua con el caudal que escurre a través de la sección. Esta curva puede presentarse en forma gráfica o como una expresión matemática del tipo exponencial:

$$Q = f(H) = a * (H - H_0)^b$$

Donde:

Q = caudal de escurrimiento a través de la sección.

H = nivel de agua en la sección.

H_0 = nivel de caudal nulo.

a y b = coeficientes determinados en el ajuste matemático.

El tratamiento de los datos hidrométricos se realiza considerando el año hidrológico, el cual comienza y termina en la época de estiaje. De esta manera, el período de crecida queda comprendido dentro del intervalo anual considerado.

Para caracterizar el régimen de escurrimiento de un curso de agua, se clasifica el conjunto de datos hidrológicos en forma sistemática:

- a) Caudal instantáneo: es el caudal correspondiente a un instante determinado. Se obtiene de la curva característica de la sección, a partir del registro de nivel de agua en la sección para el instante requerido.
- b) Caudal medio diario: es la media aritmética de un determinado número de caudales instantáneos. Para decidir cuantos instantes de tiempo

intervienen, se debe trabajar sobre los datos proporcionados por el limnógrafo, analizando la variación temporal diaria de los niveles de agua.

- c) Caudal medio diario máximo anual: es el máximo seleccionado entre los 365 valores que integran la serie anual de caudales medios diarios.
- d) Caudal medio mensual: es la media aritmética de los caudales medios diarios de todos los días del mes considerado.
- e) Caudal medio anual o módulo anual: es la media aritmética de los doce (12) caudales medios mensuales.
- f) Módulo de un período: es la media aritmética de los módulos anuales correspondientes al período de tiempo considerado.
- g) Rango: Diferencia entre el máximo y mínimo valor de la serie considerada.
- h) Coeficiente de variabilidad anual: es el cociente entre el desvío estándar y el módulo. Se utiliza para caracterizar la dispersión de los caudales respecto del módulo. Se mide en porcentaje [%].

B.2.- Eventos Extremos. Análisis de frecuencia.

En hidrología, los eventos extremos están asociados a crecidas o a estiajes y, generalmente, son los principales condicionantes para el diseño de obras y la evaluación de situaciones críticas de los cuerpos receptores.

Tanto en la planificación de los recursos hídricos como en el diseño de obras, se toman como referencia eventos futuros cuyo momento de ocurrencia no puede predecirse. Por lo tanto, se recomienda el análisis de frecuencia para estudiar la probabilidad con la cual sobreviene un determinado evento.

B.2.1.- Análisis de los datos.

La serie de datos es simplemente una muestra a partir de la cual, mediante una ley de distribución probabilística teórica, se infieren propiedades de la población. De esta manera, se pueden hacer predicciones sobre eventos probables. Por lo tanto, la calidad de la muestra es muy importante para obtener resultados útiles.

La magnitud de la serie de datos esta directamente ligada a la confiabilidad del ajuste probabilístico. Por lo

tanto se requiere que la cantidad de años de registro sea representativa del período de retorno considerado en la predicción (ver B.2.2.- Posición Gráfica. Recurrencia y B.2.6.- Riesgo Hidrológico). El período mínimo recomendado para obtener mayor confiabilidad en las predicciones, es de 25 años de registro.

El registro de datos debe ser homogéneo, es decir las variaciones entre los caudales máximos o mínimos registrados, se deben pura y exclusivamente al azar. De esta manera, se debe utilizar solamente el período de registro en el cual no se produjeron alteraciones hidrológicas en la cuenca tributaria que afecten a los caudales pico o mínimos.

Tales alteraciones pueden ser:

- construcción de embalses artificiales.
- rectificación de cauces.
- construcción de canales y drenajes de saneamiento y recuperación de zonas inundadas o inundables.
- trasvases de cuenca.
- derivación para riego.
- cambios importantes en el uso del suelo, etc.

El tipo de muestra a utilizar será la denominada serie anual, que esta compuesta por los valores de caudales medios diarios máximos registrados para cada año. Este tipo de serie tomada de años hidrológicos, asegura la independencia entre cada valor de la muestra.

B.2.2.- Posición gráfica. Recurrencia.

A cada valor de caudal de la muestra se le calcula un período de retorno o intervalo de recurrencia (R), el cual se define como intervalo de tiempo promedio (medido en años) para que un determinado evento sea igualado o excedido.

Asimismo, el período de retorno es la inversa de la probabilidad anual de que un evento sea igualado o excedido.

La recurrencia de cada elemento de la muestra se calcula en base a un ordenamiento de dichos elementos de acuerdo a su magnitud. En serie de valores extremos máximos, éstos se ordenan en forma decreciente, es decir el mayor evento registrado posee el número de orden 1. Por el contrario, las series de valores extremos mínimos se ordenan en forma creciente.

La expresión empírica a utilizar es la de Weibull:

$$R = \frac{N + 1}{m}$$

Donde:

R = recurrencia.

N = número de años de registro.

m = número de orden del evento.

B.2.3.- Extremos Máximos. Ley de distribución Gumbel.

Los estudios estadísticos de Fisher y Tippet han mostrado que las colas de las distribuciones probabilísticas, donde se ubican los valores extremos, tienden asintóticamente a otra ley de distribución independiente de la que rige a la variable aleatoria en estudio.

Esto significa que cualquiera sea la ley de distribución probabilística que mejor representa a la serie muestral de los caudales medios diarios registrados en una estación de aforo, la serie conformada por los valores máximos de cada año durante el mismo período tenderá a una ley límite de los valores extremos. Esta tendencia es más notoria a medida que la longitud de la muestra aumenta.

La mencionada distribución límite es una doble exponencial y se expresa de la siguiente forma

$$p = 1 - e^{-e^{-Y}}$$

Donde:

p = la probabilidad de que un caudal medio diario sea igualado o excedido, siendo igual a la inversa de la recurrencia.

e = base de los logaritmos neperianos.

y = variable reducida de Gumbel. Se considera como una transformación doble logarítmica de la recurrencia.

La forma más usual de expresar cualquier distribución de frecuencias es:

$$Q = Q_{med} + K * S$$

Donde:

Q = caudal con una recurrencia dada.

Q_{med} = media de la serie de datos.

S = desvío estándar de la serie de datos.

K = factor de frecuencia definido para cada distribución en particular.

:

Para el caso de la distribución Gumbel:

$$K = (y - Y_n) / S_n$$

$$y = -\ln (\ln (R / (R - 1)))$$

Donde:

R = recurrencia.

Y_n = media reducida.

S_n = desvío estándar reducido.

Los valores de Y_n y S_n dependen de la longitud del registro de la muestra y se proporcionan en la siguiente tabla.

DISTRIBUCION PROBABILISTICA GUMBEL
MEDIA REDUCIDA (Y_n) y DESVIO REDUCIDO (S_n)
EN FUNCION DEL NUMERO DE AÑOS DE REGISTRO

N	Y_n	S_n	N	Y_n	S_n
8	0.48430	0.90430	49	0.54810	1.15900
9	0.49020	0.92880	50	0.54854	1.16066
10	0.49520	0.94970	51	0.54890	1.16230
11	0.49960	0.96760	52	0.54930	1.16380
12	0.50350	0.98330	53	0.54970	1.16530
13	0.50700	0.99720	54	0.55010	1.16670
14	0.51000	1.00950	55	0.55040	1.16810
15	0.51260	1.02057	56	0.55080	1.16960
16	0.51570	1.03160	57	0.55110	1.17090
17	0.51810	1.04110	58	0.55150	1.17210
18	0.52020	1.04930	59	0.55180	1.17340
19	0.52200	1.05660	60	0.55208	1.17467
20	0.52355	1.06283	62	0.55270	1.17700
21	0.52520	1.06960	64	0.55330	1.17930
22	0.52680	1.07540	66	0.55380	1.18140
23	0.52830	1.08110	68	0.55430	1.18340
24	0.52960	1.08640	70	0.55477	1.18536
25	0.53086	1.09145	72	0.55520	1.18730
26	0.53200	1.09610	74	0.55570	1.18900
27	0.53320	1.10040	76	0.55610	1.19080
28	0.53430	1.10470	78	0.55650	1.19230
29	0.53530	1.10860	80	0.55688	1.19382
30	0.53622	1.11283	82	0.55720	1.19530
31	0.53710	1.11590	84	0.55760	1.19670
32	0.53800	1.11930	86	0.55800	1.19800
33	0.53880	1.12260	88	0.55830	1.19940
34	0.53960	1.12550	90	0.55860	1.20073
35	0.54034	1.12847	92	0.55890	1.20200
36	0.54100	1.13130	94	0.55920	1.20320
37	0.54180	1.13390	96	0.55950	1.20440
38	0.54240	1.13630	98	0.55980	1.20560
39	0.54300	1.13880	100	0.56002	1.20640
40	0.54362	1.14132	150	0.56461	1.22534
41	0.54420	1.14360	200	0.56715	1.23506
42	0.54480	1.14580	250	0.56878	1.23292
43	0.54530	1.14800	300	0.56993	1.24786
44	0.54580	1.14990	400	0.57144	1.25450
45	0.54630	1.15185	500	0.57240	1.25680
46	0.54680	1.15380	750	0.57377	1.26506
47	0.54730	1.15570	1000	0.57450	1.26851
48	0.54770	1.15740		0.57721	1.28255

B.2.4.- Extremos Mínimos. Distribución Log-Gumbel.

La muestra de extremos mínimos se conforma con el promedio de los 7 caudales medios diarios consecutivos más bajo de cada año hidrológico considerado. En este caso el inicio del año hidrológico se considera en la época de crecidas del curso de agua.

Las expresiones matemáticas son idénticas que en la distribución Gumbel, pero se utiliza como muestra la serie de los logaritmos de los valores extremos registrados.

B.2.5.- Ajuste gráfico.

Tanto para la predicción de eventos máximos como mínimos, se recomienda graficar en un papel probabilístico los caudales extremos que componen la muestra contra la recurrencia asignada. Asimismo se puede superponer a estos, los valores calculados o ajustados a la distribución de frecuencias adoptada.

De esta manera se puede analizar con mejor criterio la bondad del ajuste de la ley probabilística teórica. En la figura 6.1.37 se adjunta el modelo del papel probabilístico perteneciente a la distribución estadística de eventos extremos Gumbel.

B.2.6.- Riesgo hidrológico.

Cuando se diseña un proyecto hidráulico para un cierto valor de recurrencia y una vida útil esperada, implícitamente se esta teniendo en cuenta un riesgo hidrológico.

El riesgo hidrológico está compuesto por el riesgo básico y la incertidumbre. El riesgo básico es una propiedad inherente a la población de un determinado fenómeno aleatorio y la incertidumbre es la diferencia entre las propiedades verdaderas de la población y las inferidas a partir de una muestra de datos observados durante un período finito.

El riesgo solo se puede disminuir afectando a la población. Por ejemplo, si esta se compone de gastos máximos, la manera de disminuir el riesgo sería realizando obras de regulación y control de crecidas.

La incertidumbre se refiere a la calidad de los datos que componen la muestra. Las deficiencias más comunes son errores en la observación de los datos (accidentales o sistemáticos), errores introducidos en el tratamiento y relleno de las series, no-homogeneidad temporal de la serie, pérdida de información cuando se observa en forma discreta una variable natural continua. La manera de disminuir la incertidumbre es realizar un minucioso análisis de los datos

y corregir en la medida de lo posible las deficiencias antes
apuntadas. Cabe destacar que en series homogéneas la
incertidumbre disminuye con la amplitud del registro.

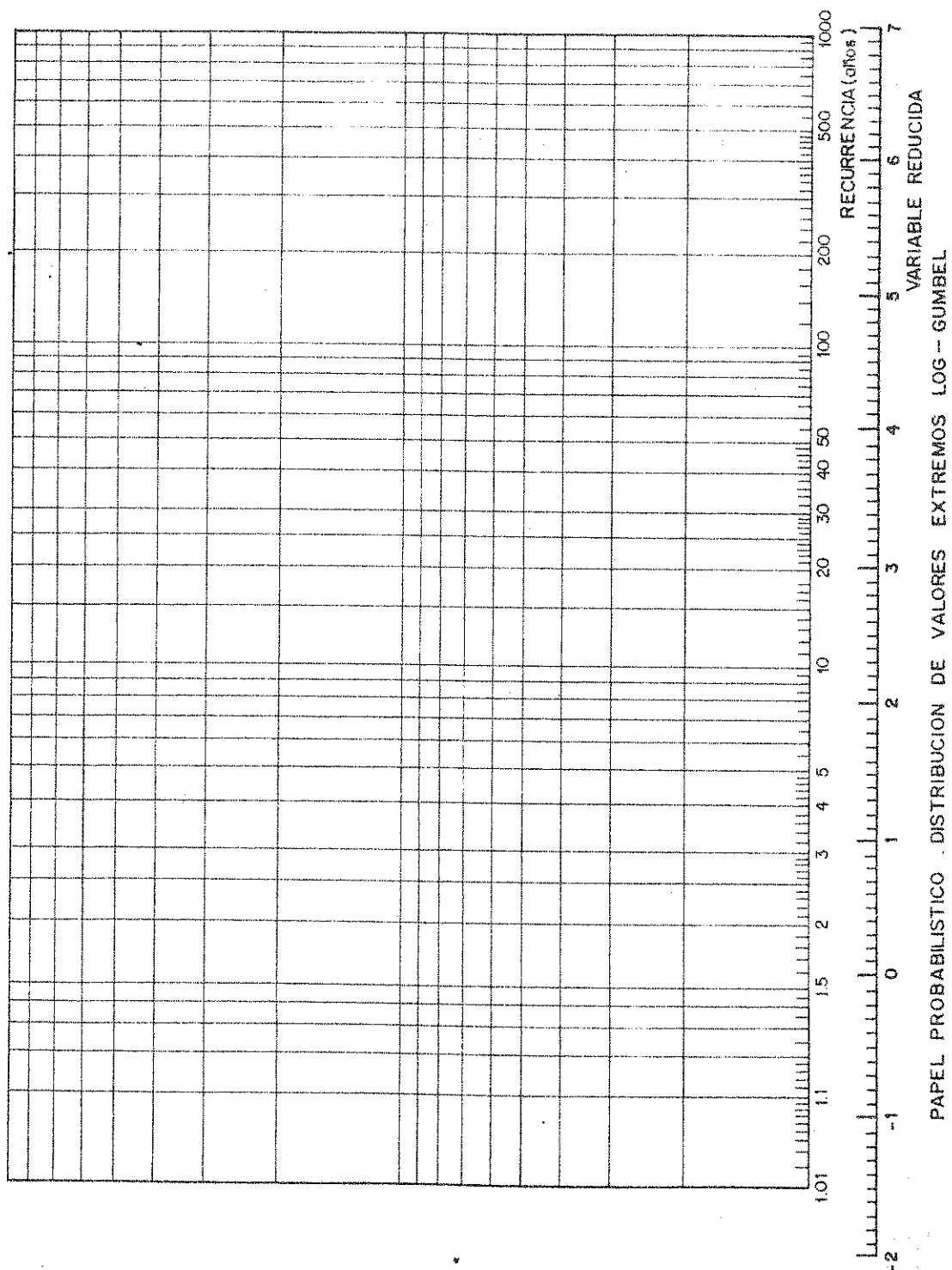


Figura 6.1.37

El riesgo (r) o la probabilidad de que un evento sea igualado o superado en el período de su vida útil (n), se puede calcular como:

$$r = 1 - (1 - p)^n$$

Donde:

- p = la inversa de la recurrencia ($p = 1/R$), o sea la probabilidad de que un evento sea igualado o superado en un año cualquiera.
- (1 - p) = la seguridad o probabilidad de que un evento no sea alcanzado en un año cualquiera.
- (1 - p)ⁿ = probabilidad de que un evento no sea alcanzado durante n años.

En el cuadro siguiente (6.1.11) se calculan los períodos de retorno correspondientes a algunos casos particulares de vida útil y riesgo de falla aceptado para la obra.

Cuadro 6.1.11

riesgo	Períodos de Retorno (R)						
	vida útil proyectada [años]						
	5	10	20	30	40	50	100
0.01	498	2995	1990	2985	3980	4975	9950
0.02	248	495	990	1485	1980	2475	4950
0.03	165	329	657	985	1314	1642	3284
0.05	98	195	390	585	780	975	1950
0.1	48	95	190	285	380	475	950
0.2	23	45	90	135	180	225	449
0.3	15	29	57	85	113	141	281
0.4	10	20	40	59	79	98	196
0.5	8	15	29	44	58	73	145

B.2.7.- Riesgo y Economía: Proyecto óptimo.

Cuando se analizan las condiciones de proyecto no debe separarse la hidrología del proyecto mismo, sino que deben considerarse juntos. La forma recomendada para obtener el proyecto óptimo es calcular el caudal de diseño para distintos riesgos y frecuencias, considerando los costos por daños para cada riesgo y los costos de construcción y mantenimiento para cada caudal de proyecto.

Así es que, si se selecciona una condición de estiaje del cuerpo receptor para una recurrencia muy alta (riesgo de degradación demasiado bajo), dará como resultado una planta de tratamiento de los efluentes a volcar demasiado onerosa en su construcción y operación, desaprovechando parcialmente la capacidad de autodepuración de cuerpo receptor. Al contrario, si se selecciona una condición de mínimo caudal demasiado frecuente (recurrencia baja y riesgo alto), la consecuencia es la degradación del cuerpo receptor.

El riesgo de daños serios comienza cuando el evento de proyecto es superado. Los eventos más frecuentes deben provocar daños mínimos y aceptables.

Entonces, para la selección del intervalo de recurrencia de proyecto, se recomienda asumir el máximo riesgo aceptable durante la vida útil esperada para el diseño, evaluando las consecuencias y costos asociados.

6.1.5.3.- Lagos y Lagunas

A.- Estadística de extremos

Cuando la salida de un embalse esta regulada por una presa dotada de obra de alivio, las obras deben situarse simplemente por encima de la curva de nivel de máximo embalse.

En el caso de cuerpos lagunares regulados naturalmente, ya sea endorreico o arreico, la cota de implantación de obras se determina por medio de un análisis técnico-económico de riesgo hidrológico.

Si el registro de niveles de agua del cuerpo lagunar se halla disponible, entonces los estudios estadísticos recomendados en el caso de los ríos y arroyos con datos suficientes de caudales son aplicables a estos, utilizando series anuales de alturas máximas y mínimas diarias.

B.- Balance hídrico en lagos y lagunas

En los casos de cuerpos lagunares que no dispongan de registros continuos de niveles de agua, se propone para su estudio la técnica del balance hídrico.

El balance hídrico aplicado sobre cuerpos de agua relaciona componentes del ciclo hidrológico y permite analizarlos en forma individual o global.

El nivel de agua en los lagos es una función directa de el volumen almacenado. El cambio de volumen de agua en un determinado intervalo de tiempo, es igual a la diferencia entre las entradas de agua y las salidas (ecuación del embalse).

$$DS = (Is - Qs) * Dt + (Iss - Qss) * Dt + (P - E) * A$$

Donde: ,

DS = variación de volumen de agua del cuerpo.

Dt = intervalo de cálculo.

Is = caudal superficial medio de ingreso durante Dt.

Qs = caudal superficial medio de egreso durante Dt.

Iss = caudal subterráneo medio de ingreso durante Dt.

Qss = caudal subterráneo medio de egreso durante Dt.

P = precipitación media sobre el cuerpo durante Dt.

E = evaporación media de la superficie del cuerpo durante Dt.

A = superficie media del cuerpo durante Dt.

La precisión del método depende sensiblemente de la cantidad y calidad de las observaciones hidrológicas disponibles sobre las variables intervinientes en el balance.

Las observaciones directas necesarias de los componentes del balance hídrico durante el intervalo de cálculo son:

- . datos hidrométricos de los cursos de agua afluentes y efluentes al cuerpo de agua.
- . datos pluviométricos.
- . datos de evaporación.
- . datos freaticométricos en las cercanías del cuerpo.
- . parámetros hidrogeológicos de los acuíferos.

C.- Disponibilidad insuficiente de datos de caudales.

Se considera disponibilidad insuficiente de datos de caudales cuando existen, en la sección en estudio, aforos periódicos y lecturas de escalas o registros limnigráficos intermitentes, los cuales no son suficientes para obtener una serie temporal continua, pero si permiten reconstruir un número apreciable de crecidas de menor, media y mayor magnitud. Estos datos son de gran utilidad para el ajuste y calibrado de los métodos hidrológicos que se proponen en este numeral.

En la primera parte de este proceso, se desarrollan métodos para realizar un análisis estadístico de precipitaciones de la zona de interés, orientadas a

obtener hietogramas de precipitación de distintas probabilidades de ocurrencia.

Luego se proponen técnicas simplificadas de transformación precipitación-caudal, de acuerdo a la calidad de los datos disponibles de crecidas aisladas. Estas metodologías, también serán utilizadas en el caso en que no existan datos y se decida realizar una campaña de aforos en un período previo al proyecto.

C.1.- Estudio de precipitaciones.

De todas las observaciones hidrológicas, los datos de precipitaciones son los de mayor disponibilidad, debido a que su costo de recolección es bajo y son de utilidad para diversos fines. La duración de la precipitación observada más usual es la diaria (24 horas), tomada desde la hora 8:00 de la mañana hasta la misma hora del día siguiente.

Desde el punto de vista de un estudio hidrológico, orientado a obtener aportes pluviales a un determinado sector de un curso de agua, no solo interesa el valor cuantitativo puntual observado en una estación pluviométrica, sino que interesa la distribución areal de la precipitación en toda la superficie de la cuenca tributaria y su valor medio correspondiente. Por lo tanto, se debe trabajar con todas los registros pluviométricos de la zona en estudio, seleccionando los más extensos y confiables.

Para obtener la precipitación media sobre la superficie de la cuenca, se utilizar el método de los polígonos de influencia. En la figura 6.1.38 se observa una configuración típica de polígonos representativos de la estación pluviométrica. Para su determinación, primero se realiza una triangulación (trazo punteado) entre estaciones vecinas mas cercanas y luego se trazan las meridianas (líneas ortogonales en la mitad de cada lado de los triángulos, trazo lleno). También se consideran las estaciones que se encuentran ubicadas fuera de los límites de la cuenca, pero que su polígono de influencia interesa en la cuenca.

El valor de la precipitación observada se considera constante dentro del polígono de influencia determinado para la estación pluviométrica correspondiente. El cálculo de la precipitación media sobre la cuenca se realiza mediante un promedio ponderado, adoptando como coeficiente de ponderación la relación entre el valor del área del polígono respecto del área total de la cuenca.

$$P_m = \Sigma(P_i * A_i / A_t)$$

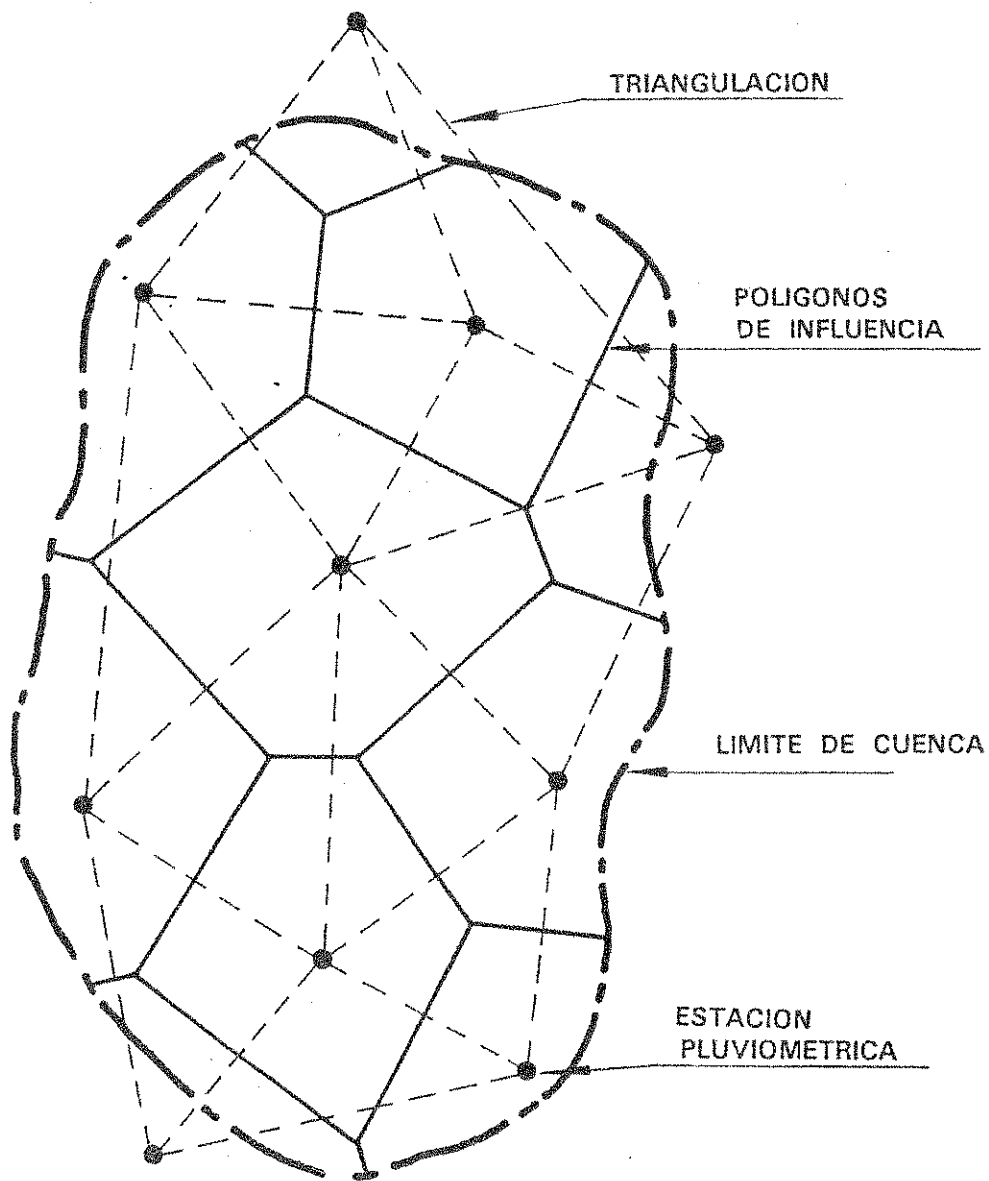


Figura 6.1.38

Cálculo de la precipitación media sobre un área trazado de los polígonos de influencia

Donde:

P_m = precipitación media (mm).

P_i = precipitación observada en la estación i (mm).

A_i = área de influencia de la estación.

A_t = área total de la cuenca.

C.1.1.- Análisis estadístico de precipitaciones.

Los recaudos a tener en cuenta en la selección de los datos son iguales a los detallados para el tratamiento de series de caudales. La diferencia reside en que la duración de un evento pluviométrico es mucho más corta que la duración de una crecida, por lo tanto ya no es necesario tomar como base el año hidrológico para seleccionar los máximos. En el caso de manipular datos de precipitaciones, el intervalo anual se considera igual al cronológico, ya que utilizando la serie anual (el valor máximo registrado en cada año), el requisito de independencia entre elementos de la muestra está suficientemente cumplido.

De cada registro pluviométrico, se seleccionan las tormentas de mayor importancia ocurridas en cada año, discriminando la precipitación total en 24, 48 y 72 horas de duración. Para cada tormenta se calcula la precipitación media sobre el área de la cuenca y se agrega a la serie de datos solamente la mayor del año.

Las series de precipitación media de 24, 48 y 72 horas de duración, se ajustan a la distribución de Gumbel, utilizando el mismo papel probabilístico diseñado para el caso de series de caudales, cambiando simplemente la escala de ordenadas por precipitación media [mm].

C.1.2.- Hietogramas de diseño.

La construcción de los hietogramas de diseño a utilizar en la transformación precipitación-caudal, se realiza con los valores de precipitación para distintas duraciones y para una recurrencia dada. Estos se obtienen de los gráficos de ajuste probabilístico de las muestras seleccionadas, ingresando con el valor de recurrencia asumido. La distribución temporal de la precipitación se adopta ubicando los intervalos de menor intensidad al principio de la tormenta y los de mayor al final.

C.1.3. EJEMPLOS:

C.1.3.1. Caso 1

Construir el hietograma de 50 años de recurrencia, suponiendo que los valores de precipitación para 24, 48 y 72

horas de duración son 111 mm, 196 mm y 243 mm respectivamente.

$$P_{24} = 111 \text{ mm}$$

$$P_{48} = 196 \text{ mm}$$

$$P_{72} = 243 \text{ mm}$$

$$P_{48} - P_{24} = 196 \text{ mm} - 111 \text{ mm} = 85 \text{ mm}$$

$$P_{72} - P_{48} = 243 \text{ mm} - 196 \text{ mm} = 47 \text{ mm}$$

Por lo tanto, distribuyendo temporalmente las intensidades de mayor a menor, el hietograma de la tormenta de 50 años de recurrencia es el siguiente:

$$0 \text{ a } 24 \text{ horas} = 47 \text{ mm.}$$

$$24 \text{ a } 48 \text{ horas} = 85 \text{ mm.}$$

$$48 \text{ a } 72 \text{ horas} = 111 \text{ mm.}$$

C.1.3.2. Caso 2

Construir el hietograma de 25 años de recurrencia, suponiendo que los valores de precipitación para 24, 48 y 72 horas de duración son 75 mm, 92 mm y 121 mm respectivamente.

$$P_{24} = 75 \text{ mm}$$

$$P_{48} = 92 \text{ mm}$$

$$P_{72} = 121 \text{ mm}$$

$$P_{48} - P_{24} = 92 \text{ mm} - 75 \text{ mm} = 17 \text{ mm}$$

$$P_{72} - P_{48} = 121 \text{ mm} - 92 \text{ mm} = 29 \text{ mm}$$

En este caso, no se puede distribuir temporalmente las intensidades de mayor a menor, porque no se cumpliría la duración de 48 horas ($17 \text{ mm} + 75 \text{ mm} = 92 \text{ mm}$), por lo tanto el hietograma de la tormenta de 25 años de recurrencia es el siguiente:

$$0 \text{ a } 24 \text{ horas} = 17 \text{ mm.}$$

$$24 \text{ a } 48 \text{ horas} = 75 \text{ mm.}$$

$$48 \text{ a } 72 \text{ horas} = 29 \text{ mm.}$$

C.2.- Exceso de precipitación.

El exceso de precipitación o lluvia neta es la diferencia entre la precipitación total que incide sobre un área y las pérdidas de escurrimiento.

Las pérdidas de escurrimiento se producen por intercepción en la cobertura vegetal, evapotranspiración, infiltración y almacenamiento superficial. En la figura 6.1.39 se adjunta un esquema dónde se representan las principales relaciones funcionales entre los fenómenos naturales intervinientes.

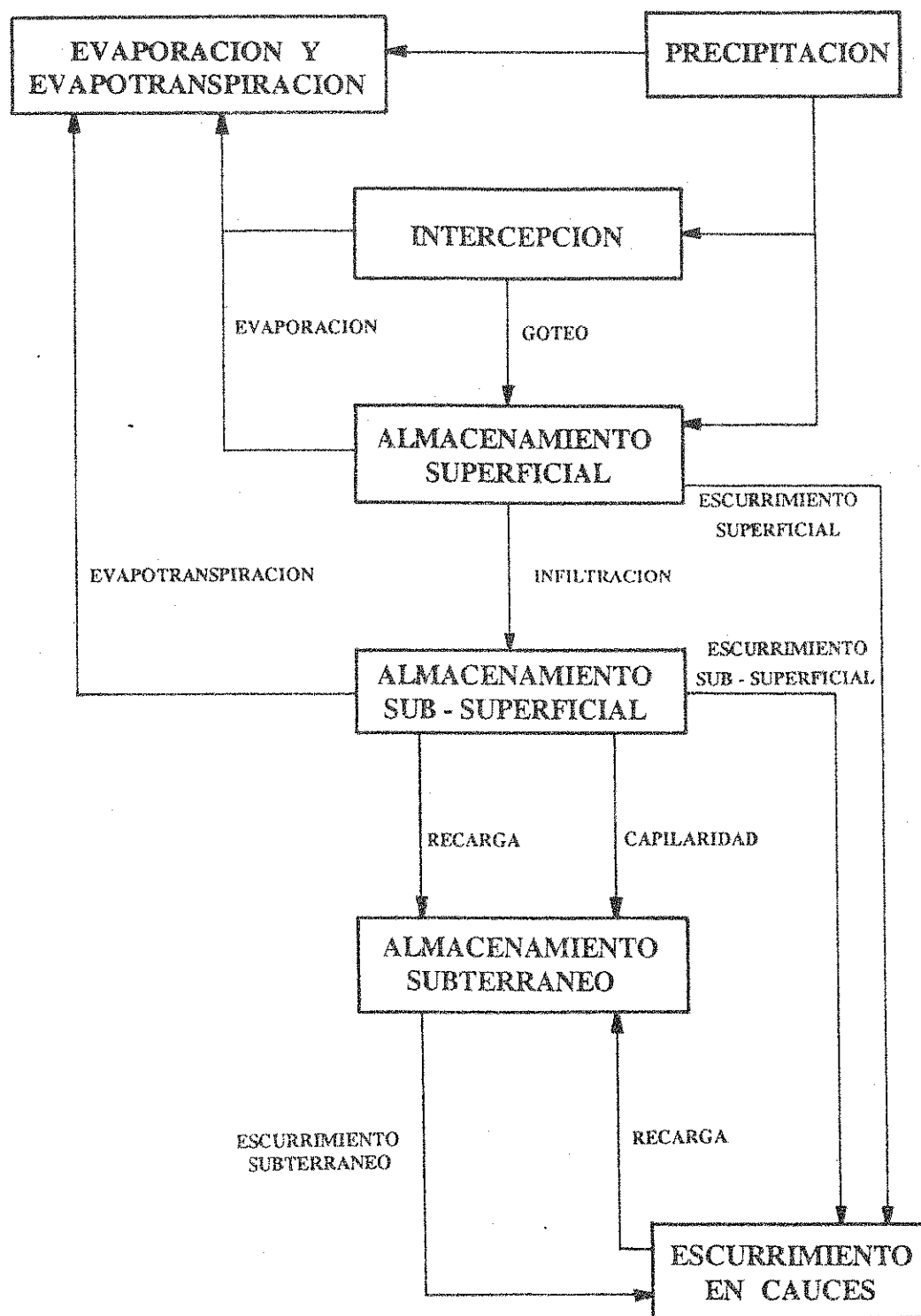


Figura 6.1.39 .

La intercepción en la cobertura vegetal es el primer nivel de almacenamiento de la precipitación total. Funciona desde el inicio de la lluvia y hasta un valor máximo, que depende de las características de la vegetación.

El segundo nivel de almacenamiento es el superficial, que es el agua que queda atrapada en depresiones topográficas del suelo sin poder escurrir y que luego se evapora o se infiltra.

La evapotranspiración es el agua evaporada desde distintas superficies húmedas más la transpirada por los vegetales a través de sus estomas.

La infiltración es la cantidad de agua que se infiltra a través de los poros del suelo hacia el interior del mismo. Por lo tanto, la velocidad con que se infiltra el agua esta dada por las propiedades intrínsecas del suelo (porosidad, tamaño del grano, uniformidad, cohesividad), humedad del suelo, espesor de la capa de suelo saturada, compactación del suelo, características radicales de la vegetación y temperatura del agua.

La capacidad de infiltración es la infiltración por unidad de tiempo y se mide en [mm/h]. Esta es máxima al inicio de la tormenta y tiende a disminuir exponencialmente a medida que el suelo se satura con el transcurrir del tiempo y la lluvia (figura 6.1.40).

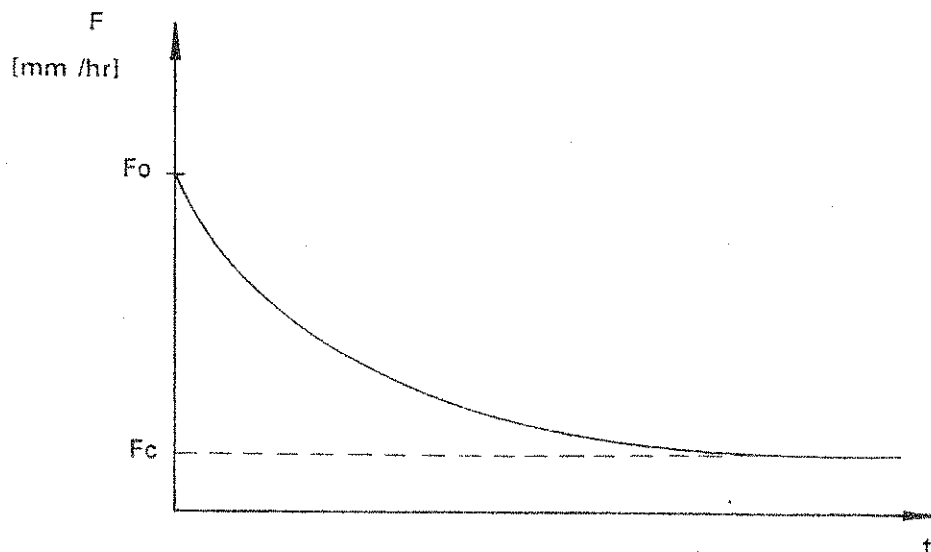


Figura 6.1.40

Horton describió el fenómeno con la siguiente expresión:

$$F_t = F_C + (F_O - F_C) * e^{-kt}$$

Donde:

F_t = capacidad de infiltración en el tiempo t [mm/hr].

F_C = capacidad de infiltración final.

F_O = capacidad de infiltración inicial.

k = parámetro.

Los valores de F_C y k dependen de las características del medio, F_O depende del contenido de humedad del suelo en el inicio de la tormenta, definida como condición de precipitación antecedente. Los valores de estos tres parámetros se determinan en ensayos de infiltración.

En resumen, una vez que los almacenamientos iniciales -intercepción y superficial- han sido colmados, se produce exceso de precipitación en cada instante en que la intensidad de la precipitación supere a la capacidad de infiltración del terreno.

C.2.1.- Método de la Curva Número.

El Soil Conservation Service de U.S.A. (S.C.S.), desarrolló un método basado en una gran cantidad de datos de escurrimiento en cuencas rurales. Se trata de un método semi-empírico que correlaciona precipitación total contra exceso de precipitación o lámina de escurrimiento directo, mediante un parámetro denominado CN (curva número) que depende de:

- Tipo de suelo y su potencial de escurrimiento.
- Uso y tratamiento del suelo.
- Condición de humedad antecedente.

El método considera que para tormentas simples, se cumple la relación:

$$\frac{E}{P} = \frac{P - E}{S}$$

Donde:

E = exceso de precipitación [mm]

P = precipitación total [mm]

S = almacenamiento potencial o el almacenamiento en el momento en que comienza la tormenta [mm]

En la figura 6.1.41 se observa la variación temporal de la pérdida inicial (I_a), la infiltración (F), exceso de precipitación (E) y la precipitación (P).

Aunque el origen de la relación no es muy claro, la justificación es práctica. Las observaciones demuestran que a medida que se desarrolla la tormenta, los incrementos de E se aproximan a los dP , y la diferencia ($P-E$) se aproxima a un valor constante S . También muestra que, a medida que transcurre el tiempo, la suma de la infiltración más la pérdida inicial tiende asintóticamente al valor del almacenamiento potencial (S). Conceptualmente la pérdida inicial (I_a) comprende las pérdidas por interceptación, infiltración y almacenamiento superficial anteriores al inicio del exceso de precipitación.

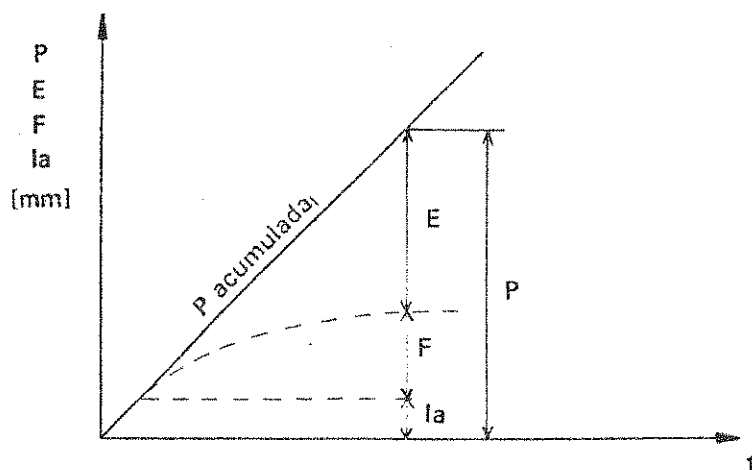


Figura 6.1.41

Introduciendo la pérdida inicial y despejando E :

$$E[mm] = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$

El almacenamiento S es función de CN ;

$$S[mm] = (25400/CN - 254)$$

De donde:

$$CN = 100, \quad S = 0 \quad \text{y} \quad Q = P$$

$$CN = 0, \quad S = \infty \quad \text{y} \quad Q = 0$$

En la figura 6.1.42 se relacionan el exceso de precipitación (E) y la precipitación total (P) para distintos valores de CN y de acuerdo a la estimación de $I_a = 0,2 * S$ recomendada por el S.C.S.

Cuando el ajuste de las pérdidas de escurrimiento, utilizando solo el parámetro CN no sea satisfactorio, se recomienda prescindir de la estimación $I_a = 0,2 S$ y tomar el valor de la pérdida inicial de escurrimiento como un valor fijo, de tal manera que la metodología se ajustará con dos parámetros; CN e I_a .

Si dentro de un área de estudio existen sub-áreas con distinto CN, se debe ponderar el CN de cada una de ellas según la superficie, para calcular el CN del área total.

c.2.2.- Clasificación Hidrológica de los Suelos.

Los suelos se clasifican hidrológicamente bajo las siguientes premisas;

- La pendiente del terreno incrementa el potencial de escurrimiento.
- Suelos con perfiles de características similares responden de igual forma a una tormenta.
- La cubierta vegetal es mínima.
- La precipitación es mayor a la infiltración potencial.
- La clasificación debe basarse siempre en una misma técnica de medición.

GRUPO A. POTENCIAL DE ESCURRIMIENTO MINIMO.

- alta capacidad de infiltración final, aún cuando están completamente humedecidos.
- consistente de arenas o gravas profundas.
- bien a excesivamente drenados.

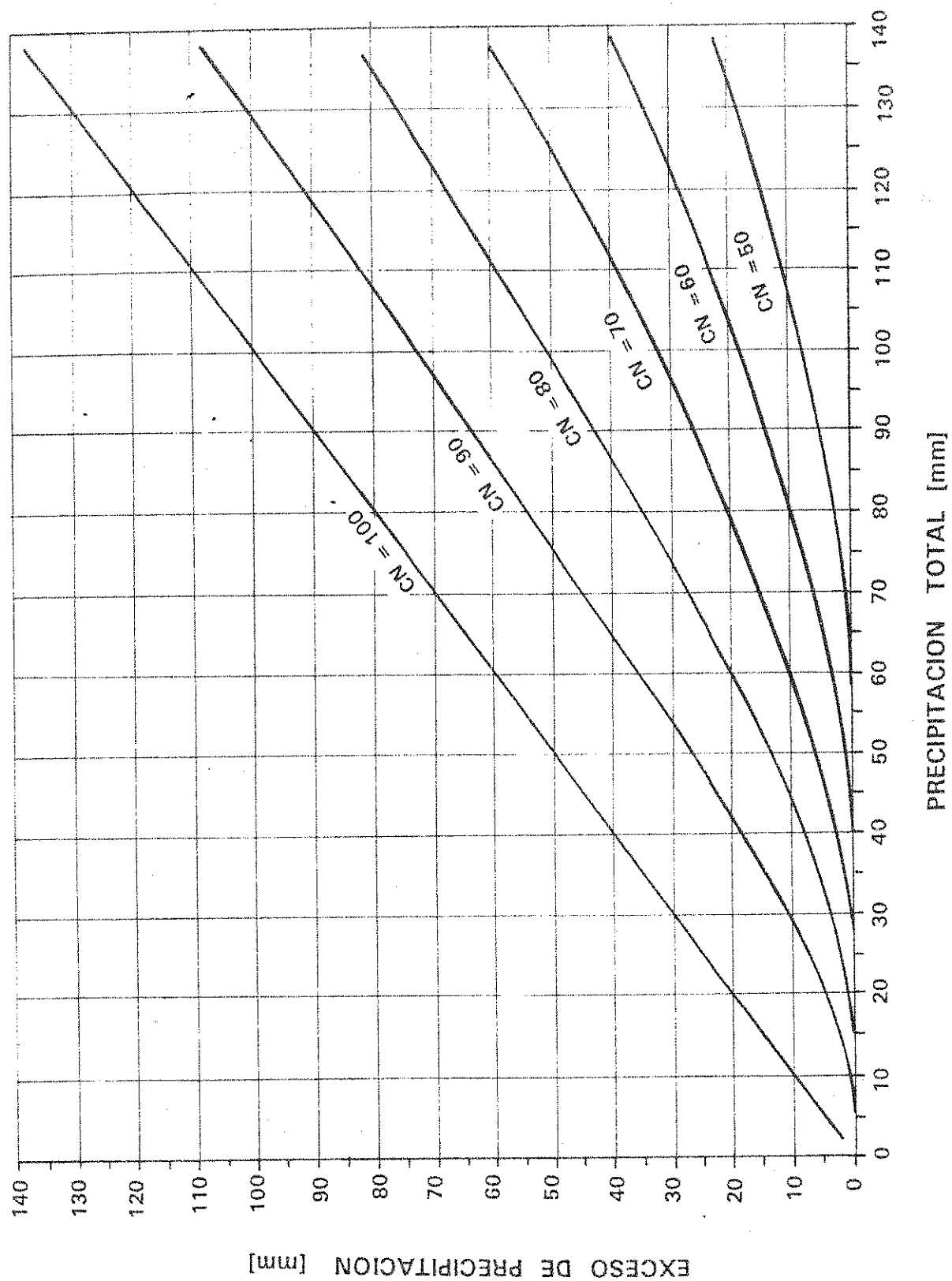


Figura 6.1.42

GRUPO B. POTENCIAL DE ESCURRIMIENTO MEDIO.

- moderada capacidad de infiltración final.
- textura moderadamente mediana a fina.
- suelos moderadamente profundos a profundos.
- moderadamente drenados a bien drenados.

GRUPO C. POTENCIAL DE ESCURRIMIENTO ALTO.

- baja capacidad de infiltración final.
- consistentes principalmente de un horizonte que impide el movimiento de agua hacia abajo o suelos con textura moderadamente fina a fina.

GRUPO D. POTENCIAL DE ESCURRIMIENTO MAXIMO.

- muy baja infiltración final.
- nivel freático permanentemente alto.
- suelos consistentes en arcillas expansivas.
- suelos con lentes o estratos impermeables sobre o próximos a la superficie.
- suelos poco profundos sobre un material impermeable.

Condición de humedad antecedente.

CONDICION I. suelos secos, pero por encima del punto de marchitamiento.

CONDICION II. promedio de las condiciones que han precedido a la ocurrencia de las crecidas máximas anuales.

CONDICION III. suelos con mucha humedad y muy baja infiltración inicial.

En el cuadro 6.1.12 se proporcionan valores de CN en condición II de humedad antecedente y en función de los grupos hidrológicos y de los usos y tratamientos del suelo. A esta combinación se la denomina complejo hidrológico suelo-vegetación. En el cuadro 6.1.13 se relacionan los valores de CN para las tres condiciones de humedad antecedente.

Cuadro 6.1.12

USO Y TRATAMIENTO DEL SUELO	GRUPO HIDROLOGICO DEL SUELO			
	A	B	C	D
SUELO DESNUDO	77	86	91	93
CAMPOS CULTIVADOS				
MALAS CONDICIONES HIDROLOGICAS PARA LA INFILTRACION				
HILERAS RECTAS	72	81	88	91
SURCOS POR LINEA DE NIVEL	70	79	84	88
EN TERRAZAS	65	75	82	86
BUENAS CONDICIONES HIDROLOGICAS PARA LA INFILTRACION				
HILERAS RECTAS	66	74	80	82
SURCOS POR LINEAS DE NIVEL	67	78	85	89
EN TERRAZAS	62	71	78	81
PRADERAS NATURALES Y PASTURAS				
PASTOREO EXCESIVO :MENOS DEL 50% DEL SUELO ESTA CUBIERTO	68	79	86	89
PASTOREO MINIMO:MAS DEL 75% DEL SUELO ESTA CUBIERTO	39	61	74	80
BOSQUES O CAMPOS FORESTADOS				
CON PASTOREO EXCESIVO E INCENDIOS PERIODICOS	45	66	77	83
CON PASTOREO REGULAR Y SIN INCENDIOS	36	60	73	79
PROTEGIDOS DEL PASTOREO:PASTOS Y ARBUSTOS CUBREN EL SUELO	25	55	70	77

Cuadro 6.1.13

CONDICION DE HUMEDAD ANTECEDENTE		
II	I	III
100	100	100
98	94	99
96	89	99
94	85	98
92	81	97
90	78	96
88	75	95
86	72	94
84	68	93
82	66	92
80	63	91
78	60	90
76	58	89
74	55	88
72	53	86
70	51	85
68	48	84
66	46	82
64	44	81
62	42	79
60	40	78
58	38	76
56	36	75
54	34	73
52	32	71
50	31	70
48	29	68
46	27	66
44	25	64
42	24	62
40	22	60
38	21	58
36	19	56
34	18	54
32	16	52
30	15	50
28	25	43

C.3.- Esgurrimiento superficial

La parte de la precipitación que no es interceptada ni infiltrada, se almacena en las depresiones del terreno hasta que alcanza un tirante suficiente como para vencer la rugosidad del terreno, momento en el cual se inician escurrimientos superficiales en forma de lámina, que se continúan e incrementan proporcionalmente a la variación de la precipitación que incide sobre el área. La física real de estos escurrimientos mantosos sobre la superficie del terreno es sumamente compleja por la gran variabilidad del medio en su geometría, rugosidad y pendiente.

A medida que el escurrimiento superficial avanza, cada vez es más notorio el encauzamiento de este, en pequeños e intermitentes cauces al principio hasta llegar a cauces definidos y permanentes, donde pierde su característica de escurrimiento a manto para escurrir en canal.

C.3.1.- Hidrograma Unitario

Sherman (Stream flow from rainfall by de unitgraph method, Eng. News Record, Vol 108, p.501,1932) definió Hidrograma Unitario de una cuenca como el hidrograma de escurrimiento superficial o directo producido por un exceso de precipitación unitario uniformemente distribuido y de duración especificada.

Se obtiene a partir de separar el escurrimiento superficial de un hidrograma observado. De esta manera, el hidrograma unitario se puede considerar como una función respuesta, a un exceso de precipitación unitario (o estímulo), integrado por todos los factores y características de la cuenca y sus cauces que influyen en la conformación del hidrograma de creciente en una determinada sección de un río.

Conocida esta función respuesta para una cuenca y exceso de precipitación dado, asume hidrogramas resultantes con forma similar al unitario para otras tormentas similares.

El Hidrograma Unitario se basa en tres hipótesis:

Duración constante: El tiempo de base del hidrograma para una misma cuenca, es constante para una duración dada de exceso de precipitación e independiente del volumen de agua escurrido superficialmente.

Ordenadas proporcionales: Las ordenadas o valores de caudales son proporcionales al valor de exceso de precipitación, para una cuenca y duración de precipitación neta dada.

Superposición: Los hidrogramas generados por excesos de precipitación y tiempos de inicio diferentes pueden ser superpuestos, desfasados en el tiempo tal cual corresponda a sus tiempos de inicio, y sumados. Esta es la hipótesis de linealidad.

El tiempo unitario es una duración de referencia que se adopta para asociarla al hidrograma unitario. Esta duración debe ser compatible con el tiempo de concentración de la cuenca y consecuentemente con su tamaño. En general son consideradas satisfactorias, duraciones unitarias del orden de la tercera a la quinta parte del tiempo de concentración.

C.3.1.1.- Obtención del hidrograma unitario

En la figura 6.1.43 se describe el procedimiento para la obtención del hidrograma unitario a partir de un hidrograma observado en la sección del curso de agua en estudio como futuro punto de vuelco de efluentes cloacales.

El primer paso es determinar la línea ABC que separa el escurrimiento básico del superficial. El inicio de esta línea (punto A) se ubica en el tiempo donde comienza la crecida, a partir de este instante se prolonga la curva de recesión del escurrimiento básico hasta el tiempo correspondiente al caudal pico del escurrimiento observado (punto B). El punto C delimita en la curva de recesión del hidrograma el instante de tiempo en el cual cesa el escurrimiento superficial. Para ubicar este instante, se superpone a la curva de recesión del escurrimiento observado una curva de recesión perteneciente al escurrimiento básico de la sección en estudio. Cuando la separación entre las dos curvas se visualiza claramente, se determina el punto C. Uniendo B con C se termina de separar totalmente el escurrimiento básico del superficial.

El hidrograma de escurrimiento superficial se obtiene por simple resta entre el escurrimiento total observado y el básico. Para calcular el derrame superficial [Hm³], se mide el área encerrada por el hidrograma de escurrimiento superficial y dividiendo este valor por el área de la cuenca tributaria se deduce el exceso de precipitación o lluvia neta para el evento analizado.

$$E \text{ [mm]} = [D \text{ (Hm}^3\text{)} / A \text{ (Ha)}] * 10^5$$

Donde:

E = exceso de precipitación

D = Demanda o volumen de agua escurrida superficialmente

A = Área de la cuenca tributaria

10⁵ = Coeficiente de uniformización de unidades

Para obtener el hidrograma unitario se aplica el principio de proporcionalidad multiplicando las ordenadas del hidrograma superficial por la relación entre el exceso de precipitación adoptado como unitario y el exceso de precipitación deducido para el evento observado.

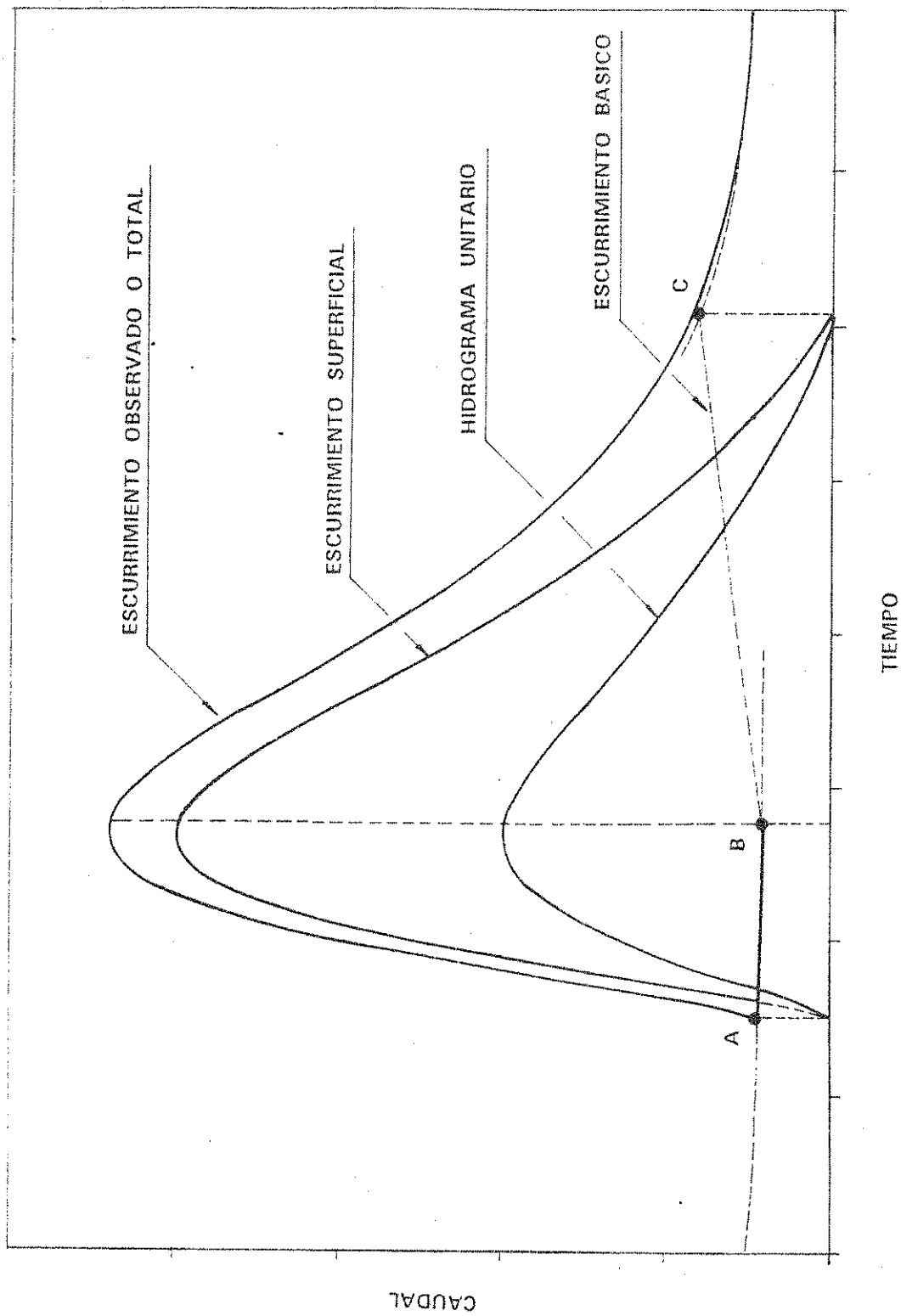


Figura 6.1.43

C.3.1.2.- Curva S

La curva S es el hidrograma correspondiente a un exceso de precipitación unitario y duración indefinida. Su construcción se logra aplicando el principio de superposición de indefinidos hidrogramas unitarios desfasados en un tiempo igual a la duración unitaria (figura 6.1.44). El resultado es un hidrograma creciente hasta un tiempo igual al momento en el cual el primer hidrograma unitario deja de tener influencia. A partir de allí el caudal se mantiene constante.

La aplicación de la curva S es de utilidad cuando se desea obtener un hidrograma asociado a un exceso de precipitación de duración distinta a la unitaria. Esto se obtiene restando las ordenadas de dos curvas S desfasadas en un tiempo igual a la duración deseada y luego aplicando el principio de proporcionalidad entre exceso de precipitación y caudal (figura 6.1.45).

C.3.1.3.- Hidrogramas asociados a tormentas complejas

Para obtener el hidrograma resultante de una tormenta de mayor duración que la unitaria y distribución temporal variante del exceso de precipitación, primero se debe descomponer la tormenta compleja en distintas tormentas sucesivas de duración igual a la unitaria y cada una con su correspondiente exceso de precipitación real.

Aplicando el principio de proporcionalidad se obtienen los hidrogramas resultantes de cada tormenta de duración unitaria y luego se superponen respetando el momento de inicio de cada tormenta. Observando la figura 6.1.46 se puede deducir la ecuación de convolución discreta de la siguiente manera:

$$Q_0 = 0$$

$$Q_1 = H_1 * U_1$$

$$Q_2 = H_1 * U_2 + H_2 * U_1$$

$$Q_3 = H_1 * U_3 + H_2 * U_2 + H_3 * U_1$$

$$Q_4 = H_1 * U_4 + H_2 * U_3 + H_3 * U_2 + H_4 * U_1$$

Generalizando;

$$Q_t = \sum_{i=1}^t H_i * U_{t-i+1}$$

Ecuación de
convolución
discreta

Donde:

H = exceso de precipitación para cada tormenta [mm]

U = ordenada del hidrograma unitario [m³/s]

Q = ordenada del hidrograma resultante [m³/s]

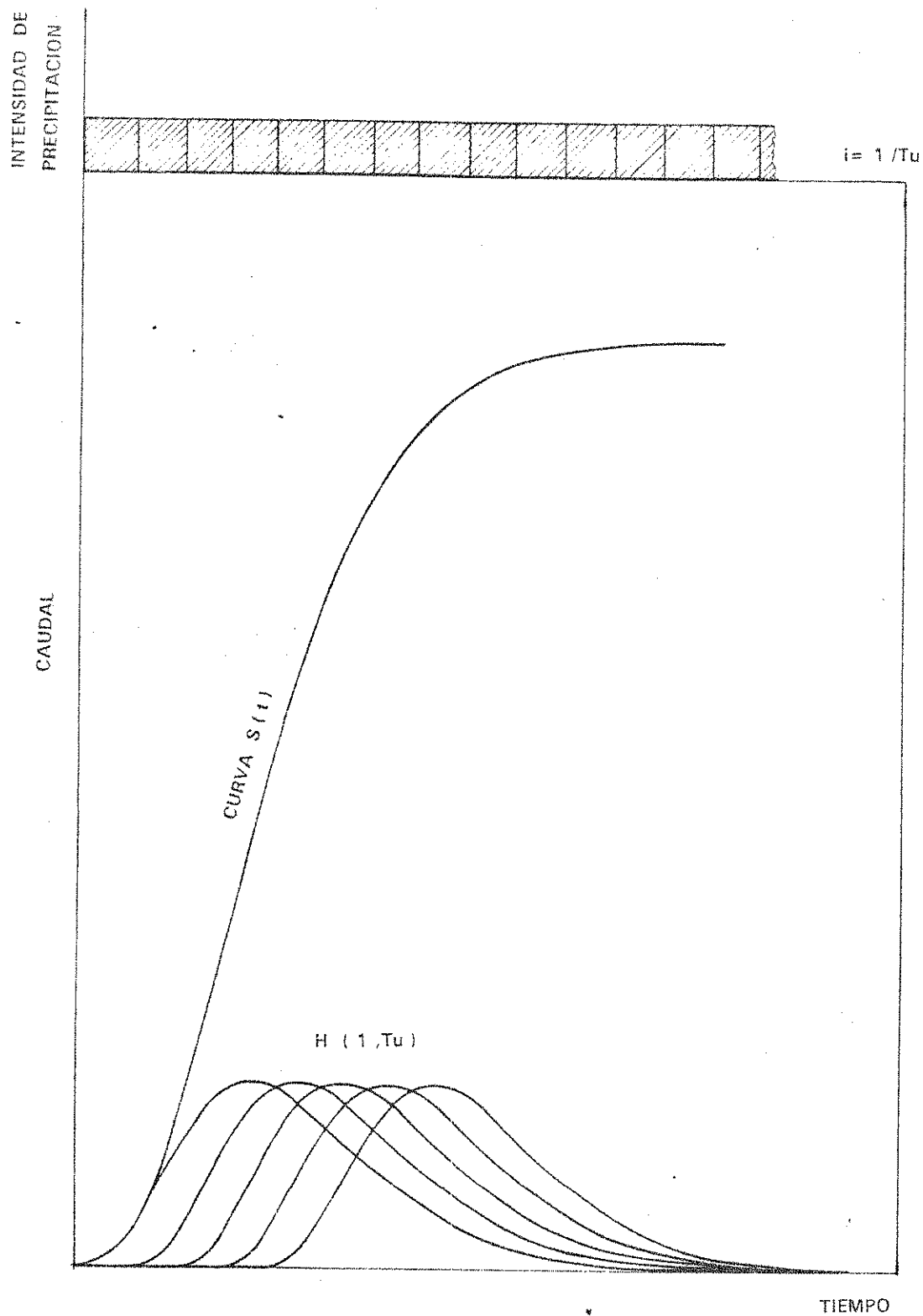


Figura 6.1.44

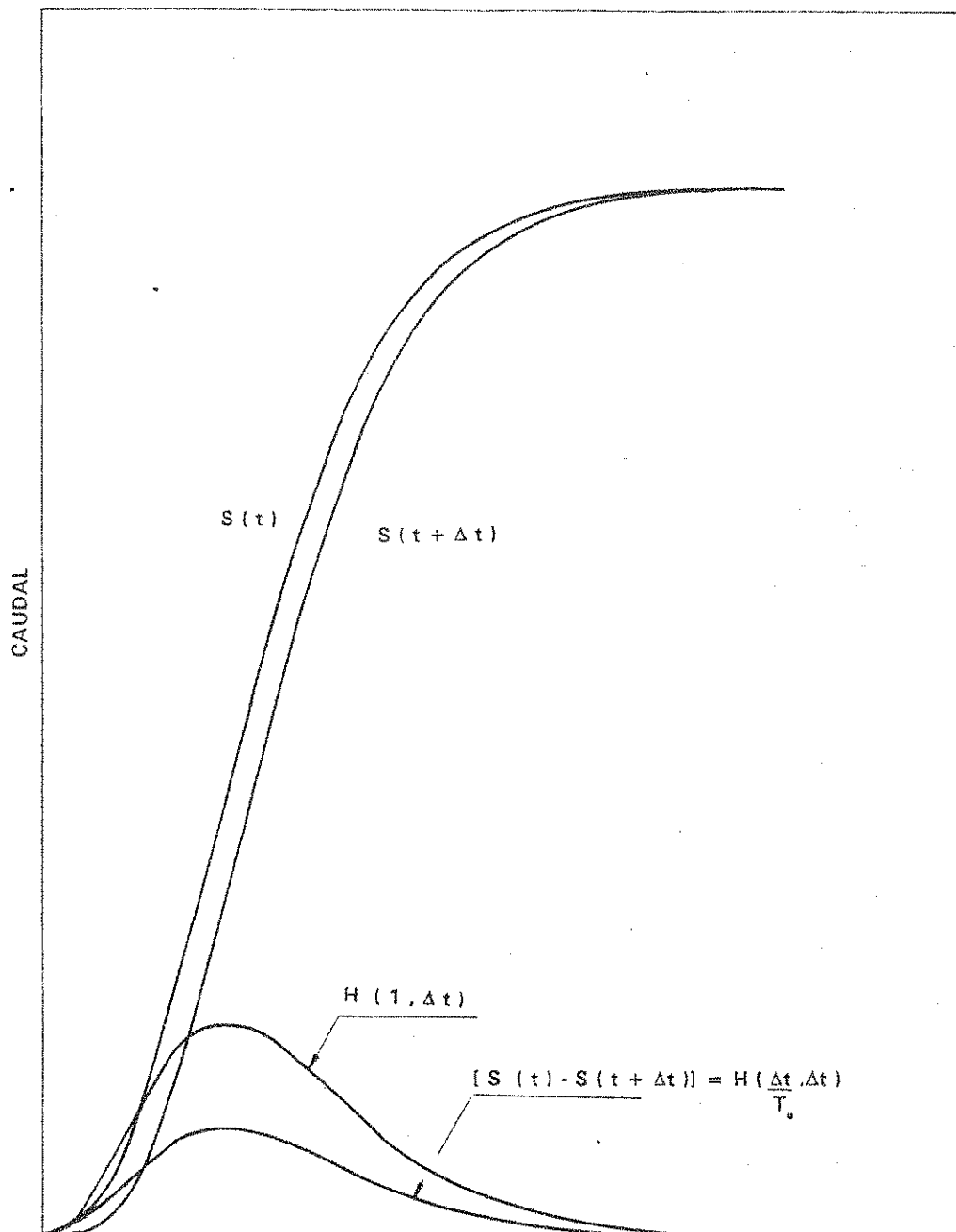


Figura 6.1.45

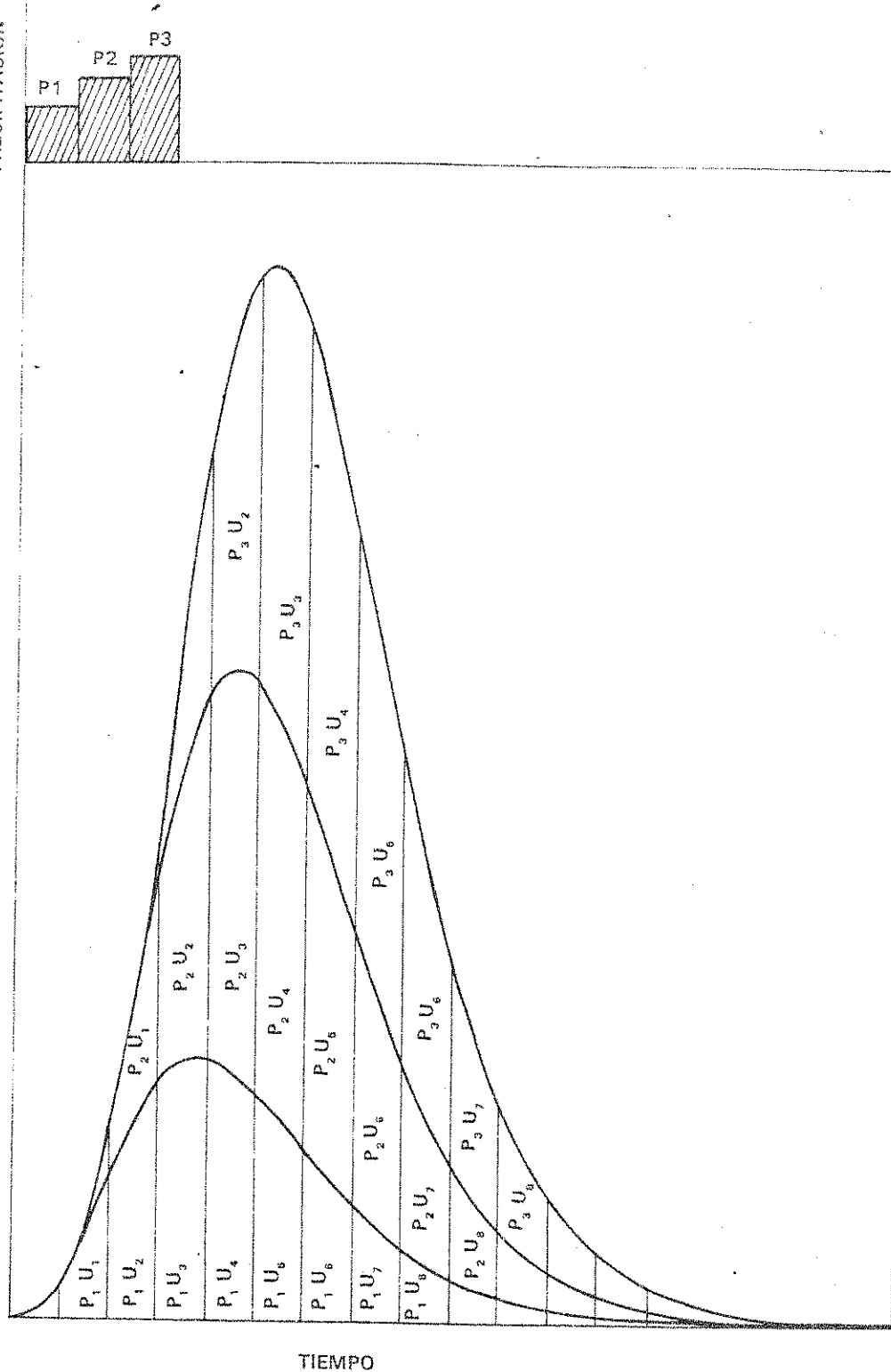


Figura 6.1.46

C.3.2.- Método de las isócronas

El método de las isócronas tiene en cuenta la variación de los tiempos de aporte de las diferentes partes de la cuenca. Para ello se trazan las líneas isócronas, que se forman al unir puntos de la cuenca que tienen igual tiempo de concentración, desde el lugar donde inicia su escurrimiento superficial hasta la sección de salida considerada.

Este modelo representa el efecto de almacenamiento en la cuenca combinando dos procedimientos:

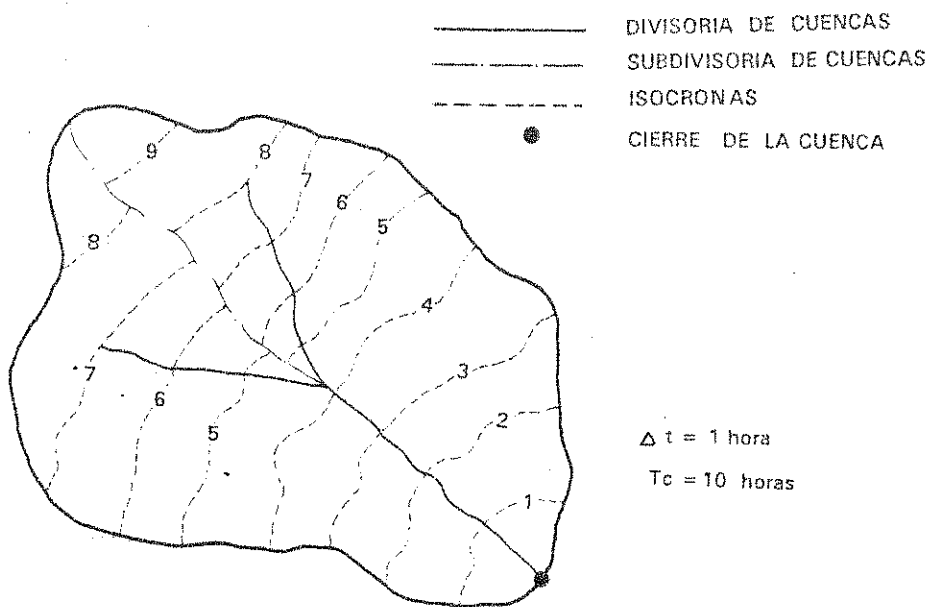
- a) traslación: la precipitación neta unitaria se traslada, a través del tiempo, teniendo en cuenta el histograma área-tiempo de la cuenca.
- b) atenuación: el hietograma obtenido en el punto anterior se traslada a través de un único reservorio lineal ficticio, con características de almacenamiento equivalentes a las de la cuenca y situado en la sección de concentración de esta.

Estos dos procesos están ligados entre sí, ya que los tiempos de retardo no se deben enteramente al efecto provocado por el histograma área-tiempo, sino que una parte de ellos se producen en el traslado a través del reservorio ficticio.

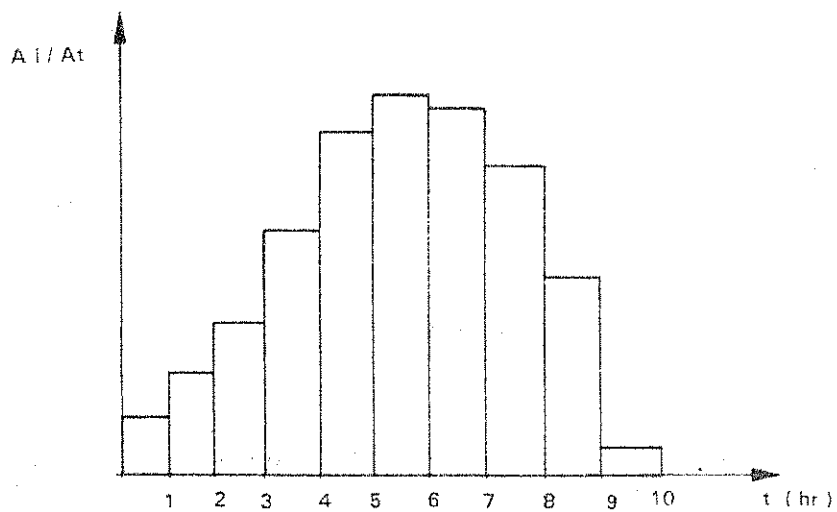
El histograma área-tiempo se obtiene calculando el área encerrada entre curvas isócronas sucesivas (figura 6.1.47). Si a cada sub-área se la multiplica por la precipitación neta y se la divide por el área total de la cuenca, se obtiene el hietograma a trasladar por el reservorio ficticio.

Para obtener el Hidrograma Unitario Instantáneo se deben trazar las isócronas con pequeñas diferencias de tiempo y utilizar la precipitación unitaria. Los Hidrogramas Unitarios para duraciones de precipitación finitas se pueden deducir del Hidrograma Unitario Instantáneo, calculando los promedios de las ordenadas separadas en el tiempo finito deseado y ubicando los nuevos puntos al final de cada intervalo considerado.

El método es fácilmente adaptable a tormentas reales de precipitación y duración distintas a las unitarias. Para ello se debe dividir a la tormenta real en intervalos iguales a los Δt entre isócronas, obtener los hietogramas de ingreso al reservorio ficticio para cada intervalo y superponerlos desfasados en el tiempo.



TRAZADO DE CURVAS ISOCRONAS



HISTOGRAMA TIEMPO - AREA

Figura 6.1.47

El modelo de reservorio lineal simple fue presentado por primera vez por Zoch (On the relación between rainfall and streamflow, Monthly Weather Review, Vol 62, N.9, p.315-322, 1934). La característica principal de este modelo es la variación lineal del almacenamiento en el reservorio respecto del caudal efluente.

$$S = K * Q$$

Donde:

S = es el almacenamiento en el reservorio.

Q = es el caudal de egreso del reservorio.

K = coeficiente de almacenamiento.

La ecuación de continuidad se puede expresar de la siguiente manera:

$$dS/dt = I - Q$$

Donde:

I = es el caudal de ingreso al reservorio.

Q = es el caudal de egreso al reservorio.

Para una precipitación unitaria, el ingreso al reservorio puede ser considerado directamente como la relación entre el área encerrada entre isócronas y la solución para la ecuación diferencial anterior es

$$Q_{t+1} = C_0 * I_{t+1} + C_1 * Q_t$$

Donde:

Q_{t+1} = caudal efluente del embalse en el tiempo t+1

Q_t = caudal efluente del embalse en el tiempo t

I_{t+1} = caudal afluente al embalse en el tiempo t+1

C_0 y C_1 = constantes de propagación cuyas expresiones son;
 $C_0 = Dt / (K + 0,5 Dt)$ y $C_1 = 1 - C_0$, siendo Dt el intervalo de tiempo entre isócronas

El parámetro K se determina realizando intentos sucesivos de ajustar el hidrograma calculado a las crecidas aforadas disponibles. Como primera aproximación se puede usar el tiempo de desfase entre el centro de gravedad del hietograma observado y la crecida aforada.

C.3.3.- Cuencas con aportes nivales

La mayoría de los cursos de agua del Oeste del país tienen sus cabeceras en los Andes, donde durante el invierno se producen precipitaciones nivales que se acumulan sobre la superficie del terreno en forma de capas. Este almacenamiento dura hasta la primavera o el verano, de acuerdo a la altitud, época en la cual se produce la fusión. Por lo tanto, las crecidas por aportes nivales poseen un régimen marcadamente estacional.

Los aportes nivales al escurrimiento superficial y a la infiltración en el suelo se producen a partir del fenómeno de fusión de la nieve almacenada en la cuenca tributaria, a diferencia de los aportes pluviales que generan escurrimiento en el momento en que ocurre la precipitación. El equivalente diario en agua proveniente del proceso de fusión de la nieve es, descriptivamente, análogo al valor diario proveniente de una precipitación pluvial.

En cuanto al tiempo de respuesta de la cuenca, en el caso de precipitaciones nivales, existe un almacenamiento sólido en la cuenca y un tiempo de retardo -entre el momento en que ocurre la precipitación nival y el momento de la fusión, más el tiempo de tránsito a través de la cuenca- de características físicas totalmente diferentes al caso de la precipitación pluvial.

C.3.3.1.- Proceso de fusión de la nieve

La fusión de la nieve es un proceso básicamente termodinámico. La cantidad de agua proveniente de la fusión depende del intercambio de calor entre la masa nival y el medio. Las fuentes del calor absorbido por el manto de nieve son:

- radiación solar neta.
- conducción y convección de calor de las capas de aire adyacente.
- calor latente de condensación del vapor de las capas de aire adyacente.
- conducción del calor de la lluvia incidente.
y conducción del calor del suelo subyacente.

La radiación solar depende de la latitud, estación del año, hora, condiciones atmosféricas, cobertura forestal, albedo y orientación de la superficie.

El albedo o reflectividad de la nieve varía desde valores del 90 % para la nieve recién caída, hasta el 40 % para la nieve envejecida. Esta disminución se debe a cambios en la estructura cristalina, densidad de la nieve y suciedad acumulada en la superficie del manto de nieve debido al arrastre de polvo de los vientos. Este fenómeno favorece la

absorción de la radiación solar y el aumento considerable de la cantidad de agua proveniente del proceso de fusión.

C.3.3.2.- Estimación de escorrentía proveniente de la fusión de nieve.

El método propuesto para la estimación de los aportes nivales es del factor grado-día. La metodología es de muy simple aplicación y se basa en que la temperatura de las capas de aire adyacentes a la nieve es una integración física de las distintas variables que intervienen en el proceso de fusión. Además, cada una de estas variables pueden relacionarse directamente con la temperatura del aire, siempre que la velocidad del viento sea normal.

El valor grado-día esta referido a una temperatura base de 0 grado C, que es igual al valor por debajo del cual no existe fusión. Por ejemplo, a un día durante el cual la temperatura media fue de 18 grados C y la temperatura no descendió en ningún momento de 0 grado C, le corresponden 18 grados-día.

El intervalo que mejor representa el fenómeno de intercambio de calor y fusión de la nieve es el ciclo diurno (grados-día). Intervalos menores (grados-hora) o mayores no proveen mayor precisión en las estimaciones, sino por el contrario, menor precisión. Tampoco aporta mayor precisión reemplazar la temperatura media diaria (promedio simple entre la temperatura máxima y mínima diaria) por promedios ponderados.

Cuando llega la poca de deshielo o fusión de la nieve, al principio se necesita una cierta cantidad de calor para elevar la temperatura de la masa nívica hasta la fusión (0 grado C). Además, debido a la distribución espacial de la nieve, una parte de la nieve comienza a fundir antes que el resto.

Esto implica que al principio los factores grado-día sean bajos y aumenten a medida que continua la fusión.

La temperatura del aire disminuye con la altitud, es decir, en cotas de terreno mayores la temperatura es menor. El gradiente vertical de temperatura es la disminución de esta (medida en grados centígrados) por metro de variación de la altitud. Si se usan imaginariamente los puntos de igual temperatura, se obtienen las líneas isotermas o de igual temperatura.

El agua pasa de estado sólido (hielo o nieve) a estado líquido cuando se la expone a temperaturas mayores a cero grado centígrado, mediante el proceso físico denominado fusión. El proceso inverso también se produce en el mismo límite y se denomina congelación.

Analizando en conjunto los procesos físicos de fusión/congelación del agua y el gradiente vertical de temperatura del aire con la altitud, se puede concluir que existe una línea imaginaria de temperatura del aire igual a cero, que se denomina isoterma de congelación, y que divide la cuenca en dos zonas bien diferenciadas.

Una es la zona de la cuenca que esta ubicada a cotas mayores que la isoterma de congelación, no contribuye al escurrimiento de agua superficial, pues la temperatura del aire es menor que cero y por lo tanto no se produce el fenómeno de fusión.

La otra es la zona de la cuenca que tiene cotas menores que la isoterma de congelación y que esta contribuyendo al escurrimiento superficial, pero no de igual forma sino que depende del valor grado-día para cada altitud y del espesor de la capa de nieve en cada lugar.

A continuación se detallan valores medios del factor grado-día [mm/°C].

Mes de deshielo	Cobertura forestal		
	moderada	parcial	desnudo
primero	2	3	4
segundo	3	4	6
tercero	4	6	7

Como se menciona en el párrafo anterior, estos valores son medios y pueden variar mucho según el caso particular que se analice. Por ello se recomienda calibrar estos valores mediante aforos en la sección de estudio.

C.3.3.3.- Período de fusión en zonas montañosas

Las cuencas con gran variación altimétrica se caracterizan por poseer zonas de hielo o nieves permanentes en los sectores altos, zonas de nieves semipermanentes y zonas de nieves intermitentes. En invierno, luego de una tormenta de nieve, se conforma la línea de nieve de altitud constante que define la zona de nieve intermitente. Esta línea es variable incluso durante el invierno, de acuerdo a las tormentas y exposición a la radiación solar de cada zona.

En cuencas con estas características, los períodos de fusión son largos. El método para estimar los escurrimientos se basa en calcular el volumen estacional de escorrentía y luego distribuirlo de acuerdo a la velocidad de fusión diaria local observada, área contribuyente diaria, características de almacenamiento de la cuenca y evapotranspiración estacional.

El almacenamiento en la cuenca y el tiempo de concentración deben calibrarse de acuerdo a crecidas observadas.

C.3.3.4.- Período de fusión en zonas de llanura

En cuencas con topografía monótona el período de fusión es corto, ya que el área contribuyente se concentra en un único momento estacional. Los métodos para calcular el almacenamiento en la cuenca y el tiempo de concentración son análogos a los aplicados en la transformación precipitación-escorrentía.

C.4.- Traslado de crecidas en cauces

Cuando un hidrograma de crecida escurre a través de una sección de un cauce, los caudales aumentan y por lo tanto los niveles de agua también. De manera que durante la creciente esta necesita ocupar un determinado volumen del cauce y/o de su planicie de inundación, para posibilitar su traslado hacia aguas abajo. Este volumen ocupado se denominada almacenamiento y es el responsable del cambio de forma del hidrograma de crecida (achataamiento), el cuál se traduce en una retardación y atenuación del caudal pico entre dos secciones transversales consideradas.

Las ecuaciones hidráulicas que gobiernan este fenómeno son las conocidas como diferenciales unidimensionales de continuidad y cantidad de movimiento (ecuaciones de Saint Venant).

$$\frac{dA}{dt} + \frac{dQ}{dx} = 0 \quad \text{ecuación de continuidad}$$

$$\frac{1}{g} \frac{dv}{dt} + \frac{v}{g} \frac{dv}{dx} + \frac{dy}{dx} + S_f - S_o = 0 \quad \begin{array}{l} \text{ecuación de cantidad} \\ \text{de movimiento} \end{array}$$

Donde:

A = área mojada.

t = tiempo.

Q = caudal.

x = espacio (en dirección del escurrimiento).

g = aceleración gravitacional.

v = velocidad del agua (en dirección del escurrimiento)

y = tirante de agua.

Sf = pendiente friccional.

So = pendiente de fondo.

El método que resuelve en forma completa las dos ecuaciones anteriores se denomina modelo dinámico de escurrimiento en cauces.

El modelo difusivo no tiene en cuenta los términos de inercia de la ecuación de cantidad de movimiento, por lo tanto resuelve el siguiente sistema

$$\frac{dA}{dt} + \frac{dQ}{dx} = 0 \quad ; \quad \frac{dy}{dx} + Sf - So = 0$$

El modelo cinemático desprecia los términos de inercia y de presión, de manera que el sistema de ecuaciones es:

$$\frac{dA}{dt} + \frac{dQ}{dx} = 0 \quad Sf = So$$

El modelo de almacenamiento tiene en cuenta la ecuación de continuidad -expresada según la variación de volumen de agua en el tramo- y una ecuación que vincula el almacenamiento con el caudal circulante en el tramo.

$$dS/dt = I - Q \quad S = f(I, Q)$$

Donde:

S = es el almacenamiento en el tramo de cauce.

I = es el caudal de ingreso al tramo de cauce.

Q = es el caudal de egreso del tramo de cauce.

C.4.1.- Modelo Muskingum

Es un método hidrológico de almacenamiento, que se basa en la ponderación del efecto de los caudales de ingreso y egreso al tramo de cauce. La expresión del almacenamiento en el cauce es:

$$S = K * [X * I + (1-X) * Q]$$

Donde:

K = coeficiente de almacenamiento.

El coeficiente de almacenamiento K representa el intervalo entre los caudales pico en la sección de ingreso y egreso respectivamente.

Para valores de $X=0$, el almacenamiento no depende del caudal de ingreso y, por lo tanto, estamos en la situación en que el nivel de agua es horizontal (almacenamiento en un embalse). Para $X = 0,5$, el almacenamiento esta influenciado en forma similar por los caudales afluente y efluente al tramo. De manera que se produce una traslación en el tiempo, con atenuación nula del caudal pico. Estas son las dos condiciones físicamente posibles que limitan el valor del parámetro X entre 0 y 0,5.

Derivando respecto del tiempo la ecuación de almacenamiento y reemplazando en la ecuación de continuidad y expresando en diferencias finitas:

$$Q_{t+1} = C_1 * I_{t+1} + C_2 * I_t + C_3 * Q_t$$

$$C_1 = \frac{0.5 * Dt - K * X}{K - K*X + 0,5 Dt}$$

$$C_2 = \frac{0.5 * Dt + K * X}{K - K*X + 0,5 Dt}$$

$$C_3 = \frac{K - K*X - 0,5 Dt}{K - K*X + 0,5 Dt}$$

Los parámetros a calibrar a partir de crecidas observadas son K y X. El intervalo de tiempo Dt debe adoptarse con el siguiente criterio:

$$2 X K < Dt < 2 (1-X) K$$

C.4.2.- Modelo Muskingum-Cunge

En los casos en que no este disponible datos de crecidas, se puede aplicar la extensión realizada por J. A. Cunge al método de Muskingum. Cunge demostró que la atenuación de la onda de crecida producida por el modelo Muskingum es una aproximación en diferencias finitas de las ecuaciones diferenciales de Saint Venant sin tener en cuenta los términos de inercia y presión, es decir, un caso particular de las ecuaciones de onda cinemática y que produce atenuación "numérica" por las diferentes combinaciones de parámetros y esquemas de discretización.

Como este tipo de modelos no ofrecen atenuación dinámica, Cunge propuso utilizar el coeficiente de difusión real en el esquema numérico de Muskingum en diferencias finitas y de esa manera poder relacionar la atenuación con las características físicas del tramo de cauce y del esquema de discretización utilizado en cada caso.

El parámetro de difusividad hidráulica se expresa como:

$$D = q * (1 - F^2) / (2 * i)$$

Donde:

q = es el caudal por unidad de ancho

F = número de Froude

i = pendiente

El intervalo medio de desfase entre los hidrogramas de ingreso y egreso al tramo (K) y el parámetro de atenuación X en el esquema numérico del modelo Muskingum se pueden estimar con las siguientes expresiones:

$$K = 3 * Dx * n^{0,6} * B^{0,4} / (5 * i^{0,3} * B^{0,4})$$

$$X = 0,5 * (1 - Q * K / (Dx^2 * i * B))$$

Donde:

Q = caudal circulante

Dx = longitud del sub-tramo de cálculo

n = coeficiente de Manning del tramo

B = ancho medio del tramo

Como se observa en las ecuaciones K y X dependen de la discretización seleccionada en el esquema de diferencias finitas, por lo tanto para obtener resultados dentro de cierto rango de confiabilidad, se recomienda que los valores de Dx y Dt varíen dentro del siguiente rango:

$$Dx < 0,5 * (C * Dt + q / (C * i))$$

Donde:

C = es la celeridad de la onda de crecida

D.- Disponibilidad suficiente de datos de niveles de agua.

En este caso, existen disponibles registros continuos de niveles de agua en la sección de vuelco. La utilización recomendada para estos datos, es su posible transformación a valores de caudales. El caudal es una variable hidrológica más consistente que el tirante de agua en la sección.

D.1.- Aforos

Los aforos periódicos en una sección de un cauce permiten construir la curva característica, que es una ley que vincula cada nivel de agua en la sección con el caudal circulante.

Para que la curva característica tenga validez para los tirantes de agua registrados con anterioridad, se debe tener la seguridad de que la sección del cauce se ha mantenido estable durante el período de registro.

La precisión en la transformación nivel-caudal se puede observar en el grado de dispersión de los puntos aforados respecto del ajuste medio logrado para la ley.

Cada aforo realizado implica la medición de tirantes de agua y velocidad del escurrimiento en cada una de las verticales, de acuerdo a una subdivisión transversal preestablecida de la sección. También se deben medir las progresivas de la verticales de medición respecto de un punto fijo en una margen del cauce.

La subdivisión de la sección en verticales y los puntos donde se medir la velocidad del escurrimiento, se realiza con el criterio de asegurar la representatividad de la variación del perfil de velocidades tanto transversal como vertical. En general, la cantidad de verticales varía de 15, en secciones de geometría regular, hasta 20, en secciones de geometría irregular.

El número de verticales de medición para una sección en particular, se determina luego de realizar un aforo exhaustivo y con superabundancia de verticales. De esta manera se conoce en detalle la variación de las velocidades y se puede establecer cuales son los puntos convenientes de medición. Existen dos criterios básicos para esta selección:

- a) la diferencia de velocidades medias entre dos verticales vecinas no debe ser mayor al 20 %.
- b) el caudal asociado a cada vertical en particular (según el método de integración que se utilice) no debe superar el 10 % del caudal total.

Aplicando estos dos criterios, se deduce que las distancias entre verticales o anchos de sección asociados a

cada vertical no son constantes, sino que serán mas amplios en las zonas de velocidades bajas (cerca de las márgenes) y se necesitarán mayor densidad de verticales en la zona de velocidades altas (centro de la sección). El hecho de aumentar innecesariamente el número de verticales no representa mayor precisión, sino por el contrario se traduce en un insumo mayor de tiempo en realizar el aforo. Este inconveniente no es perjudicial en régimen permanente de escurrimiento, pero en estado de crecida o bajante, el caudal y nivel del cauce pueden variar en forma considerable durante el intervalo de tiempo de aforo.

La velocidad media en cada vertical se calcula como el promedio simple entre las velocidades puntuales medidas con el velocímetro a 0,2; 0,6 y 0,8 de la profundidad de agua en la vertical. En zonas de tirantes bajos o cuando se afore en estiaje, la velocidad media en la vertical se puede estimar directamente como la velocidad puntual medida a 0,6 de la profundidad de agua.

D.2.- Factores que influyen en la ley H-Q

La forma de la curva depende de la geometría de la sección, rugosidad en los contornos y pendiente longitudinal de la superficie de agua. La combinación de estos factores se denomina control, y este es permanente si la relación H-Q es invariante en el tiempo.

Los cambios en la geometría de la sección pueden ser naturales o artificiales. Los primeros son debido a que la sección no es hidráulicamente estable, es decir sufre erosión o sedimentación. Esta alteración en la forma de la sección puede ser progresiva o periódicamente estable, es decir, erosiona en crecidas y sedimenta en estiajes volviendo a su situación original. En general, estos cambios solo afecta al rango de tirantes perteneciente a caudales bajos. Los cambios artificiales son debido a limpieza, adecuación o dragado del cauce. Si la magnitud de esta alteración es importante, la ley H-Q puede verse afectada en todo el rango de tirantes.

Los cambios en la rugosidad son frecuentemente estacionales y es producido por la vegetación, ya sea acuática en el lecho o terrestre en la planicie de inundación. Este efecto se hace importante en cursos fluviales con régimen intermitente lo que permite el desarrollo de la vegetación en épocas de estiaje.

Los cambios en la pendiente de la superficie de agua son causados por curvas de remanso, generadas aguas abajo de la sección, ya sea por afluentes al cauce o por obras de infraestructuras como puentes, alcantarillas, presas de embalse, etc. La magnitud de estas alteraciones depende de la distancia entre la sección de aforo y la obstrucción.

Por lo tanto, resulta recomendable realizar verificaciones periódicas de la ley H-Q, con una frecuencia acorde a las situaciones antes descriptas.

D.3.- Método área-pendiente

Este es un método indirecto de estimar el valor del caudal, ya que la velocidad en el cauce no se mide en el instante en que se presenta, sino que se estima a partir de relevamientos de campo y posterior aplicación de ecuaciones de la hidráulica clásica.

La aplicación del método se realiza en un tramo del cauce, donde es necesario conocer el perfil topográfico de las secciones transversales al cauce, en el ingreso y en el egreso del tramo. Las secciones son divididas de manera que, entre cada una de las subsecciones consecutivas, la variación del área transversal y de la rugosidad sea pequeña.

La pendiente superficial de agua en un tramo uniforme de cauce, depende de las pérdidas friccionales generadas por la rugosidad del lecho y márgenes.

El caudal en cada una de las subsecciones (Q_i) se estima a partir de la ecuación de escurrimiento uniforme a superficie libre, conocida como Chezy-Manning:

$$Q_i = A_i * R_h^{2/3} * I^{1/2} / n$$

Donde:

A_i = área transversal de la subsección [m^2]

R_h = radio hidráulico de la subsección [m]

I = pendiente de la línea de energía [m/]

n = coeficiente de rugosidad

El caudal total (Q_t) en cada sección se calcula a partir de la sumatoria de los caudales parciales.

$$Q_t = \sum Q_i$$

La ecuación de Chezy-Manning tiene validez en escurrimientos uniformes, donde la pendiente superficial de agua es paralela a la pendiente de fondo del cauce y la sección transversal mojada se mantiene constante a lo largo del tramo de cauce. En la práctica, a falta de mejores soluciones se puede aplicar en cauces naturales, donde la geometría del tramo no siempre es uniforme, complementada con la ecuación de conservación de la energía para corregir la falta de condiciones ideales de aplicación.

La pendiente de la línea de energía es:

$$I = (Dh + Dhv) / L$$

$$h_v = \alpha * U_m^2 / 2g$$

$$\alpha = \sum A_i^3 U_i^2 / (A_t^3 U_m^2)$$

Donde:

Dh = diferencia de nivel superficial de agua entre las secciones aguas abajo y aguas arriba [m].

Dhv = diferencia de energía cinética entre las secciones aguas abajo y aguas arriba [m].

L = longitud del tramo de cauce [m].

α = coeficiente de Coriolis.

g = aceleración de la gravedad [m/s^2].

A_t = área transversal de la sección [m^2] ($A_t = \sum A_i$)

U_m = velocidad media en la sección [m/s] ($U_m = Q_t / A_t$)

El cálculo del caudal es iterativo. El primer paso se realiza considerando la pendiente I igual a la pendiente del tramo o la pendiente correspondiente a las marcas superficiales dejadas por la crecida (o sea, $Dhv = 0$). En un segundo paso se corrigen los caudales obtenidos en las secciones aguas abajo y aguas arriba, teniendo en cuenta en la pendiente los términos de energía cinética calculados en el primer paso. Así se continúan los cálculos hasta obtener una pendiente de energía total que verifique caudales iguales, tanto para la sección de ingreso al tramo (aguas arriba) como para la de egreso (aguas abajo).

La precisión del método depende fundamentalmente de la elección del tramo y aumenta con la longitud del mismo. La estimación del coeficiente de rugosidad puede ser un factor de error, pero se considera que sus valores están extensamente difundidos y publicados en la bibliografía que trata la hidráulica de canales abiertos.

Para facilitar la estimación de las pérdidas friccionales, se recomienda seleccionar tramos de cauce uniforme o en contracción gradualmente variado. En los tramos en expansión es más complicado estimar este tipo de pérdidas de energía del escurrimiento.

Además, el tramo deberá cumplir los siguientes requisitos:

- la longitud del tramo (L), mayor o igual a 75 veces el tirante medio de agua.
- la diferencia entre niveles de agua (Dh), mayor o igual que la altura de energía cinética y que 15 cm.
- el tramo en estudio deber estar libre de estructuras hidráulicas que provoquen pérdidas localizadas de energía.
- se deben evitar tramos de cauce donde se produzca el tirante crítico, ya sea el escurrimiento pasando de rápido a lento (resalto hidráulico), como de lento a rápido (control hidráulico).
- se elegirán tramos rectos, tratando de evitar curvas.

Como verificación, se recomienda utilizar más de dos secciones transversales al curso de agua, ya sea aplicando el método en secciones intermedias al tramo o en otros tramos aguas abajo o aguas arriba.

E.- Falta de datos de caudales y niveles agua.

E.1.- Cuencas pequeñas. Método Racional.

La principal característica de las cuencas pequeñas es que los cursos de agua son chicos, por lo tanto los caudales pico producidos reciben muy poca influencia del almacenamiento en los cauces. Del mismo modo, los tiempos de tránsito del escurrimiento superficial son cortos, lo que determina que los caudales pico estén fuertemente ligados a la intensidad de precipitación máxima ocurrida en intervalos de tiempos cortos (lluvias intensas o de corta duración). Las dos características mencionadas hacen que la forma del hidrograma de crecida en la sección de estudio sea muy parecida a la variación temporal de la intensidad de precipitación.

El método racional es una técnica simplificada, que relaciona el volumen de agua precipitado con el caudal pico de la crecida. Su aplicación se ha extendido al diseño de obras hidráulicas menores, como alcantarillas viales en cuencas rurales y desagües pluviales en cuencas urbanas reducidas.

Dicho método se basa en la siguiente expresión:

$$Q = C * I * A / 360$$

Donde:

Q = caudal de diseño [m^3/s].

C = coeficiente de escorrentía [adim].

I = intensidad de precipitación [mm/hr].

A = superficie del área tributaria [Ha].

La duración de la tormenta se adopta igual al tiempo de concentración (t_c) de la cuenca, que es el tiempo de tránsito, a través de la cuenca, del escurrimiento superficial generado por la zona más alejada de la sección de estudio. Por lo tanto, la intensidad de precipitación utilizada deber corresponder a este tiempo.

El tiempo de concentración es el parámetro más sensible a estimar durante la aplicación del método. Para su obtención se debe proceder a estimar velocidades de escurrimiento sobre el terreno y a lo largo de los cauces de la cuenca, teniendo en cuenta la pendiente natural y rugosidad de los mismos.

El coeficiente de escorrentía C se estima a partir de las características de la cuenca tributaria como tipo de suelo, cobertura vegetal, pendiente, urbanización, etc. En el cuadro 6.1.14 se adjuntan valores indicativos del coeficiente C .

El método asume las siguientes hipótesis:

- La intensidad de precipitación se mantiene constante durante el tiempo de concentración de la cuenca y se adopta uniformemente distribuida en toda la cuenca.
- El coeficiente de escorrentía no varía durante la tormenta.
- La intensidad de precipitación se toma para una duración igual al tiempo de concentración de la cuenca.
- Se calcula el intervalo de recurrencia para la intensidad de precipitación, asumiendo el mismo intervalo para el correspondiente caudal estimado.
- El escurrimiento superficial es linealmente proporcional a la intensidad de precipitación.
- El caudal es máximo cuando aportan todas las partes de la cuenca, y a partir de ese momento se mantiene estacionario.

:

CARACTERISTICAS DE LA CUENCA TRIBUTARIA	COEFICIENTE DE ESCORRETIA
AREAS RURALES	
SUELOS ARENOSOS	
PENDIENTE MEDIA DEL TERRENO < 0,02	0,05 -0,10
PENDIENTE MEDIA DEL TERRENO = 0,02-0,07	0,10 -0,15
PENDIENTE MEDIA DEL TERRENO > 0,07	0,15 -0,20
SUELOS ARCILLOSOS	
PENDIENTE MEDIA DEL TERRENO < 0,02	0,13 -0,17
PENDIENTE MEDIA DEL TERRENO = 0,02 -0,07	0,18 -0,22
PENDIENTE MEDIA DEL TERRENO > 0,07	0,25 -0,35
AREAS URBANAS	
PARQUES, PLAZAS, CEMENTERIOS	0,10 -0,25
RESIDENCIAL	
SUBURBANO	0,25 -0,40
VIVIENDAS UNIFAMILIARES (CASAS)	0,30 -0,50
VIVIENDAS MULTIFAMILIARES PARQUIZADAS (EDIFICIOS)	0,40 -0,60
VIVIENDAS MULTIFAMILIARES AGLOMERADAS (EDIFICIOS)	0,60 -0,75
COMERCIAL	0,70 -0,95
INDUSTRIAL	0,50 -0,95
CALLES-CAMINOS	
ASFALTO	0,70 -0,95
PAVIMENTOS	0,80 -0,95
PAVIMENTOS ARTICULADOS	0,70 -0,85

Cuadro 6.1.14

Las hipótesis enunciadas se cumplen en cuencas de dimensiones pequeñas con cauces poco desarrollados. En general, se asumen cuencas de superficie menores que 30 Km².

E.2.- Hidrogramas Unitarios Sintéticos.

En el capítulo correspondiente a Disponibilidad insuficiente de datos de caudales, se describieron los métodos para obtener el hidrograma unitario de una cuenca, a partir de registros de caudales. En realidad, son muy pocas las cuencas que poseen este tipo de información y es más usual tener que estudiar cuencas no observadas. Se desarrollan en este capítulo, métodos sintéticos de obtener el hidrograma unitario mediante relaciones entre de las características físicas de la cuenca y la forma del hidrograma generado.

El método recomendado ha sido desarrollado por el U.S. Soil Conservation Service (S.C.S.), en base a establecer las citadas relaciones en cuencas que poseen registro de caudales. La forma del hidrograma propuesto es triangular, y para su construcción basta con definir el tiempo al pico, caudal al pico y el tiempo de base. En la figura 6.1.48 se observan las relaciones geométricas entre los parámetros intervinientes.

Igualando el derrame (exceso de precipitación por el área de la cuenca), al área comprendida por la geometría del hidrograma sintético triangular, tendremos:

$$D = E * A$$

$$At = 0,5 * Tb * Qp$$

$$Tb = Tp + Te = 8/3 Tp$$

$$Qp = (0,75 E * A) / Tp$$

Donde:

D = derrame o volumen de escorrentía.

E = exceso de precipitación

A = área de la cuenca

At = área del hidrograma triangular

Tb = tiempo base del hidrograma

Qp = caudal pico

Tp = tiempo al pico

Si se considera un exceso de precipitación unitario (E = 1 mm), la expresión del caudal pico queda

$$Qp = 0,75 A / Tp$$

si se homogeinizan las unidades;

$$Qp [m^3/s] = 0,20833 A [Km^2] / Tp [hr]$$

$$Tp = 0,5 * d + Tr$$

$$Tr = 0,6 * Tc$$

$$Tc = [0,86 (L^3/H)]^{0,325}$$

Donde:

d = es la duración del exceso de precipitación

T_r = tiempo de retardo de la cuenca.

T_c = tiempo de concentración de la cuenca.

L = longitud del cauce principal.

H = máximo desnivel de la cuenca.

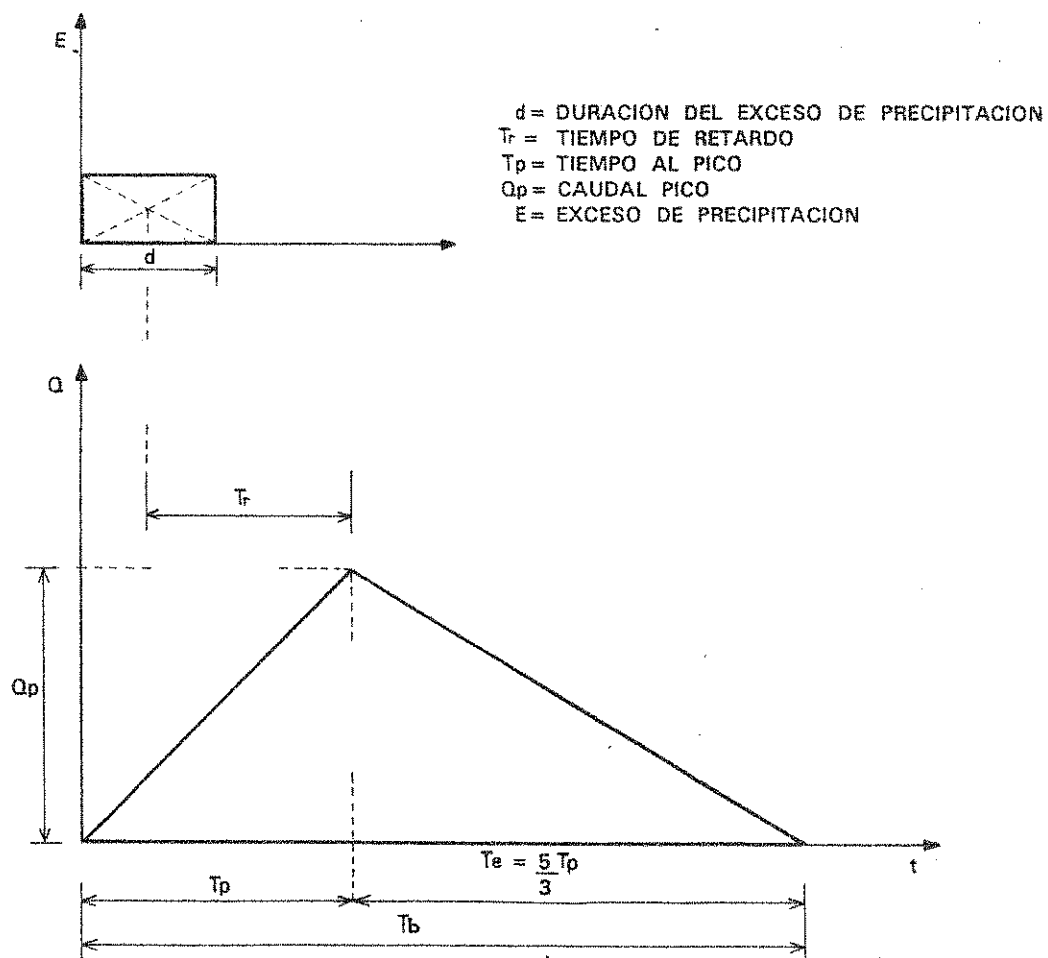


Figura 6.1.48

Hidrograma Unitario Sintético
Método S.C.S.

6.1.5.4.- Estuarios, rías y mares.

A.- Mareas.

Las mareas son movimientos de las masas de agua debido a acciones astronómicas o meteorológicas. Las mareas astronómicas se deben a fuerzas de atracción gravitatoria, que ejercen la luna y el sol sobre las masas oceánicas de la tierra en movimiento de rotación. Las mareas meteorológicas se deben a fuerzas ejercidas sobre la superficie del agua por el viento o por variaciones macroscópicas del campo de presión atmosférica.

Estos movimientos se traducen en sobrelevaciones, positivas o negativas, del nivel de agua en la costa respecto de su nivel medio. Los incrementos del nivel de agua sumados al efecto del oleaje, provocan graves daños a las estructuras asentadas cerca de la costa. Durante las bajantes, disminuye el volumen de agua en el cuerpo receptor y por lo tanto la capacidad de dilución de este.

A.1.- Mareas astronómicas.

La superficie del mar realiza movimientos oscilatorios periódicos regulares, hacia arriba y abajo, una o dos veces al día. Este fenómeno es causado por los continuos cambios en la posición relativa entre la luna, el sol y la tierra (ver figura 6.1.49). El intervalo que transcurre mientras el nivel del agua se incrementa, se denomina marea creciente y durante el cual disminuye es marea bajante. El momento en que se produce el máximo nivel o cresta se denomina pleamar, y cuando se produce el mínimo nivel o valle, bajamar. A la diferencia de niveles de agua entre la bajamar y la pleamar, se denomina amplitud de marea (ver figura 6.1.51.A).

Se denomina marea diurna, cuando en un determinado sitio se presentan una pleamar y una bajamar por día. Cuando se presentan dos pleamares y dos bajamares por día, el sitio posee marea semidiurna (figura 6.1.51.B). A la diferencia de niveles de agua entre las dos pleamares diarias o bajamares se la denomina desigualdad diurna. En la figura 6.1.52 se observan casos típicos de nuestro país.

El período de la marea está gobernado por el movimiento de rotación de la tierra sobre su eje y el movimiento de traslación de la luna alrededor de la tierra. La tierra completa un giro en 24 horas y la luna demora 27,3 días en completar su órbita alrededor de la tierra. Una persona ubicada en un sitio fijo sobre la superficie terrestre, deber componer estos dos movimientos si desea encontrar a la luna en el mismo lugar. El efecto de atracción "n gravitatoria entre la luna y la tierra, que genera los movimientos mareológicos diarios, sufrirá el mismo efecto relativo. A continuación se deduce el tiempo que demora un punto fijo de la tierra en enfrentarse con la luna

o período de la marea. Durante el transcurso de 24 horas en que la tierra completa un giro, la luna gira aproximadamente 13 grados en su órbita de 360 grados alrededor de la tierra. Para que un punto fijo en la superficie terrestre vuelva a enfrentarse con la luna, la tierra deberá rotar durante 50 minutos más. Debido a esto es que el período de la marea es de 24 horas 50 minutos en sitios con mareas diurnas y 12 horas 25 minutos en sitios con mareas semi-diurnas.

La amplitud de la marea es variable y depende de la posición relativa entre el sol, la luna y la tierra (ver figura 6.1.50). La amplitud aumenta cuando el sol y la luna se hallan alineados con la posición de la tierra (se producen dos cada mes lunar). Esta situación se denomina marea de sicigia o viva y existen dos posiciones, cuando la luna se encuentra en conjunción, es decir entre el sol y la tierra (luna nueva) y cuando la tierra se encuentra entre la luna y el sol (luna llena o luna en oposición). En estos casos las fuerzas de atracción gravitatoria de la luna y el sol coinciden en sentido y dirección. La amplitud de la marea también aumenta durante los perigeos, que es punto de la órbita lunar más cercano a la tierra (se producen uno cada mes lunar), y durante los equinoccios, que es el momento en que el sol cruza por el Ecuador (se producen dos al año). Las mayores amplitud de marea se produce cuando coinciden la sicigia con el perigeo y el equinoccio; y se denomina marea de sicigia equinoccial de perigeo.

La amplitud de la marea disminuye durante las mareas de cuadratura o muertas, que son las situaciones en que las fuerzas de atracción gravitacional provocadas por la luna y el sol tienen direcciones ortogonales, o sea que no suman componentes. Se producen dos cuadraturas durante el mes lunar, una cuando la luna esta en cuarto creciente y otra en cuarto menguante (ver figura 6.1.50.)

A.2.- Estadística de mareas.

Con el objeto de caracterizar y ordenar los datos mareológicos, cada estación analiza estadísticamente las mareas durante períodos de 19 años, denominado ciclo de Metón. Durante este ciclo las fases de la luna se producen en las mismas fechas que en el ciclo precedente.

A continuación se enumeran los valores medios más comunes que se extraen de las muestras de datos mareológicos (ver figura 6.1.53).

- Pleamar media de sicigia
- Pleamar media de cuadratura
- Nivel Medio del Mar
- Bajamar media de cuadratura
- Bajamar media de sicigia
- Amplitud media de sicigia
- Amplitud media de cuadratura

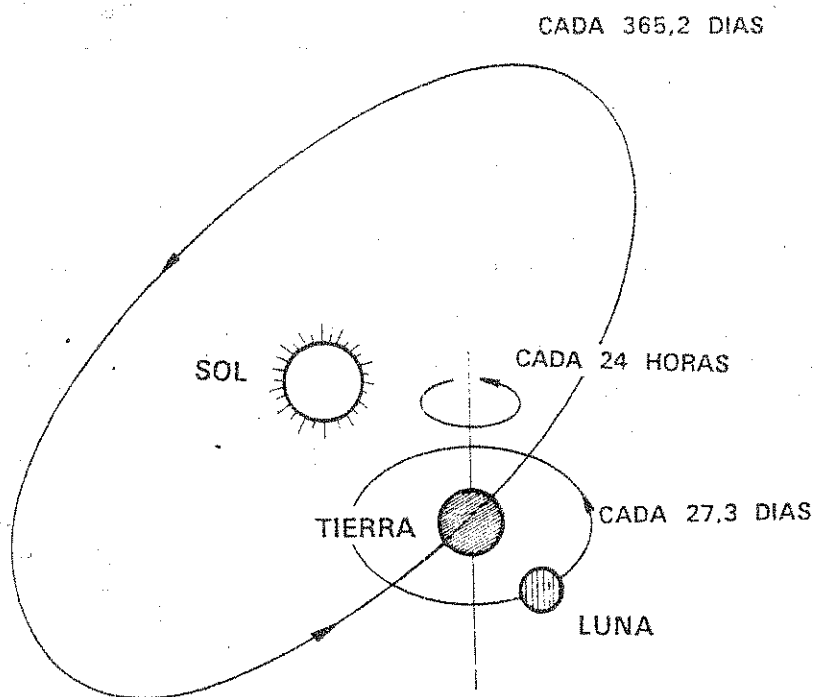


Figura 6.1.49

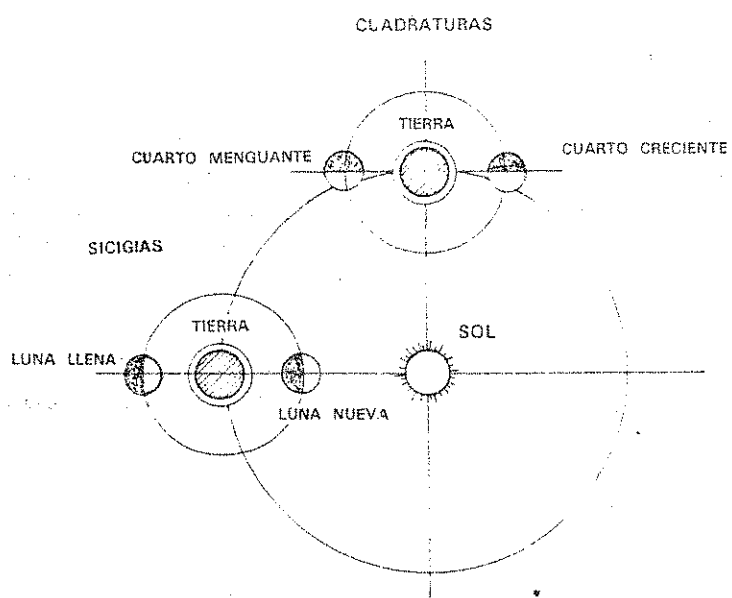


Figura 6.1.50

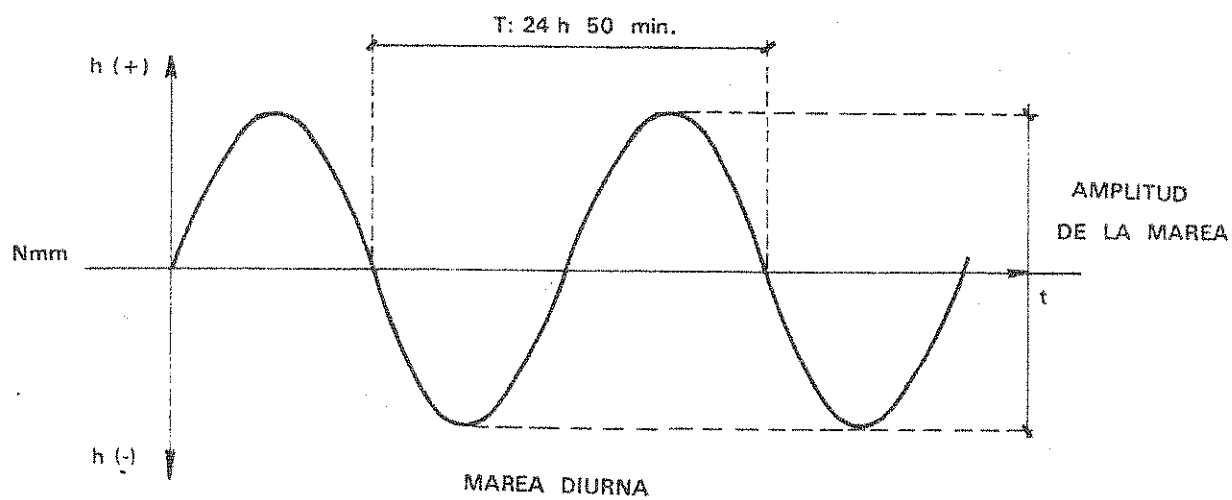
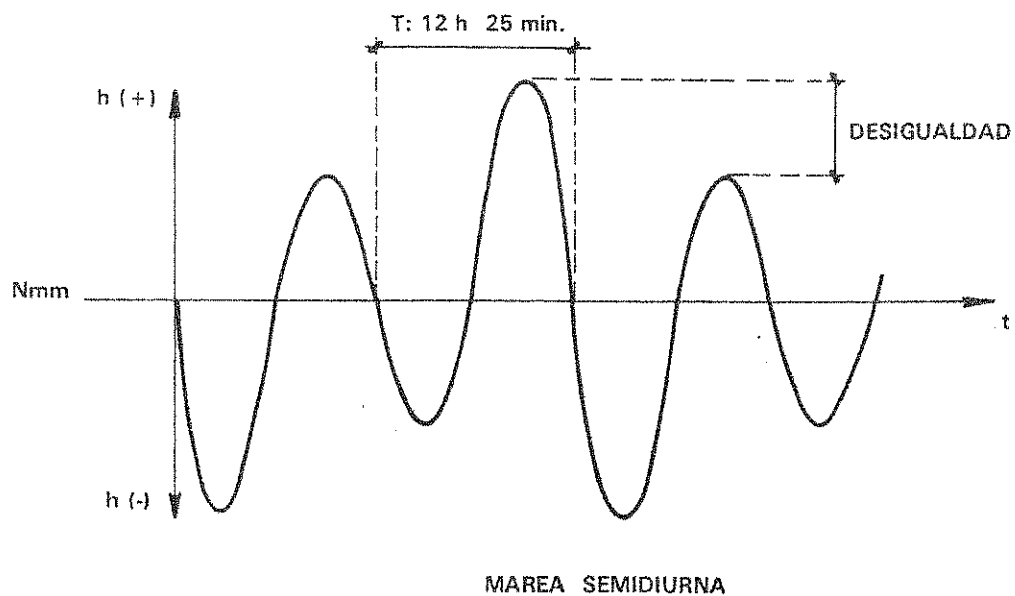


Figura 6.1.51.A

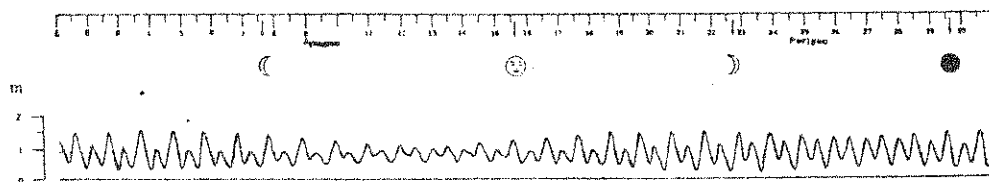


REFERENCIAS :

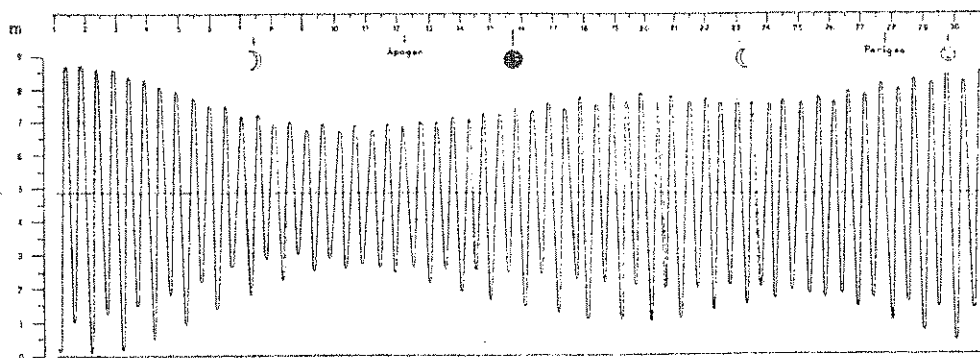
Nmm : NIVEL MEDIO DEL MAR
 T : PERIODO DE MAREA

Figura 6.1.51.B

LUGAR = CANAL PUNTA INDIO (Torre Oyarvide)



LUGAR = CALETA LA MISION



FUENTE: TABLA DE MAREAS - SERVICIO DE HIDROGRAFIA NAVAL

Figura 6.1.52

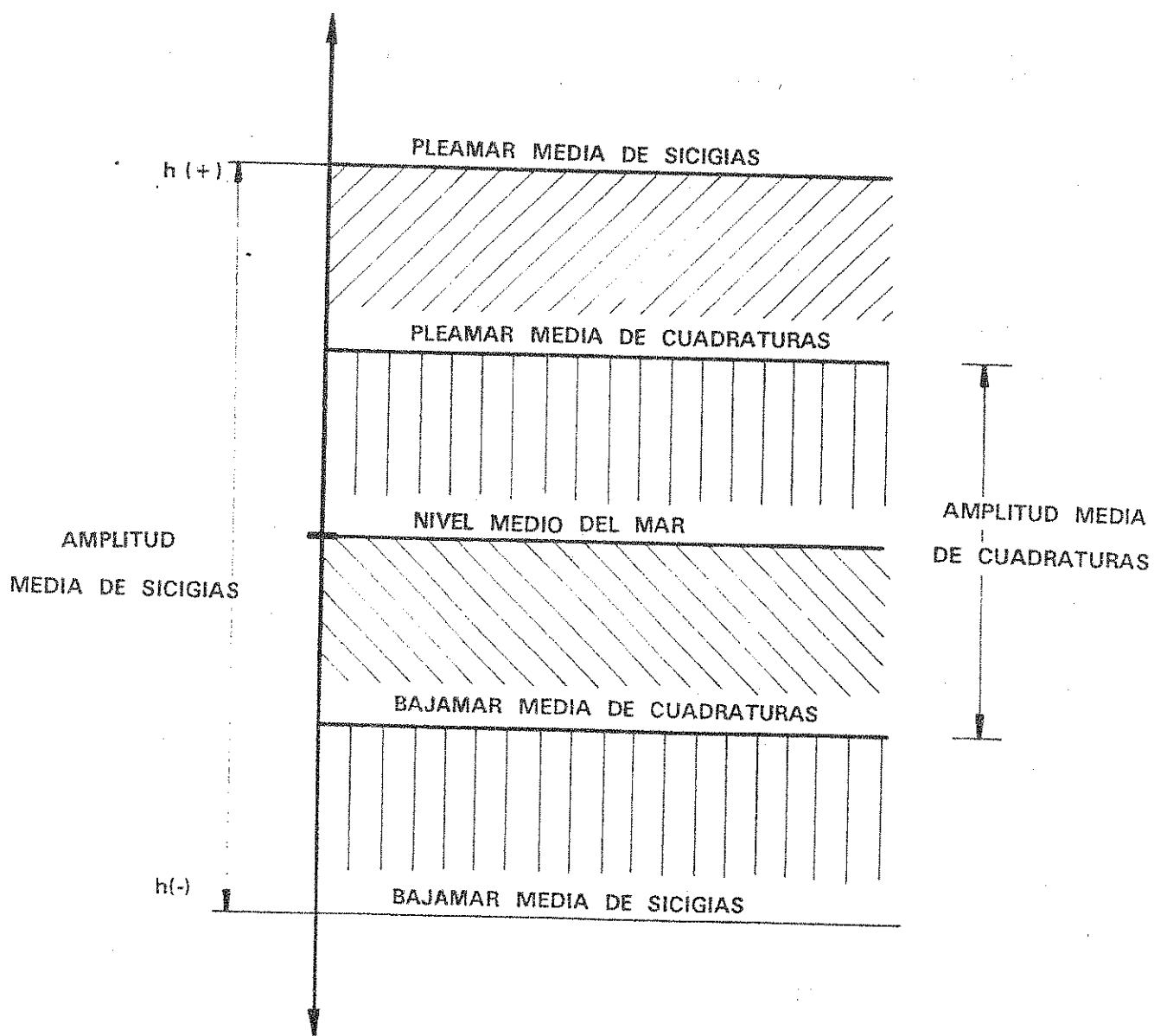


Figura 6.1.53

El Nivel Medio del Mar se calcula como la media aritmética de las alturas de marea observadas en forma continua y separadas por un intervalo de tiempo fijo. El intervalo de tiempo más usado es la hora.

A.3.- Prisma de mareas.

En los ambientes de estuarios los volúmenes de agua dulce aportados por los cursos fluviales que allí desembocan, se encuentran en estado de mezcla y dilución con los volúmenes de agua salada que aporta el mar cuando se presentan los niveles altos de mareas.

Se define como prisma de mareas, al volumen de agua almacenado en un estuario o ría, durante el intervalo de tiempo en que el nivel de marea varía desde una pleamar a una bajamar o viceversa.

La determinación del prisma de mareas es uno de los pasos previos para evaluar la variación del volumen de agua disponible en el cuerpo receptor. La condición más crítica para la dilución del efluente, se presenta durante las mareas de cuadratura.

B.- Variaciones de la salinidad.

Durante las pleamares se producen ingresos a los estuarios de agua salada proveniente del mar, a menos que los cursos fluviales que desembocan en el cuerpo, posean un caudal suficiente de agua dulce que alcance a completar el volumen de agua necesario por el prisma de mareas. Por lo tanto, la salinidad en un punto de estuario varía con la oscilación de la marea y la variación estacional de los caudales fluviales de agua dulce.

El grado de mezcla en un estuario puede describirse mediante el parámetro de mezcla M

$$M = \frac{Q * T}{P}$$

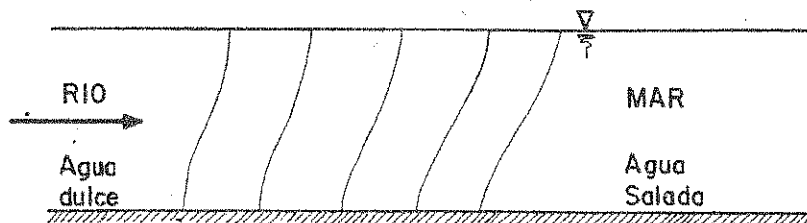
Donde:

Q = caudal del agua dulce [m³/s].

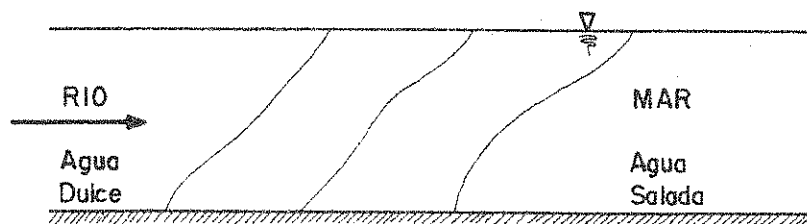
T = período de la marea [s].

P = prisma de mareas [m³].

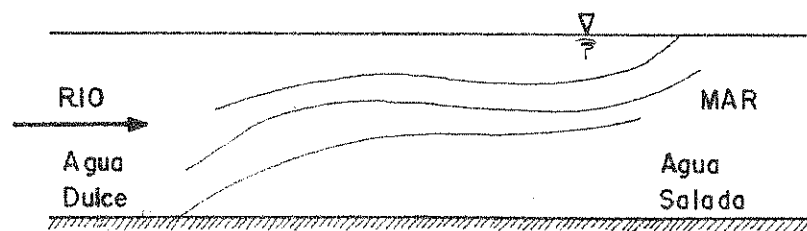
El parámetro M mide la relación entre el volumen de agua aportado por los cursos fluviales, respecto del volumen del prisma de marea. En la figura 6.1.54 se muestran perfiles longitudinales típicos de estuarios, con diferentes valores del parámetro M y la configuración de las líneas de igual tenor salino. Cuando M es igual a cero, estamos en el



Estuario Mezclado
 $M=0$



Estuario Parcialmente
Mezclado
 $M=0,1$



Estuario Estratificado
 $M=1,0$

Figura 6.1.54

caso en que los volúmenes de agua dulce son casi nulos y el estado del cuerpo se denomina mezclado. De otra manera, cuando el volumen de agua dulce aportado durante el período de la marea es igual o mayor que el prisma de marea, el cuerpo se estratifica, fluyendo el agua dulce (de menor densidad) por encima del agua salada.

Estas situaciones no son permanentes para un determinado cuerpo, ya que el caudal de agua dulce generalmente tiene un rango importante de variación estacional. Desde el punto de vista de la dilución de los efluentes, la situación más crítica será en la época del año en que se producen los estiajes de los cursos fluviales.

C.- Predicción de olas y niveles máximos de agua.

En este capítulo se presenta una técnica simplificada de predicción de las condiciones de olas, adecuada para utilizar en diseño de estructuras ubicadas en zonas cercanas a la costa marítima. Si bien esta técnica no describe en forma detallada el fenómeno natural, es de gran utilidad para estimar los niveles máximos probables de agua a partir de información meteorológica.

El método recomendado es del tipo semi-empírico, donde los campos de viento y oleaje, pueden ser descriptos con pocos parámetros bajo una situación normalizada. Las relaciones entre los parámetros utilizados se asumen conocidas a partir de un gran número de observaciones de campo.

C.1.- Características de las ondas oceánicas reales.

Las características de las olas reales, que se desarrollan en un cuerpo de agua expuesto a condiciones meteorológicas reinantes, son totalmente irregulares, de tal forma que las alturas y los períodos de las olas, no permanecen constantes en el tiempo, sino que por el contrario, varían aleatoriamente (ver figura 6.1.55). La forma de analizar los registros de este tipo de oleaje es definiendo parámetros característicos del mismo.

H = altura de ola.[m]

T = período de ola.[s]

El método más usado para medir los parámetros H y T , es de cruce por el cero, en el cual el período de ola se mide como el tiempo transcurrido entre dos cruces ascendentes consecutivos del nivel de agua por el cero (ver figura 6.1.55). La altura de ola será la diferencia de niveles entre la máxima y mínima elevación de la superficie del mar dentro del período establecido.

El próximo paso consiste en definir un parámetro estadístico que represente fielmente a la muestra observada. Para ello, Sverdrup y Munk (1945) introducen el concepto de ola significativa, la que se puede representar mediante dos parámetros:

H_s = altura significativa de ola, definida como el promedio del tercio de las alturas de olas más altas.

T_s = período significativo de ola, definido como el período promedio del tercio de las olas más altas.

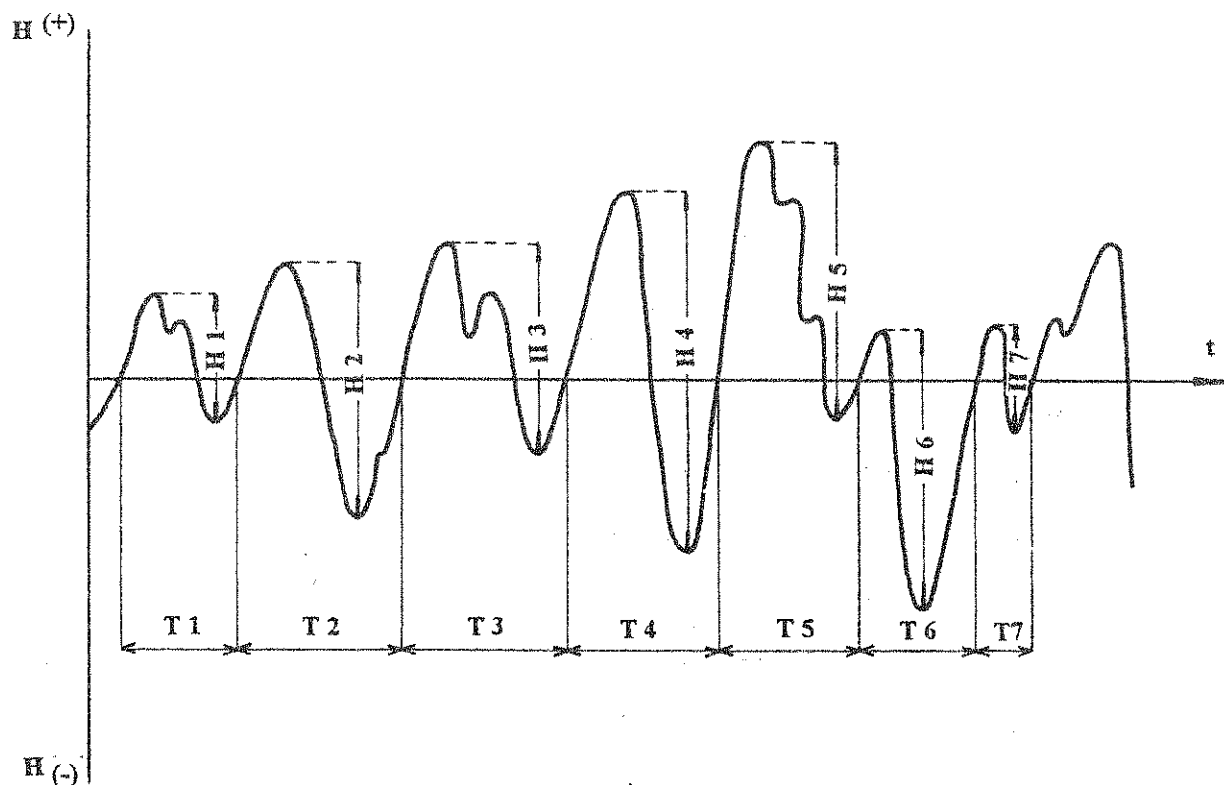


Figura 6.1.55

C.2.- Método Sverdrup-Munk-Bretschneider. (SMB)

Los parámetros del campo de viento que se consideran para determinar las características del oleaje son

U = velocidad media del viento medida a 10 metros de altura.

F = distancia de generación.

La generalización de las observaciones se realiza adimensionalizando los parámetros que se desean relacionar empíricamente, de tal manera que combinando con la aceleración de la gravedad:

$$F^- = \frac{g F}{U^2} \quad (82)$$

$$H^- = \frac{g H_s}{U^2} \quad (83)$$

$$T^- = \frac{g T_s}{U} \quad (84)$$

$$d^- = \frac{g d}{U} \quad (85)$$

$$h^- = \frac{g h}{U^2} \quad (86)$$

Donde:

g = aceleración de la gravedad.

F^- = distancia de generación [adimensional].

H^- = altura significativa de ola [adimensional].

T^- = período de ola significativo [adimensional].

d^- = duración del viento [adimensional].

h^- = profundidad [adimensional].

Las distintas observaciones demuestran que, la altura y el período significativos aumentan con la distancia de generación, para una velocidad del viento dada. Este incremento es importante en zonas cercanas a la costa, pero decrece para grandes distancias, hasta llegar a una situación donde los valores de altura y período significativos son constantes. Es decir, la energía entregada por el viento a las olas encuentra un equilibrio, donde el exceso se disipa

en forma de espuma en las crestas del oleaje. Esta situación se la denomina mar completamente desarrollado.

El Coastal Engineering Research Center (CERC) ha publicado (1981) las relaciones empíricas entre los parámetros intervinientes en el fenómeno. Para ello ha diferenciado dos zonas: la de aguas profundas, donde la profundidad no tiene influencia en las características del oleaje, y la zona de aguas poco profundas, donde se considera la influencia la profundidad.

C.2.1.- Aguas profundas

En la zona de aguas profundas se consideran tres condiciones distintas para el desarrollo de las olas:

- 1) Olas limitadas por la distancia de generación, las olas no se desarrollan completamente debido a que la distancia de generación es insuficiente.

$$H^- = 0,0016 * F^{-0,5} \quad (87)$$

$$T^- = 0,2857 * F^{-1/3} \quad (88)$$

- 2) Olas limitadas por la duración del viento. Las olas no se desarrollan completamente debido a que el tiempo durante el cuál sopló el viento es insuficiente.

$$H^- = 8,293 * 10^{-5} * t^{-5/7} \quad (89)$$

$$T^- = 0,0676 * t^{-3/7} \quad (90)$$

- 3) Olas completamente desarrolladas, el período y la altura significativo del oleaje dependen únicamente de la velocidad del viento.

$$H^- = 0,2433 \quad (91)$$

$$T^- = 8,134 \quad (92)$$

$$t^- = 71500 \quad (93)$$

Ejemplo:

Calcular la altura y el período significativo, para las siguientes condiciones de generación

$$F = 20 \text{ Km} = 20000 \text{ m}$$

$$U = 36 \text{ Km/h} = 10 \text{ m/s}$$

$$d = 24 \text{ h} = 86400 \text{ s}$$

Con las ecuaciones (82) y (84), se obtienen los parámetros adimensionales

$$F^- = (9,81 \text{ m/s}^2 * 20000 \text{ m}) / (10 \text{ m/s})^2 = 1962$$

$$d^- = (9,81 \text{ m/s}^2 * 86400 \text{ s}) / 10 \text{ m/s} = 84758,4$$

Para el caso de limitación por la distancia de generación, aplicando las ecuaciones correspondientes se obtiene;

$$H^- = 0,07087 \quad \text{y} \quad H_s = 0,7 \text{ m}$$

$$T^- = 3,57665 \quad \text{y} \quad T_s = 3,7 \text{ s}$$

$$d = 2,92 \text{ hr}$$

Para el caso de limitación por la duración del viento, se tendrá:

$$H^- = 0,27468 \quad \text{y} \quad H_s = 2,8 \text{ m}$$

$$T^- = 8,75030 \quad \text{y} \quad T_s = 8,9 \text{ s}$$

$$F = 29,5 \text{ Km}$$

Por lo tanto, comparando los datos con los resultados, se observa que es un caso de limitación por la distancia de generación. Los resultados de predicción que se seleccionan son:

$$H_s = 0,7 \text{ metros}$$

$$T_s = 3,7 \text{ segundos}$$

C.2.2.- Aguas Poco Profundas

En el caso de aguas poco profundas las ecuaciones a utilizar son:

$$H^- = 0,283 \left[\tanh(0,53 h^{-3/4}) \right] * \tanh(0,00565 F^{-0,5} / [\tanh(0,53 h^{-3/4})]) \quad (94)$$

$$T^- = 7,54 \left[\tanh(0,833 h^{-3/8}) \right] * \tanh(0,0379 F^{-1/3} / [\tanh(0,833 h^{-3/8})]) \quad (95)$$

$$d^- = 537 T^{-7/3} \quad (96)$$

Ejemplo:

Calcular la altura y el período significativo, para las siguientes condiciones:

$$F = 31 \text{ Km} = 31000 \text{ m}$$

$$U = 90 \text{ Km/h} = 25 \text{ m/s}$$

$$h = 9 \text{ m}$$

Con la ecuaciones (82) y (86) se obtienen los parámetros adimensionales:

$$F^- = (9,81 \text{ m/s}^2 * 31000 \text{ m}) / (25 \text{ m/s})^2 = 486,576$$

$$h^- = (9,81 \text{ m/s}^2 * 9 \text{ m}) / (25 \text{ m/s})^2 = 0,141264$$

La altura y el período significativo se calculan con las ecuaciones (94) y (95).

$$H^- = 0,02655, \quad y \quad H_s = 1,7 \text{ m}$$

$$T^- = 1,87718 \quad y \quad T_s = 4,8 \text{ s}$$

6.1.5.5.- Ejemplo de análisis de eventos extremos

En el presente ejemplo se realiza un análisis de eventos extremos a los datos de caudales del río Quequen Salado, en la estación de aforo Ruta Nacional N°3 de la Dirección de Hidráulica de la Provincia de Buenos Aires.

Para seleccionar los caudales medios diarios máximos anuales se consideró la serie a partir de 1ro. de Julio de 1963 hasta el 30 de Junio de 1989, abarcando 26 años hidrológicos. En el cuadro 6.1.15 se ordenan de mayor a menor los valores de la serie anual de eventos extremos máximos observados seleccionados. Luego se calcula la recurrencia R a cada uno de los elementos de la muestra. El ajuste a la distribución probabilística Gumbel se observa en el gráfico 6.1.56. El valor de Qcal (caudal calculado) para una recurrencia dada, se calcula reemplazando en la expresión del numeral 6.1.5.2. - B.2.3:

$$Q_{cal} = Q_{med} + K * S$$

$$Q_{cal} = 64.5 \text{ m}^3/\text{s} + 68.1 \text{ m}^3/\text{s} [(y - 0.532) / 1.0961]$$

Para 100 años de recurrencia, Qcal es igual a 317.2 m³/s

La selección de los elementos de la muestra de extremos mínimos se realizó a partir del 1ro. de enero de 1964 hasta el 31 de diciembre de 1988, abarcando 25 años de registro. En el cuadro 6.1.16 se ejemplifica la selección del promedio mínimo de 7 caudales medios diarios para el año 1978. En el cuadro 6.1.17 se ordenan de menor a mayor los 25 elementos de la serie anual de eventos mínimos, se transforma la variable natural (Qobs) a variable logarítmica (Log(Qobs)), se calcula la recurrencia para cada elemento y el valor medio y desvío estándar de la muestra transformada.

Aplicando la ecuación precedente y transformando luego el resultado a variable natural (anti-logaritmo):

$$\log(Q_{obs}) - 0.224 + 0.385 [(-y + 0.53086) / 1.09145]$$

para 50 años de recurrencia, Qcal es igual a 0,04 m³/s. Se debe aclarar, que el valor de 0,04 m³/s (40 litros/s), deducido matemáticamente, es muy cercano al rango de precisión de aforo de la sección (figura 6.1.57 a y b).

ESTADISTICA DE EXTREMOS MAXIMOS
DISTRIBUCION PROBABILISTICA GUMBEL
CAUDALES MEDIOS DIARIOS MAXIMOS ANUALES

RIO QUEQUEN SALADO - Provincia de Buenos Aires

ESTACION RUTA NACIONAL Nro 3

PERIODO: 1963-1989

m	fecha		Q obs [m3/s]	Recurrencia [años]	y	Q cal [m3/s]
1	88	89	260.0	27.00	3.28	235.0
2	85	86	175.4	13.50	2.56	190.7
3	83	84	174.8	9.00	2.14	164.2
4	81	82	168.0	6.75	1.83	145.0
5	79	80	145.4	5.40	1.59	129.8
6	88	87	144.7	4.50	1.38	117.1
7	78	79	96.8	3.86	1.20	106.1
8	76	77	59.0	3.38	1.05	96.3
9	84	85	55.6	3.00	0.90	87.4
10	88	89	55.2	2.70	0.77	79.2
11	67	68	50.5	2.45	0.65	71.5
12	82	83	44.8	2.25	0.53	64.3
13	77	78	44.0	2.08	0.42	57.4
14	71	72	26.7	1.83	0.31	50.8
15	73	74	23.5	1.80	0.21	44.3
16	66	67	23.0	1.69	0.11	38.0
17	72	73	21.0	1.59	0.01	31.7
18	63	64	17.2	1.50	-0.09	25.4
19	80	81	15.3	1.42	-0.20	19.1
20	75	76	15.0	1.35	-0.30	12.6
21	74	75	13.2	1.29	-0.41	5.9
22	70	71	11.8	1.23	-0.52	
23	87	88	11.6	1.17	-0.65	
24	69	70	8.8	1.13	-0.79	
25	64	65	7.6	1.08	-0.96	
26	65	66	3.9	1.04	-1.19	

N: 26
VALOR MEDIO: 64.3 m3/s
DESVIO: 68.1 m3/s
Yn: 0.5320
Sn: 1.0961

FUENTE DE LOS DATOS OBSERVADOS M.O.S.P.- P.B.A.
DIRECCION DE HIDRAULICA
SUBDIRECCION DE HIDROLOGIA
BANCO DE DATOS

Cuadro 6.1.15

ESTADISTICA DE EXTREMOS MINIMOS
 PROMEDIO MINIMO ANUAL DE 7 CAUDALES MEDIOS DIARIOS CONSECUTIVOS

RIO QUEQUEN SALADO - Provincia de Buenos Aires
 ESTACION RUTA NACIONAL Nro 3
 AÑO 1978

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1	1.34	2.95	1.01	1.59	1.01	1.88	1.34	2.61	2.78	98.81	7.58	2.78
2	1.34	2.45	1.01	1.59	1.01	1.88	1.34	2.61	2.78	95.58	7.05	2.78
3	1.34	2.15	1.01	1.59	1.01	1.88	1.48	3.12	2.61	38.74	6.30	2.61
4	1.48	2.15	0.90	1.88	0.90	1.88	1.48	12.59	2.61	67.22	5.58	2.61
5	1.34	2.15	0.90	1.85	0.90	1.72	1.59	21.37	2.45	67.39	5.13	2.30
6	1.59	2.00	0.90	2.00	0.90	1.72	1.59	29.32	2.30	75.98	4.69	2.30
7	2.00	1.88	0.81	2.00	0.90	1.59	1.59	31.77	2.30	67.09	4.27	2.30
8	3.30	1.88	0.81	2.15	1.01	1.59	1.59	34.21	2.45	61.32	3.87	2.15
9	3.12	1.88	0.81	2.30	1.01	1.59	1.59	35.95	2.30	63.77	3.87	2.15
10	2.15	1.88	0.71	2.45	1.01	1.48	1.59	34.43	2.16	67.09	3.68	2.00
11	1.48	1.72	0.71	2.45	1.11	1.48	1.59	29.04	2.00	63.61	3.49	1.88
12	1.22	1.72	0.81	2.45	1.11	1.48	1.48	22.58	1.88	58.32	3.30	1.88
13	1.11	1.72	0.81	2.45	1.22	1.48	1.48	17.40	2.15	48.21	3.30	1.88
14	1.01	1.59	1.01	2.45	1.34	1.48	1.34	14.60	3.49	41.47	3.12	1.88
15	0.90	1.59	1.59	2.45	1.48	1.72	1.34	11.57	10.47	35.10	3.49	1.88
16	0.90	1.59	3.87	2.45	1.59	1.48	2.30	9.68	10.47	29.23	4.07	1.88
17	0.81	1.48	5.58	2.45	1.34	1.48	2.95	7.85	10.16	24.32	3.49	1.88
18	0.71	1.48	6.54	2.73	1.48	1.48	3.30	6.80	13.10	20.51	3.49	2.00
19	0.71	1.48	6.05	2.61	1.72	1.48	3.30	5.82	14.88	17.78	3.49	2.30
20	0.71	1.34	5.13	2.61	1.72	1.34	2.78	4.91	13.80	18.00	3.12	3.68
21	0.71	1.34	5.13	2.78	1.72	1.34	2.45	4.27	13.45	14.15	2.78	7.05
22	0.71	1.34	4.69	2.61	1.72	1.34	2.78	4.07	11.43	12.42	3.49	6.30
23	0.81	1.22	3.12	1.34	1.88	1.34	3.30	3.49	10.47	11.10	3.12	5.82
24	0.90	1.22	2.78	1.34	1.59	1.34	3.87	2.95	9.28	10.16	3.30	4.48
25	0.90	1.22	2.15	1.11	1.72	1.48	4.91	2.95	8.97	9.56	2.78	4.48
26	0.90	1.11	2.00	1.11	1.72	1.48	4.69	2.78	13.76	8.69	2.78	4.69
27	1.01	1.11	2.00	1.01	1.72	1.48	4.07	2.61	30.88	8.12	2.61	4.69
28	1.34	1.11	1.88	1.11	1.88	1.48	3.49	2.61	38.78	7.31	2.45	4.07
29	1.72	—	2.00	1.11	1.88	1.34	2.95	2.61	50.12	8.97	2.45	3.49
30	2.15	—	1.72	1.01	2.00	1.34	2.78	2.78	82.64	11.10	2.45	3.30
31	2.45	—	1.72	—	1.88	—	2.61	2.61	—	9.58	—	2.93

FUENTE DE LOS DATOS : M.O.S.P. - P.B.A. - DIRECCION DE HIDRAULICA - SUBDIRECCION DE HIDROLOGIA - BANCO DE DATOS

Cuadro 6.1.16

ESTADISTICA DE EXTREMOS MINIMOS
DISTRIBUCION PROBABILISTICA LOG-GUMBEL
PROMEDIO MINIMO ANUAL DE 7 CAUDALES MEDIOS DIARIOS CONSECUTIVOS

RIO QUEQUEN SALADO - Provincia de Buenos Aires

ESTACION RUTA NACIONAL Nro 3

PERIODO: 1964-1988

m	fecha	Q obs [m3/s]	log (Q obs)	Recurrencia [años]	y	Q cal [m3/s]
1	1967	0.0	—	28.00	3.24	0.1
2	1966	0.1	-1.000	13.00	2.53	0.1
3	1965	0.1	-1.000	8.67	2.10	0.2
4	1968	0.2	-0.699	6.50	1.79	0.2
5	1969	0.2	-0.699	5.20	1.54	0.3
6	1981	0.3	-0.523	4.33	1.34	0.3
7	1964	0.3	-0.523	3.71	1.16	0.4
8	1972	0.3	-0.523	3.25	1.00	0.4
9	1980	0.5	-0.301	2.89	0.86	0.5
10	1974	0.5	-0.301	2.60	0.72	0.5
11	1970	0.6	-0.222	2.36	0.60	0.6
12	1975	0.6	-0.222	2.17	0.48	0.6
13	1977	0.7	-0.155	2.00	0.37	0.7
14	1973	0.7	-0.155	1.86	0.26	0.7
15	1978	0.7	-0.155	1.73	0.15	0.8
16	1976	0.8	-0.097	1.63	0.05	0.9
17	1983	0.8	-0.097	1.53	-0.06	1.0
18	1984	0.8	-0.097	1.44	-0.16	1.1
19	1971	0.9	-0.046	1.37	-0.27	1.1
20	1979	0.9	-0.046	1.30	-0.38	1.3
21	1985	1.0	0.000	1.24	-0.50	1.4
22	1988	1.8	0.255	1.18	-0.63	1.5
23	1986	2.1	0.322	1.13	-0.77	1.7
24	1982	2.6	0.415	1.08	-0.94	2.0
25	1987	3.1	0.491	1.04	-1.18	2.4

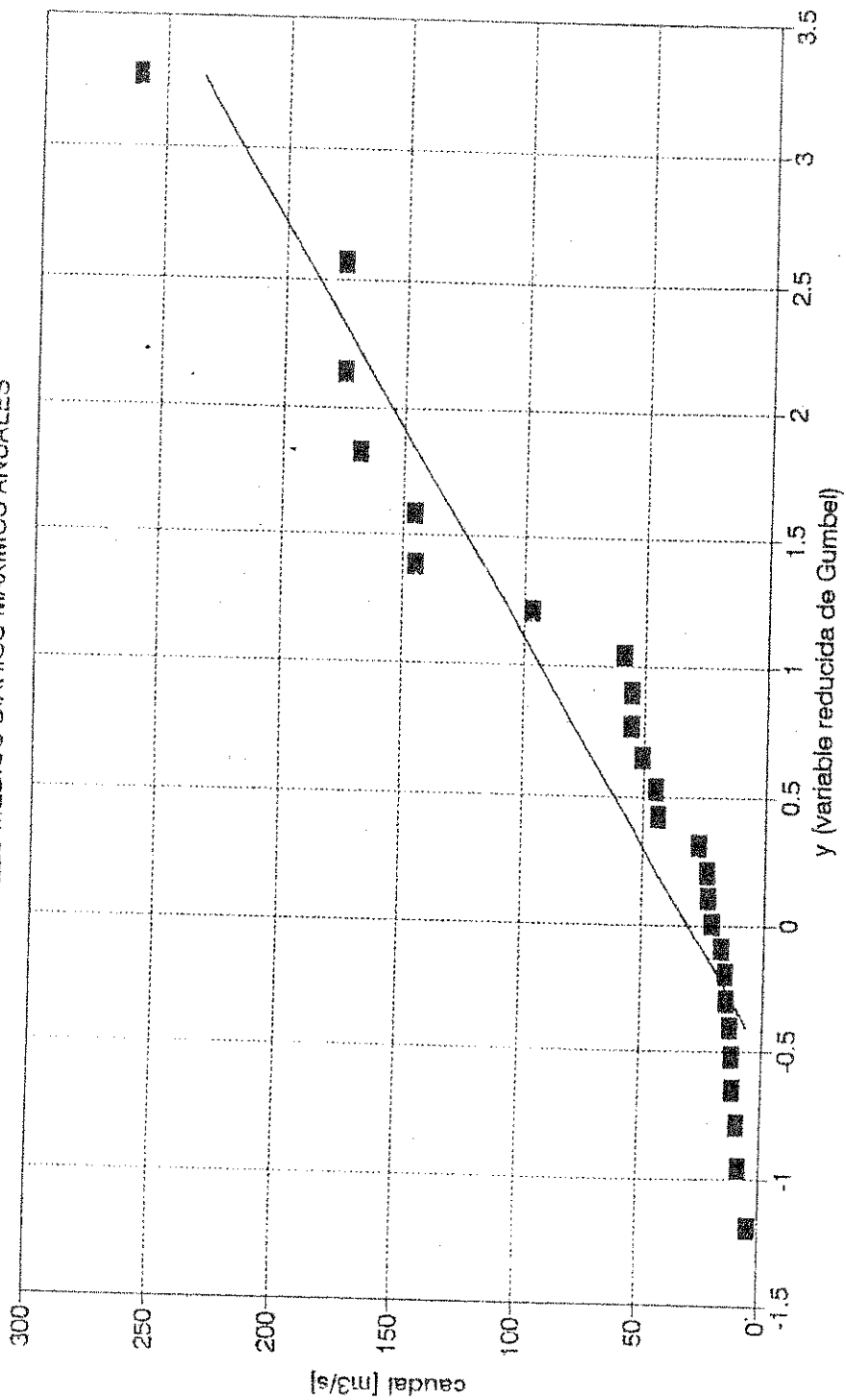
N : 25
VALOR MEDIO : 0.9 -0.224
DESVIO : 0.8 0.385
Yn : 0.53086
Sn : 1.09145

FUENTE DE LOS DATOS OBSERVADOS:

M.O.S.P.- P.B.A.
DIRECCION DE HIDRAULICA
SUBDIRECCION DE HIDROLOGIA
BANCO DE DATOS

Cuadro 6.1.17

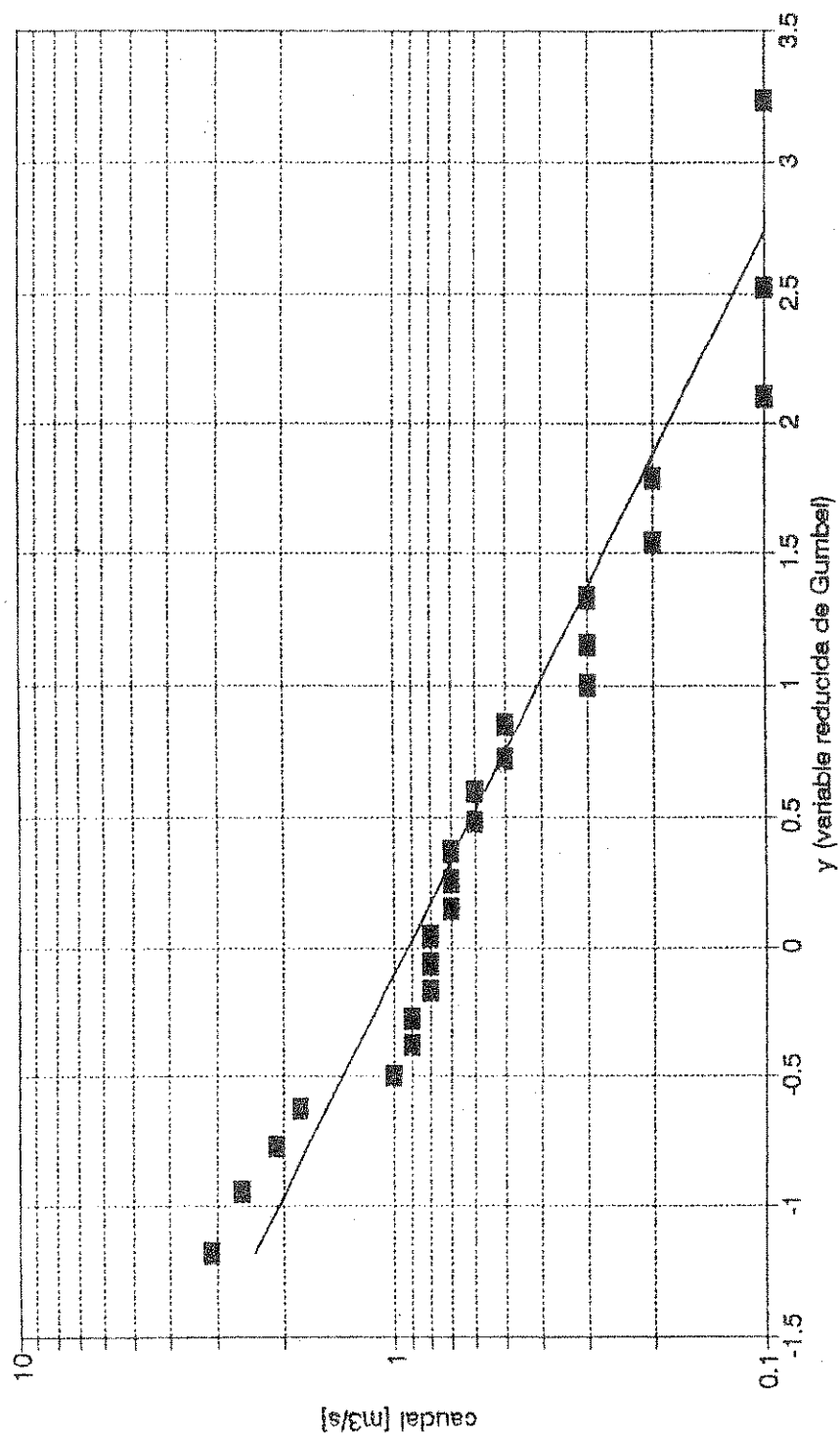
ESTADISTICA DE EXTREMOS MAXIMOS
CAUDALES MEDIOS DIARIOS MAXIMOS ANUALES



■ CAUDALES OBSERVADOS — AJUSTE DIST. GUMBEL

Figura 6.1.56

ESTADISTICA DE EXTREMOS MINIMOS
PROM. MINIMO ANUAL 7 DIAS CONSECUTIVOS



■ PROMEDIO OBSERVADO — AJUSTE LOG-GUMBEL

Figura 6.1.57.a

ESTADISTICA DE EXTREMOS MINIMOS
 PROM. MINIMO ANUAL 7 DIAS CONSECUTIVOS

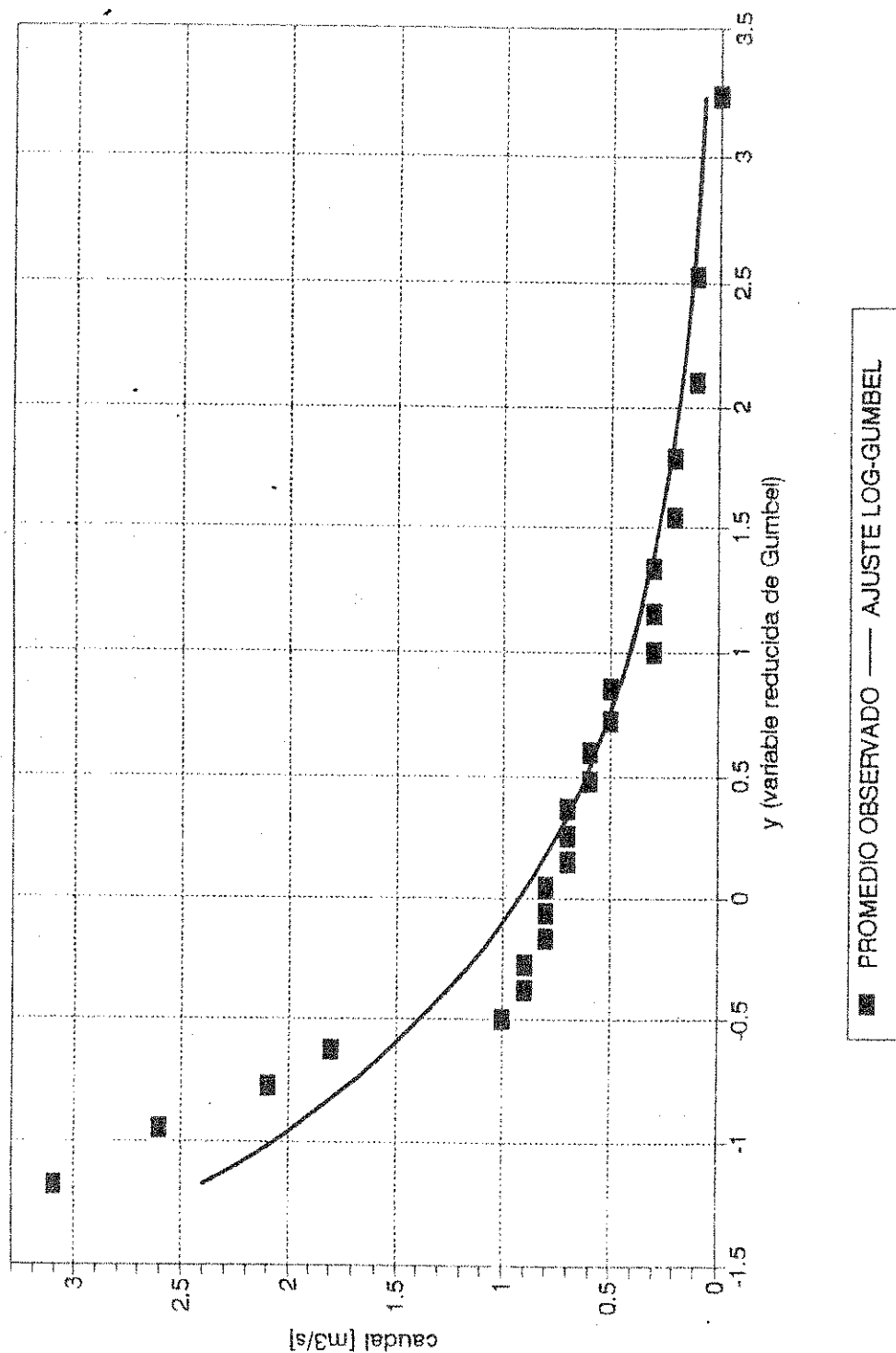


Figura 6.1.57.b

6.1.6.6.- Programas de Computación

Los listados adjuntos corresponden a los siguientes programas desarrollados en Fortran 77 para PC tipo AT 286 o superior con o sin coprocesador matemático.

- A.- Modelo HTA - RLS (PRG RLS), que permite calcular pérdidas de escurrimiento (intercepción inicial, infiltración, evaporación, etc.) e hidrograma de escurrimiento superficial.
- B.- Modelo Muskingum (PRG MUSKING), que permite simular el traslado de un hidrograma de crecida en un curso superficial, a partir de datos de crecidas observadas.
- C.- Modelo Traslada (PRG TRASLADA), que permite simular el traslado de un hidrograma de crecida en un curso superficial, a partir de datos topográficos o barimétricos e hidráulicos, sin requerir la observación directa de una crecida real (Método de Muskingham - CUNGE).

```
C-----
C                               MODELO HTA-RLS
C-----
C
C  MODELO DE SIMULACION DE ESCURRIMIENTO EN UNA CUENCA.
C  TRANSFORMACION PRECIPITACION - CAUDAL.
C    EL MODELO FUE DESARROLLADO INICIALMENTE POR ZOCH
C    CONSIDERANDO UN RESERVORIO LINEAL SIMPLE
C    LUEGO CLARK LO COMBINA CON EL HISTOGRAMA TIEMPO-AREA.
C  CALCULO DE PERDIDAS DE ESCURRIMIENTO.
C    METODO DE LA CURVA NUMERO (S.C.S.).
C
C-----
C
C  DESCRIPCION DEL ARCHIVO DE DATOS
C  -----
C
C  LINEA 1 - FORMATO 3I10.F10.2
C    N      NUMERO DE INTERVALOS DE TIEMPO.
C    NP     NUMERO DE INTERVALOS DE TIEMPO DE PRECIPITACION.
C    NA     NUMERO DE INTERVALOS DEL HISTOGRAMA TIEMPO-AREA.
C    DT     INTERVALO DE TIEMPO ENTRE ISOCRONAS EN HORAS.
C
C  LINEA 2 - FORMATO 4F10.3
C    AREA   AREA DE LA CUENCA EN HECTAREAS.
C    CN     CURVA NUMERO.
C    PIN    PERDIDA INICIAL.
C    XKT    COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO.
C
C  LINEA 3 - FORMATO 8F10.2
C    AR(I)  PORCENTAJE DE SUPERFICIE ENTRE ISOCRONAS RESPECTO DE LA
C           SUPERFICIE TOTAL DE LA CUENCA.
C           (HASTA 8 POR LINEA, HASTA COMPLETAR NA)
```

```

C
C LINEA 4 - FORMATO 8F10.2
C P(I) VALORES DE PRECIPITACIONES OBSERVADAS
C (HASTA 8 POR LINEA, HASTA COMPLETAR NP)
C
C-----
C
C VARIABLES UTILIZADAS
C -----
C PRE: Precipitacion total [mm].
C EXC: Exceso de precipitacion [mm].
C PN: Exceso de precipitacion trasladado a traves del HTA.
C QO: Caudal observado [m3/s].
C QC: Caudal calculado [m3/s].
C AR: Ordenadas de Histograma Tiempo Area (HTA) [Ha/Ha]
C N: Numero de intervalos de tiempo a simular.
C NP: Numero de intervalos de precipitacion de la tormenta a simular.
C NA: Numero sectores en que se subdividio la cuenca.
C DT: Paso de tiempo de calculo [horas].
C AREA: Superficie de la cuenca [Ha].
C CN: Curva Numero.
C PIN: Perdida de Escurrimiento Inicial [mm].
C (+....) valor impuesto.
C (- o 0) asume 0,2 * S
C ALM: Almacenamiento Potencial Subterraneo [mm].
C XKT: Coeficiente de almacenamiento superficial [horas].
C PREACU: Precipitacion total acumulada [mm].
C EACU: Exceso de precipitacion acumulado [mm].
C XK: Coeficiente de almacenamiento superficial [horas/horas].
C T: Tiempo [horas]
C
C-----
C DIMENSION PRE(50),EXC(100),PN(500),QC(500),AR(50)
C CHARACTER*80 A
C CHARACTER*12 DATOS,RESUL
C
C----- DEFINICION DE VALORES MAXIMOS
C
C MAXN=500
C MAXNA=50
C MAXNP=50
C
C----- INICIALIZA VARIABLES
C
C DO 40 J=1,MAXN
C QC(J)=0.0
C PN(J)=0.0
C 40 CONTINUE
C DO 41 J=1,100
C EXC(J)=0.0
C 41 CONTINUE
C DO 42 J=1,50
C PRE(J)=0.0
C AR(J)=0.0

```

```

42 CONTINUE
C
C----- APERTURA DE ARCHIVOS DE DATOS Y RESULTADOS
C
WRITE(*,7)
READ(*,8) DATOS
WRITE(*,9)DATOS
OPEN(5,FILE=DATOS,FORM='FORMATTED',STATUS='OLD',IOSTAT=IERROR)
IF (IERROR.NE.0) THEN
WRITE(*,10) DATOS
STOP
ENDIF
WRITE(*,11)
READ(*,8) RESUL
WRITE(*,9)RESUL
OPEN(6,FILE=RESUL,FORM='FORMATTED',STATUS='NEW',IOSTAT=IERROR)
IF (IERROR.NE.0) THEN
WRITE(*,12) RESUL
STOP
ENDIF
CONTINUE
WRITE (6,15) DATOS,RESUL
C
C----- LECTURA DE DATOS
C
READ (5,1) A
WRITE(6,1) A
READ (5,1) A
READ (5,3) N,NP,NA,DT
IF (N.GT.MAXN) THEN
WRITE(*,'(41H - Error: INGRESAR UN VALOR MENOR DE N. -)')
STOP
ELSEIF (NP.GT.MAXNP) THEN
WRITE(*,'(42H - Error: INGRESAR UN VALOR MENOR DE NP. -)')
STOP
ELSEIF (NA.GT.MAXNA) THEN
WRITE(*,'(42H - Error: INGRESAR UN VALOR MENOR DE NA. -)')
STOP
ENDIF
READ (5,1) A
READ (5,4) AREA,CN,PIN,XKT
READ (5,1) A
READ (5,2) (AR(1), I=1,NA)
READ (5,1) A
READ (5,2) (PRE(1), I=1,NP)
C
C----- IMPRESION DE DATOS
C
WRITE (6,16) AREA,XKT
DO 46 I=1,NA
WRITE (6,17) I*DT,AR(I)
46 CONTINUE

```

```

C
C---- CALCULO DEL EXCESO DE PRECIPITACION
C
  ALM=25400/CN-254
  IF (PIN.LE.0) THEN
    PIN=0.2*ALM
  ENDIF
  WRITE (6,13) CN,PIN
  PREACU=0.0
  EAUX=0.0
  DO 50 I=1,NP
    PREACU=PREACU+PRE(I)
    IF (PREACU.LE.PIN) THEN
      EACU=0.0
    ELSE
      EACU=((PREACU-PIN)**2)/(PREACU-PIN+ALM)
    ENDIF
    EXC(I)=EACU-EAUX
    EAUX=EACU
    WRITE (6,14) I*DT,PRE(I),EXC(I)
  50 CONTINUE
C
C---- TRASLADA POR EL HISTOGRAMA TIEMPO-AREA
C
  DO 60 JAP=1,NA+NP-1
    S=0.0
    DO 61 J=1,JAP
      JAUX=JAP-J+1
      IF (JAUX.LE.NP.AND.J.LE.NA) THEN
        S=S+EXC(JAUX)*AR(J)
      ENDIF
    61 CONTINUE
    PN(JAP)=S
  60 CONTINUE
C
C---- SUBROUTINA RLS
C
  XK=XKT/DT
  CO=EXP(-1/XK)
  C1=1-CO
  DO 70 IT=1,N
    IF (IT.EQ.1) THEN
      QC(IT)=PN(IT)*C1
    ELSE
      QC(IT)=QC(IT-1)*CO+PN(IT)*C1
    ENDIF
  70 CONTINUE
C
  WRITE (6,5)
  DO 80 J=1,N
    QC(J)=QC(J)*AREA/DT/360
    T=DT*J
    WRITE (6,6) T,QC(J)
  80 CONTINUE

```

:

```

C
C---- FORMATOS
C
1  FORMAT (A80)
2  FORMAT (8F10.3)
3  FORMAT (3I10,F10.2)
4  FORMAT (4F10.2)
5  FORMAT (/,T20,'TIEMPO [hr]',T40,'CAUDAL [m3/s]')
6  FORMAT (T15,F10.2,T37,F10.1)
7  FORMAT(////////,
*      '      TRANSFORMACION PRECIPITACION - CAUDAL',
*      '//,'      * METODO RESERVORIO LINEAR SIMPLE (RLS) *',
*      '//,'      -----',
*      '///,' Ingrese el nombre del archivo de datos : ')
8  FORMAT(A12)
9  FORMAT(T2,A12)
10 FORMAT(' El archivo de datos ',A12,' ingresado NO existe!')
11 FORMAT(' Ingrese el nombre del archivo de resultados : ')
12 FORMAT(' El archivo: ',A12,' existe!. Ingrese otro nombre')
13 FORMAT(/,T25,'PERDIDAS DE ESCURRIMIENTO',/,
*      T21,'CN:',F5.0,T40,'IA: ',F6.2,' mm',//
*      T15,'TIEMPO [hr]    PRECIPITACION [mm]    EXCESO [mm]')
14 FORMAT(T12,F8.2,T30,F10.2,T48,F10.2)
15 FORMAT(T25,'M O D E L O   R L S - H T A',/,
*      T25,'-----',//,
*      T5,'archivo de datos      : ',A12,/,
*      T5,'archivo de resultados: ',A12,/)
16 FORMAT(/,T5,'SUPERFICIE DE LA CUENCA: ',F10.2,' Ha',/,
*      T5,'COEF. DE ALMACENAMIENTO: ',F10.2,' hr',//,
*      T28,'HISTOGRAMA TIEMPO-AREA',/,
*      T22,'isocrona [hr]    porcentaje de area [%]')
17 FORMAT (T20,F10.2,T40,F10.3)
C
C----
C
      STOP
      END

```

```

C-----
C      MODELO MUSKINGUM
C-----
C
C  MODELO DE SIMULACION DE TRASLADO DE CRECIDA EN UN CAUCE.
C  METODO MUSKINGUM.
C-----
C
C  DESCRIPCION DEL ARCHIVO DE DATOS
C  -----
C
C  LINEA 1 - FORMATO 3I10
C      NT      NUMERO DE INTERVALOS DE TIEMPO.
C      NX      NUMERO DE SUB-TRAMOS DE CAUCE A SIMULAR.
C

```

```

C LINEA 2 - FORMATO 4F10.0
C DX : LONGITUD DEL SUB-TRAMO.
C AT : INTERVALO DE TIEMPO DE CALCULO.
C XK : COEFICIENTE DE ALMACENAMIENTO.
C X : COEFICIENTE DE PONDERACION DEL CAUDAL.
C
C LINEA (3 + NT) - FORMATO 4F10.0 (lee NT lineas, un dato por linea)
C QA : CAUDAL AFLUENTE AL TRAMO
C
C-----
C
C VARIABLES UTILIZADAS
C -----
C NT : Numero de intervalos de tiempo
C NX : Numero de sub-tramos de cauce a simular
C DX : Longitud del sub-tramo [m].
C AT : Intervalo de tiempo de calculo [hr].
C QA : Caudal afluente al tramo [m3/s].
C QC : Caudal efluente al tramo [m3/s].
C QAMAX: Caudal maximo afluente [m3/s].
C QEMAX: Caudal maximo efluente [m3/s].
C TPAMAX:Tiempo al pico afluente [hr].
C TPEMAX:Tiempo al pico efluente [hr].
C AFLACU:Volumen afluente acumulado [Hm3].
C EFLACU:Volumen efluente acumulado [Hm3].
C
C-----
C
C DIMENSION QA(1200),QC(1200,31)
C CHARACTER*12 DATOS,RESUL
C CHARACTER*80 COM
C
C----- INICIALIZA MAXIMOS Y ACUMULADORES
C
C MAXNT=1200
C MAXNX=30
C QAMAX=0.0
C QEMAX=0.0
C TPAMAX=0.0
C TPEMAX=0.0
C TIRMAX=0.0
C AFLACU=0.0
C EFLACU=0.0
C
C----- APERTURA DE ARCHIVOS DE DATOS Y RESULTADOS
C
C WRITE(*,1)
C READ(*,2)DATOS
C WRITE(*,3) DATOS
C OPEN(2,FILE=DATOS,FORM='FORMATTED',STATUS='OLD',IOSTAT=IERROR)
C IF (IERROR.NE.0) THEN
C WRITE(*,4) DATOS
C STOP
C ENDIF
C WRITE(*,5)
C READ(*,2)RESUL
C WRITE(*,3)RESUL
C
C

```

```

OPEN(1,FILE=RESUL,FORM='FORMATTED',STATUS='NEW',IOSTAT=IERROR)
IF (IERROR.NE.0) THEN
    WRITE(*,6) RESUL
    STOP
ENDIF
C
C----- LECTURA DE DATOS
C
    READ (2,10) COM
    WRITE (1,10) COM
    READ (2,10) COM
    READ(2,7) NT,NX
    IF (NT.GT.MAXNT) THEN
        WRITE(*,'(42H - Error: INGRESAR UN VALOR MENOR DE NT. -)')
        STOP
    ELSEIF (NX.GT.MAXNX) THEN
        WRITE(*,'(42H - Error: INGRESAR UN VALOR MENOR DE NX. -)')
        STOP
    ENDIF
    READ (2,10) COM
    READ(2,8) DX,AT,XK,X
    AT=AT*3600.
    XK=XK*3600.
    READ (2,10) COM
    DO 31 I=1,NT
        READ(2,8) QA(I)
        IF (QAMAX.LT.QA(I)) THEN
            QAMAX=QA(I)
            TPAMAX=(I)*AT
        ENDIF
    31 CONTINUE
    DO 32 I=2,NT
        AFLACU=AFLACU+((QA(I)+QA(I-1))/2)*AT
    32 CONTINUE
    WRITE(*,11) QAMAX,TPAMAX/3600,AFLACU/(10**6)
C
C----- IMPRESION DE RESULTADOS - PRIMERA PARTE: ESCURRIMIENTO UNIFORME
C
    WRITE(1,13)
    WRITE(1,14) DATOS
    WRITE(1,15) RESUL
    WRITE(1,19) NX*DX,DX,NX,XK/3600,X
C
C----- TRASLADO DE LA CRECIDA
C
    XK=XK/AT
    AA=XK*(1.-X)+0.5
    C1=(-XK*X+0.5)/AA
    C2=(XK*X+0.5)/AA
    C3=(XK*(1.-X)-0.5)/AA
    DO 50 M=1,NX+1
    50 QC(1,M)=0.001
    DO 51 M=1,NT
    51 QC(M,1)=QA(M)
    DO 54 I=2,NT
    DO 53 J=2,NX+1

```



```

      QC(I,J)=C1*QC(I,J-1)+C2*QC(I-1,J-1)+C3*QC(I-1,J)
53  CONTINUE
54  CONTINUE
      DO 55 I=1,NT
          IF (QEMAX.LT.QC(I,NX+1)) THEN
              QEMAX=QC(I,NX+1)
              TPEMAX=(I)*AT
          ENDIF
55  CONTINUE
      DO 56 MM=2,NT
          EFLACU=EFLACU+((QC(MM,NX+1)+QC(MM-1,NX+1))/2)*AT
56  CONTINUE
      WRITE(*,12) QEMAX,TPEMAX/3600,EFLACU/(10**6)
C
C----- IMPRESION DE RESULTADOS - SEGUNDA PARTE: TRASLADO DE CRECIDA
C
      WRITE(1,23)
      WRITE(1,24) QAMAX
      WRITE(1,25) TPAMAX/3600.
      WRITE(1,26) AFLACU/(10**6)
      WRITE(1,27) QEMAX
      WRITE(1,28) TPEMAX/3600.
      WRITE(1,29) EFLACU/(10**6)
      WRITE(1,9)
      DO 62 I=1,NT
          IF (QC(I,NX+1).LT.0.0) QC(I,NX+1)=0.0
          WRITE(1,63) I*AT/3600.,QA(I),QC(I,NX+1)
62  CONTINUE
C
C----- FORMATOS
C
1  FORMAT(/////////,
*      '          TRASLADO DE HIDROGRAMAS EN CAUCES',
*      '//,'          * M E T O D O   M U S K I N G U M *',
*      '/,'          -----',
*      '///,' Ingrese el nombre del archivo de datos : ')
2  FORMAT(A12)
3  FORMAT(T2,A12)
4  FORMAT(' El archivo de datos ',A12,' ingresado NO existe!')
5  FORMAT(' Ingrese el nombre del archivo de resultados : ')
6  FORMAT(' El archivo: ',A12,' existe!. Ingrese otro nombre')
7  FORMAT(3I10)
8  FORMAT(4F10.0)
9  FORMAT(T5,A80)
10 FORMAT(////////,' Qafl max= ',F8.1,' m3/s   Tpa max= ',F6.2,
*      ' hrs   Vaf1= ',F8.3,' Hm3')
11 FORMAT(' Qafl max= ',F8.1,' m3/s   Tpe max= ',F6.2,
*      ' hrs   Vef1= ',F8.3,' Hm3',//)
12 FORMAT(/,
* T5,'TRASLADO DE HIDROGRAMAS EN CAUCES: METODO MUSKINGUM',/,
* T5,'-----')
13 FORMAT(T5,'Archivo de datos      : ',T30,A12)
14 FORMAT(T5,'Archivo de resultados:',T30,A12)
15 FORMAT(/,T5,'Longitud del tramo = ',T30,F10.0,' m',/,
*      T5,'Longitud del subtramo = ',T30,F10.1,' m',/,
*      T5,'Nro. de sub-tramos = ',T37,I3,/,

```

```

*          T5,'Coeficiente de alm.(K) = ',T32,F8.2,' hr',/,
*          T5,'Coeficiente de pond.(X) = ',T32,F8.2,)
23  FORMAT(//,T5,'RESUMEN DE RESULTADOS.',/,
*          T5,'=====')
24  FORMAT(T5,'Caudal maximo de ingreso = ',T40,F10.1,' m3/s')
25  FORMAT(T5,'Tiempo al pico de ingreso = ',T40,F10.2,' hrs')
26  FORMAT(T5,'Volumen de entrada = ',T40,F10.3,' Hm3')
27  FORMAT(T5,'Caudal maximo de egreso = ',T40,F10.1,' m3/s')
28  FORMAT(T5,'Tiempo al pico de egreso = ',T40,F10.2,' hrs')
29  FORMAT(T5,'Volumen de salida = ',T40,F10.3,' Hm3')
9   FORMAT(//,T10,' TIEMPO  Qafluente Qefluente',/,
*          T10,'-----')
63  FORMAT(T5,3F10.1)
C
      STOP
      END

```

```

C-----
C          MODELO TRASLADA
C-----
C
C  MODELO DE SIMULACION DE TRASLADO DE CRECIDA EN UN CAUCE.
C  METODO MUSKINGUM - CUNGE.
C  CONSIDERA SECCIONES TRANSVERSALES CON DISTINTOS ANCHOS EN CADA COTA
C  ESPECIFICADA.
C-----
C
C  DESCRIPCION DEL ARCHIVO DE DATOS
C  -----
C
C  LINEA 1 - FORMATO 3I10
C    NT      NUMERO DE INTERVALOS DE TIEMPO.
C    NX      NUMERO DE SUB-TRAMOS DE CAUCE A SIMULAR.
C    NZ      NUMERO DE COTAS EN LA SECCION TRANSVERSAL TIPICA DEL TRAMO
C
C  LINEA 2 - FORMATO 4F10.0
C    DX :    LONGITUD DEL SUB-TRAMO.
C    AT :    INTERVALO DE TIEMPO DE CALCULO.
C    SO :    PENDIENTE DEL TRAMO.
C    ZMAX :  MAXIMA COTA PARA LA CONSTRUCCION DE LA TABLA ALTURA-CAUDAL.
C
C  LINEA (3 + NY) - FORMATO 4F10.0 (lee NZ lineas, tres datos por linea)
C    Z :    COTAS EN LA SECCION TRANSVERSAL TIPICA.
C    RN :    COEFICIENTES DE MANNING (n) EN LA COTA ESPECIFICADA.
C    BF :    ANCHO DE LA SECCION EN LA COTA ESPECIFICADA.
C
C  LINEA (3 + NY + NT) - FORMATO 4F10.0 (lee NT lineas, un dato por linea)
C    QA :    CAUDAL AFLUENTE AL TRAMO
C
C-----
C
C  VARIABLES UTILIZADAS
C  -----
C
C  NT :  Numero de intervalos de tiempo
C  NX :  Numero de sub-tramos de cauce a simular

```

C NZ : Numero de cotas en la seccion transversal tipica del tramo
 C DX : Longitud del sub-tramo [m].
 C AT : Intervalo de tiempo de calculo [hr].
 C SD : Pendiente del tramo (i) [m/m].
 C ZMAX : Cota maxima para la tabla de altura-caudal [m].
 C Z : Cotas en la seccion transversal tipica [m].
 C RN : Coeficientes de Manning (n) para cada cota en la seccion.
 C BF : Anchos de la seccion para cada cota [m].
 C QA : Caudal afluente al tramo [m³/s].
 C QC : Caudal efluente al tramo [m³/s].
 C QAMAX: Caudal maximo afluente [m³/s].
 C QEMAX: Caudal maximo efluente [m³/s].
 C TPAMAX:Tiempo al pico afluente [hr].
 C TPEMAX:Tiempo al pico efluente [hr].
 C TIRMAX:Tirante maximo [m].
 C AFLACU:Volumen afluente acumulado [Hm³].
 C EFLACU:Volumen efluente acumulado [Hm³].
 C DZ : Paso de la tabla altura caudal [m].
 C PM : Perimetro mojado de la seccion transversal tipica [m].
 C RH : Radio hidraulico de la seccion transversal tipica [m].
 C AREA : Area mojada de la seccion transversal tipica [m].

C

```

C-----
      DIMENSION QA(1200),QC(1200,31),QS(20),RN(20),BF(20),Z(20)
      DIMENSION ARETOT(21),QTOT(21),VOL(21),ZAES(21)
      DIMENSION AREA(20),PM(20),RH(20)
      CHARACTER*12 DATOS,RESUL
      CHARACTER*80 COM
  
```

C

C----- INICIALIZA MAXIMOS Y ACUMULADORES

C

```

      MAXNT=1200
      MAXNX=30
      MAXNZ=20
      QAMAX=0.0
      QEMAX=0.0
      TPAMAX=0.0
      TPEMAX=0.0
      TIRMAX=0.0
      AFLACU=0.0
      EFLACU=0.0
  
```

C

C----- APERTURA DE ARCHIVOS DE DATOS Y RESULTADOS

C

```

      WRITE(*,1)
      READ(*,2)DATOS
      WRITE(*,3) DATOS
      OPEN(2,FILE=DATOS,FORM='FORMATTED',STATUS='OLD',IOSTAT=IERROR)
      IF (IERROR.NE.0) THEN
        WRITE(*,4) DATOS
        STOP
      ENDIF
      WRITE(*,5)
      READ(*,2)RESUL
      WRITE(*,3)RESUL
      OPEN(1,FILE=RESUL,FORM='FORMATTED',STATUS='NEW',IOSTAT=IERROR)
  
```

;

```

      IF (IERROR.NE.0) THEN
        WRITE(*,6) RESUL
        STOP
      ENDIF
C
C----- LECTURA DE DATOS
C
      READ (2,10) COM
      WRITE (1,10) COM
      READ (2,10) COM
      READ(2,7) NT,NX,NZ
      IF (NT.GT.MAXNT) THEN
        WRITE(*,'(42H - Error: INGRESAR UN VALOR MENOR DE NT. -)')
        STOP
      ELSEIF (NX.GT.MAXNX) THEN
        WRITE(*,'(42H - Error: INGRESAR UN VALOR MENOR DE NX. -)')
        STOP
      ELSEIF (NZ.GT.MAXNZ) THEN
        WRITE(*,'(42H - Error: INGRESAR UN VALOR MENOR DE NZ. -)')
        STOP
      ENDIF
      READ (2,10) COM
      READ(2,8) DX,AT,SO,ZMAX
      AT=AT*3600
      READ (2,10) COM
      DO 30 I=1,NZ
        READ (2,8) Z(I),BF(I),RN(I)
30    CONTINUE
      READ (2,10) COM
      DO 31 I=1,NT
        READ(2,8) QA(I)
        IF (QAMAX.LT.QA(I)) THEN
          QAMAX=QA(I)
          TPAMAX=(I)*AT
        ENDIF
31    CONTINUE
      DO 32 I=2,NT
        AFLACU=AFLACU+((QA(I)+QA(I-1))/2)*AT
32    CONTINUE
      WRITE(*,11) QAMAX,TPAMAX/3600,AFLACU/(10**6)
C
C----- CALCULO DE LA COTA MINIMA DE LA SECCION
C
      ZMIN=Z(1)
      DO 40 I=2,NZ
        IF (ZMIN.GT.Z(I)) THEN
          ZMIN=Z(I)
        ENDIF
40    CONTINUE
      IF (ZMIN.GT.ZMAX) THEN
        WRITE(*,'(47H -Error: La cota minima es mayor que la maxima-)')
        STOP
      ENDIF
C
C----- CALCULO DE LA LEY ALTURA-CAUDAL
C

```

```

DZ=(ZMAX-ZMIN)/20.0
DO 41 J=1,21
  *ARETOT(J)=0.0
  QTOT(J)=0.0
  VOL(J)=0.0
  ZAES(J)=0.0
41 CONTINUE
  KT=1
  ZA=ZMIN
42 IF (KT.LE.21) THEN
  ZAES(KT)=ZA
  DO 43 II=1,NZ
    IF (ZA.GT.Z(II)) THEN
      AREA(II)=BF(II)*(ZA-Z(II))
      ARETOT(KT)=ARETOT(KT)+AREA(II)
      PM(II)=BF(II)
      RH(II)=AREA(II)/PM(II)
      QS(II)=AREA(II)*(RH(II)**(2.0/3.0))*(SQRT(SO))/RN(II)
      QTOT(KT)=QTOT(KT)+QS(II)
      VOL(KT)=ARETOT(KT)*DX*NX
    ENDIF
  CONTINUE
  ZA=ZA+DZ
  KT=KT+1
  GOTO 42
ENDIF
DO 45 J=1,21
  DO 44 K=J,21
    IF (QTOT(J).GT.QTOT(K)) THEN
      AUX=ZAES(J)
      ZAES(J)=ZAES(K)
      ZAES(K)=AUX
      AUX=ARETOT(J)
      ARETOT(J)=ARETOT(K)
      ARETOT(K)=AUX
      AUX=QTOT(J)
      QTOT(J)=QTOT(K)
      QTOT(K)=AUX
      AUX=VOL(J)
      VOL(J)=VOL(K)
      VOL(K)=AUX
    ENDIF
  CONTINUE
44 CONTINUE
45 CONTINUE
C
C----- IMPRESION DE RESULTADOS - PRIMERA PARTE: ESCURRIMIENTO UNIFORME
C
  WRITE(1,13)
  WRITE(1,14) DATOS
  WRITE(1,15) RESUL
  WRITE(1,16)
  WRITE(1,17)
  DO 60 IY=1,NZ
    WRITE(1,18) IY,RN(IY),BF(IY),Z(IY)
60 CONTINUE
  WRITE(1,19) NX*DX,SO,DX,NX

```

```

WRITE(1,20)
WRITE(1,21)
DO 61 J=1,21
  WRITE(1,22) ZAES(J),ARETOT(J),QTOT(J),VOL(J)
61 CONTINUE
C
C----- TRASLADO DE LA CRECIDA
C
DO 50 M=1,NX+1
50 QC(1,M)=0.001
DO 51 M=1,NT
51 QC(M,1)=QA(M)
DO 54 I=2,NT
DO 53 J=2,NX+1
  QO=(QC(I,J-1)+QC(I-1,J-1)+QC(I-1,J))/3.0
  IF(QO.LE.0.0) THEN
    QO=0.1
  ENDIF
C
C----- OBTENCION DE H Y B PARA UN DETERMINADO QO
C
M=1
80 IF (QO.GT.QTOT(M).AND.M.LE.21) THEN
  M=M+1
  GOTO 80
ENDIF
IF (M.GT.21) THEN
  WRITE(*,'(45H - Error: Seccion transversal insuficiente. -)')
  STOP
ENDIF
C
C----- INTERPOLA UTILIZANDO LA TABLA PARA CALCULAR H
C
IF (QO.NE.QTOT(M)) THEN
  M1=M-1
  M2=M
  H=(ZAES(M2)-ZAES(M1))/(QTOT(M2)-QTOT(M1))*(QO-QTOT(M2))+ZAES(M2)
ELSE
  H=ZAES(M)
ENDIF
H=H-ZMIN
B=0.0
DO 81 N=1,NZ
  IF ((H+ZMIN).GT.Z(N)) THEN
    B=B+BF(N)
  ENDIF
81 CONTINUE
IF (TIRMAX.LT.H) THEN
  TIRMAX=H
ENDIF
C
C----- CALCULO DE LAS COEFICIENTES K y X
C
XK1=0.0
DO 52 K=1,NZ
  IF (H.GT.Z(K)-ZMIN) THEN

```

```

      XK1=XK1+(BF(K)*(H+ZMIN-Z(K))*(2.0/3.0))/RN(K)
    ENDIF
52  CONTINUE
      XK=(0.6*DX*B)/(SQRT(SO)*XK1)
      X=0.5*(1.-(QO*XK)/(B*SO*DX**2.))
      IF (X.GT.0.5) X=0.5
      IF (X.LT.0.0) X=0.0
      XK=XK/AT
      AA=XK*(1.-X)+0.5
      C1=(-XK*X+0.5)/AA
      C2=(XK*X+0.5)/AA
      C3=(XK*(1.-X)-0.5)/AA
      QC(I,J)=C1*QC(I,J-1)+C2*QC(I-1,J-1)+C3*QC(I-1,J)
53  CONTINUE
54  CONTINUE
      DO 55 I=1,NT
        IF (QEMAX.LT.QC(I,NX+1)) THEN
          QEMAX=QC(I,NX+1)
          TPEMAX=(I)*AT
        ENDIF
55  CONTINUE
      DO 56 MM=2,NT
        EFLACU=EFLACU+((QC(MM,NX+1)+QC(MM-1,NX+1))/2)*AT
56  CONTINUE
      WRITE(*,12) QEMAX,TPEMAX/3600,EFLACU/(10**6)
C
C-----  IMPRESION DE RESULTADOS - SEGUNDA PARTE: TRASLADO DE CRECIDA
C
      WRITE(1,23)
      WRITE(1,24) QAMAX
      WRITE(1,25) TPAMAX/3600.
      WRITE(1,26) AFLACU/(10**6)
      WRITE(1,27) QEMAX
      WRITE(1,28) TPEMAX/3600.
      WRITE(1,29) EFLACU/(10**6)
      WRITE(1,9) TIRMAX
      DO 62 I=1,NT
        IF (QC(I,NX+1).LT.0.0) QC(I,NX+1)=0.0
        WRITE(1,63) I*AT/3600.,QA(I),QC(I,NX+1)
62  CONTINUE
C
C-----  FORMATOS
C
      1  FORMAT(//////////,
*          '      TRASLADO DE HIDROGRAMAS EN CAUCES',
*          '//,'      * METODO  MUSKINGUM -  CUNGE  *',
*          /,'      -----',
*          ///,' Ingrese el nombre del archivo de datos : ')
      2  FORMAT(A12)
      3  FORMAT(T2,A12)
      4  FORMAT(' El archivo de datos ',A12,' ingresado NO existe!')
      5  FORMAT(' Ingrese el nombre del archivo de resultados : ')
      6  FORMAT(' El archivo: ',A12,' existe!. Ingrese otro nombre!')
      7  FORMAT(3I10)
      8  FORMAT(4F10.0)
      10  FORMAT(T5,A80)

```

```

11 FORMAT(////, ' Qafl max= ', F8.1, ' m3/s   Tpa max= ', F6.2,
*           ' hrs   Vaf1= ', F8.3, ' Hm3')
12 FORMAT(           ' Qe1l max= ', F8.1, ' m3/s   Tpe max= ', F6.2,
*           ' hrs   Vef1= ', F8.3, ' Hm3', //)
13 FORMAT(/,
* T5, 'TRASLADO DE HIDROGRAMAS EN CAUCES: METODO MUSKINGUM-CUNGE', //,
* T5, '-----')
14 FORMAT(T5, 'Archivo de datos      : ', T30, A12)
15 FORMAT(T5, 'Archivo de resultados: ', T30, A12)
16 FORMAT(/, T20, 'SECCION TRANSVERSAL TIPICA')
17 FORMAT(T5, 'Sub-Seccion', T20, 'n de Manning', T33,
*           ' Ancho      ', T48, ' Cota      ', //,
*           T5, '-----')
18 FORMAT(T8, I3, T23, F5.3, T36, F7.2, T51, F6.2)
19 FORMAT(/, T5, 'Longitud del tramo = ', T30, F10.0, ' m', //,
*           T5, 'Pendiente del tramo = ', T32, F8.5, ' m/m', //,
*           T5, 'Longitud del subtramo = ', T30, F10.1, ' m', //,
*           T5, 'Nro. de sub-tramos = ', T37, I3)
20 FORMAT(/, T5, 'VALORES CORRESPONDIENTES A ESCURRIMIENTO UNIFORME')
21 FORMAT('      Za', T15, ' Area', T25, ' Q', T35, ' Vol', //,
*         ' [m IGM]', T15, ' [m2]', T25, ' [m3/s]', T35, ' [m3]', //,
*         '-----')
22 FORMAT(' ', 3F10.2, F10.0)
23 FORMAT(//, T5, 'RESUMEN DE RESULTADOS.', //,
*         T5, '=====')
24 FORMAT(T5, 'Caudal maximo de ingreso = ', T40, F10.1, ' m3/s')
25 FORMAT(T5, 'Tiempo al pico de ingreso = ', T40, F10.2, ' hrs')
26 FORMAT(T5, 'Volumen de entrada = ', T40, F10.3, ' Hm3')
27 FORMAT(T5, 'Caudal maximo de egreso = ', T40, F10.1, ' m3/s')
28 FORMAT(T5, 'Tiempo al pico de egreso = ', T40, F10.2, ' hrs')
29 FORMAT(T5, 'Volumen de salida = ', T40, F10.3, ' Hm3')
9  FORMAT(T5, 'Tirante maximo = ', T40, F10.2, ' m', //,
*         T10, ' TIEMPO   Qafluente Qefluente', //,
*         T10, '-----')
63 FORMAT(T5, 3F10.1)

```

C

```

STOP
END

```


6.2.- CUERPOS RECEPTORES SUBTERRANEOS

En ocasiones el subsuelo puede ser el único cuerpo receptor disponible o el más conveniente, como podría ser por ejemplo el caso de un acuífero que por su pésima calidad sea absolutamente inutilizable y entonces agua residual, a veces con poco tratamiento previo, puede ser infiltrada para su disposición final, recargando así artificialmente el agua subterránea.

Además, para una reutilización de los desagües cloacales uno de los métodos más indicados es su infiltración en el subsuelo para una recarga artificial del agua subterránea, tanto por la depuración natural que se produce al circular por un medio poroso, como por la generalmente mejor aceptación pública del agua así tratada.

6.2.1.- Recarga Artificial con Aguas Residuales

6.2.1.1.- Concepto Básico

Tal como ya lo describe Idelovitch (1980), existen dos conceptos con respecto a la incorporación de la recarga artificial del agua subterránea en los programas de reutilización de efluentes: reuso de agua residual para recarga de agua subterránea (criterio prevaleciente en California y el resto de los Estados Unidos), y recarga de agua subterránea para reuso de agua residual (aplicado en el proyecto Dan, Israel y los de Flushing Meadows y 23rd Avenue, Phoenix, Arizona).

Reuso de agua residual para la recarga de agua subterránea. La recarga artificial se considera el destino final del efluente tratado. Usualmente el tratamiento se realiza antes de la carga y con un grado tal que permite contar con un líquido que cumpla con las normas habituales de potabilidad o se encuentra muy cerca de ello. El sistema de recarga y la ubicación de los pozos de producción son tales que el efluente recargado no puede segregarse del resto del acuífero y "pierde su identidad" en su movimiento por el mismo. El agua extraída, compuesta por una fracción menor de efluente recargado y una gran cantidad de agua subterránea de otro origen, es destinada a consumo humano irrestricto. Estudios realizados en localidades que utilizan este tipo de recarga desde hace casi 20 años no detectaron deterioro de la calidad del agua subterránea ni efectos negativos en la salud del público que consume dicha agua.

Recarga de agua subterránea para reuso de agua residual. El flujo controlado del efluente a través del conjunto suelo-acuífero es incorporado al sistema de reutilización del agua residual debido a sus numerosos beneficios. El tratamiento previo a la infiltración sólo es parcial, puesto que el sistema suelo-acuífero provee una

depuración adicional por una combinación de procesos físicos, químicos y biológicos. Ubicando el sistema de recarga en una zona libre de pozos de abastecimiento y combinándolo con un sistema de pozos de recuperación adecuadamente espaciados, puede crearse una subcuenca separada del resto del acuífero. El grueso del efluente recargado es extraído por los pozos de recuperación y destinado a usos compatibles con su calidad, generalmente riego irrestricto de todo tipo. Si la calidad del agua así obtenida no es adecuada para el uso deseado, puede darse el tratamiento adicional necesario a la salida de los pozos. Un control estricto del efluente en el acuífero mediante una red de pozos de observación es indispensable para el buen funcionamiento de un sistema de este tipo.

6.2.1.2.- Métodos de Recarga

En principio puede utilizarse cualquiera de los tres sistemas descriptos en 11.12.- Recarga de Acuíferos, pero usualmente se prefiere los de superficie por las ventajas que ofrecen:

- El problema de colmatación se resuelve con mayor facilidad.
- Construcción y operación más sencilla y de menor costo (excepto la adquisición del terreno).
- Depuración del agua durante su percolación a través del subsuelo, con reducción sustancial de sólidos en suspensión, demanda de oxígeno, contenido de fósforo y nitrógeno, agentes patógenos y la mayoría de metales pesados.

En los pozos de recarga, la construcción es complicada y costosa, los problemas de colmatación son de difícil solución y el agua de inyección debe haber tenido tratamiento avanzado, puesto que no se cuenta con el efecto beneficioso de la percolación. Pueden ser la única alternativa cuando el precio de terreno es muy elevado o el subsuelo relativamente impermeable y el acuífero sobreexplotado. En los Estados Unidos, el relevamiento de Schmidt (1978) mostró que de las 6 instalaciones de recarga artificial con aguas residuales municipales en funcionamiento, 5 eran por infiltración en superficie y 1 por inyección directa.

En los sistemas de superficie pueden diferenciarse 3 tipos (Bouwer 1970, 1974, 1976): inundación, sistemas de baja capacidad de infiltración y sistemas de alta capacidad de infiltración. El primero se utiliza en suelos densos de baja permeabilidad y debido al muy bajo ritmo de infiltración, su influencia en el agua subterránea es pequeña o nula. En los sistemas de baja capacidad de infiltración se aplican alrededor de 2 a 15 cm de agua residual cada una o dos semanas. Todos los métodos de irrigación pertenecen a esta categoría. Los sistemas de alta capacidad de

infiltración comprenden los métodos de sobreirrigación, de zanjás y surcos y de piletas. Los valores de aplicación varían entre 50 y 500 cm semanales.

En climas secos, es posible que los sistemas de baja capacidad no produzcan agua apta para ser reutilizada. Esto es porque en su percolación a través del suelo agrícola, el agua residual aumenta su contenido salino 3 a 10 veces debido al elevado consumo de las plantas por evapotranspiración. Para sistemas de alta capacidad este problema no se presenta.

Los sistemas de baja capacidad y los métodos de sobreirrigación y de zanjás y surcos necesitan grandes extensiones de terreno, lo cual no sólo influye en el costo de adquisición sino también en la instalación, conservación y protección (cercos, caminos internos, vigilancia, combate de plagas y malezas, etc.)

De todos los sistemas y métodos, el más usual es el de las piletas de infiltración: requiere menos terreno, es relativamente sencillo de construir, operar y mantener, y además probablemente el más estudiado y experimentado.

6.2.2.- Aspectos Hidráulicos de la Recarga Artificial

6.2.2.1.- En el Acuífero

Cuando una pileta de recarga se llena con agua, esta se infiltra en el suelo y desciende a través de la zona de aireación. Si el frente de humedecimiento llega a una capa de baja permeabilidad, se levantará un domo colgante que se extiende lateralmente hasta que el agua atraviesa la(s) capa(s) restrictivas a la misma velocidad con que llega desde arriba. Debajo de esta capa el ancho de la zona de percolación es mayor, pero el movimiento descendente es menor que inmediatamente debajo de la pileta. Cuando el agua finalmente alcanza el acuífero, el flujo descendente inmediatamente debajo de la superficie freática es menor que el que llega, haciendo subir la superficie freática para formar un domo de agua subterránea, también llamado domo de recarga. Entonces el agua recargada comienza a fluir vertical y lateralmente en el acuífero, causando el ascenso de la superficie freática también en la zona adyacente a la de infiltración.

En las figuras 6.2.1 y 6.2.2 se muestran ejemplos de líneas de flujo y líneas equipotenciales en sistemas de flujo de recarga con ascenso de domos y superficies freáticas; la figura 6.2.1 corresponde a un bajo caudal de recarga y un acuífero libre de poco espesor, y la figura 6.2.2 a una recarga de caudal alto y un acuífero libre de gran espesor.

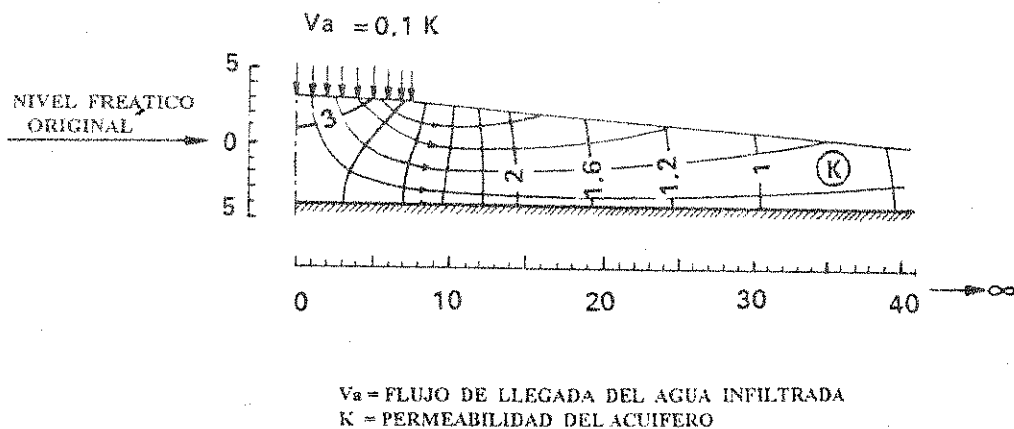


Figura 6.2.1

Sistema de flujo de recarga de bajo caudal en un acuífero libre de poco espesor. Las coordenadas y equipotenciales están expresadas en unidades arbitrarias de longitud.

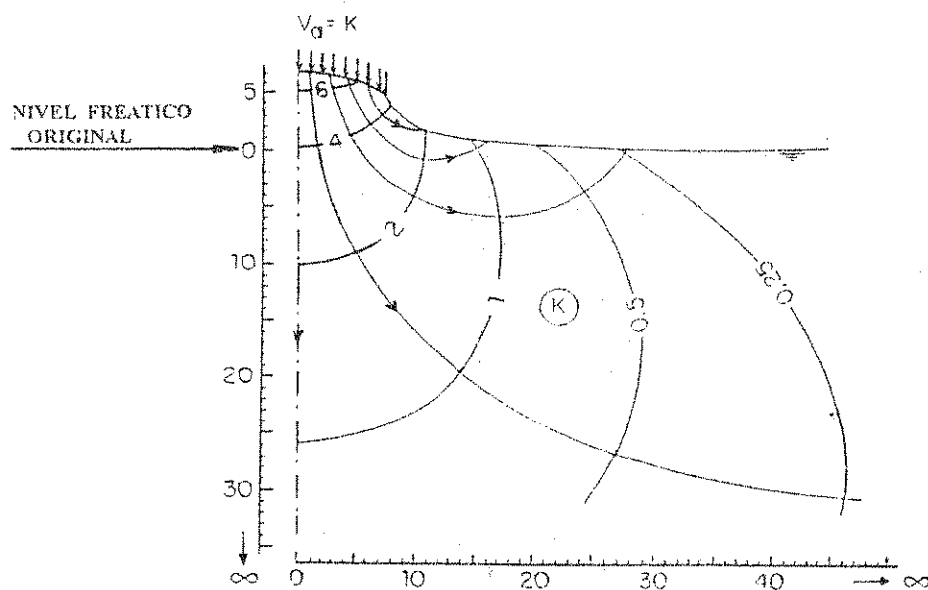


Figura 6.2.2

Sistema de flujo de recarga de alto caudal en un acuífero libre de gran espesor. Las coordenadas y equipotenciales están expresadas en unidades arbitrarias de longitud.

El crecimiento del domo de recarga disminuye con el tiempo y eventualmente puede alcanzar una posición de pseudoequilibrio. Un verdadero equilibrio puede establecerse

(por lo menos teóricamente) si a cierta distancia del sistema de recarga la altura de la superficie freática puede mantenerse constante, por ejemplo por bombeo, descarga a un río o algún otro mecanismo. Cuando la infiltración termina, el domo de agua subterránea va a descender y extenderse hasta que, teóricamente, la superficie freática es restablecida.

Ecuaciones para predecir el ascenso y descenso de los domos de recarga fueron desarrolladas, entre otros, por Hantush (1967, en Bouwer, 1978) usando la teoría de flujo horizontal. Para el ascenso del domo en un acuífero libre debajo de una pileta de infiltración rectangular puede escribirse como sigue:

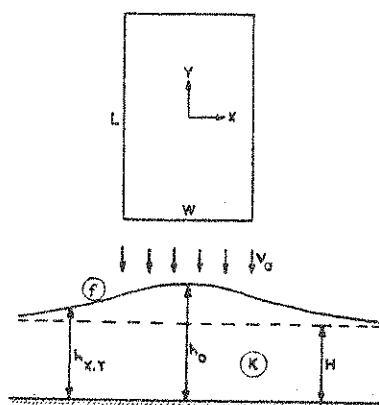


Figura 6.2.3

Geometría y símbolos para un área de infiltración rectangular y domo de agua subterránea subyacente en un acuífero libre.

$$h_{x,y,t} - H = (v_a t / 4f) \{ F[(W/2+x)n, (L/2+y)n] + \{ F[(W/2+x)n, (L/2-y)n] + \{ F[(W/2-x)n, (L/2+y)n] + \{ F[(W/2-x)n, (L/2-y)n] \} \} \}$$

Donde:

$h_{x,y,t}$ = altura de la superficie freática sobre la base impermeable en el punto x,y y el tiempo t

H = altura original de la superficie freática sobre la base impermeable (figura 6.2.3).

v_a = flujo de llegada del agua de infiltración a la superficie freática

t = tiempo desde el inicio de la recarga

f = porosidad de llenado ($1 > f > 0$)

L = longitud de la pileta de recarga (en la dirección y)

W = ancho de la pileta de recarga (en la dirección x)

n = $(4tT/f)^{0,5}$

$F(\alpha, \beta) = I^{0,1} \operatorname{erf}(\alpha\theta^{0,5}) * \operatorname{erf}(\beta\theta^{0,5})$ de (función tabulada por Hantush en Bouwer, 1978 - pág. 284).

Donde:

$I^{0,1}$ = Integral entre 0 y 1

α = $(W/2 \pm x) * n$

β = $(L/2 \pm y) * n$

θ = variable ficticia de integración

La transmisividad T en el término n debe ser tomado como $K(H+h_{x,y,t})/2$ para permitir incorporar el incremento de T a medida que h crece (donde k = permeabilidad).

La ecuación precedente sólo sería válida si $(h_{x,y,t} - H) < 0,5H$, pero trabajos más recientes (Rao y Sarma, 1980) mostraron que el rango de validez es mucho mayor: hasta 3 veces la altura inicial (H) de la superficie freática.

Los términos W y v_a representan el ancho de la zona de infiltración y la velocidad de descenso en la misma inmediatamente encima de la superficie freática. Si en la zona de aireación no existen capas restrictivas, W será esencialmente igual al ancho de la pileta de infiltración y v_a igual a la capacidad de infiltración. El término t debe contarse a partir del momento en que el agua llega a la superficie freática, que puede ser varios días después del inicio de la infiltración en la pileta. Para el centro del domo, x e y valen cero, y entonces la suma de las funciones F entre corchetes en la ecuación anterior se reduce a $4F[Wn/2, Ln/2]$.

La ecuación para el decrecimiento del domo de agua subterránea después de haber cesado la infiltración es la siguiente (Hantush, 1967 en Bouwer, 1978):

$$h_{x,y,t} - H = Z(x, y, t) - Z(x, y, t-t_s)$$

Donde; h_x, y, t y H tienen el significado ya definido anteriormente, t es el tiempo desde la llegada del agua a la superficie freática, t_s es el tiempo desde que el agua dejó de llegar a la superficie freática, y $Z(x, y, t)$ y $Z(x, y, t-t_s)$ representan la parte derecha de la primera ecuación con t y $t-t_s$ como factores de tiempo. A causa del drenaje de la zona húmeda encima de la superficie freática, v_a no se reduce a cero inmediatamente después de haber cesado la infiltración. Por eso t debe contarse desde unos días después de haber cesado la infiltración, permitiendo a la zona de aireación alcanzar la capacidad de campo. También f debería ser la de drenaje, que suele ser menor que la de llenado puesto, que el contenido de agua de la zona de aireación después del drenado puede ser mayor que antes del humedecimiento.

La hipótesis de Dupuit-Forchheimer, de flujo horizontal, también fue utilizada por Glover (1964, en Bouwer, 1978) para desarrollar ecuaciones del comportamiento del domo debajo de áreas de recarga. Bianchi y Muckel (1970, en Bouwer, 1978), presentaron los análisis de Glover en forma de un gráfico adimensional (figura 6.2.4) que permite un cálculo rápido del ascenso del centro del domo de agua subterránea debajo de áreas de recarga cuadradas o rectangulares y también de fajas de longitud infinita. Áreas circulares deben tratarse como cuadradas con la misma superficie. Las curvas de figura 6.2.4. muestran que para $L/W > 4$, el domo crece prácticamente al mismo ritmo de una pileta de recarga de longitud infinita.

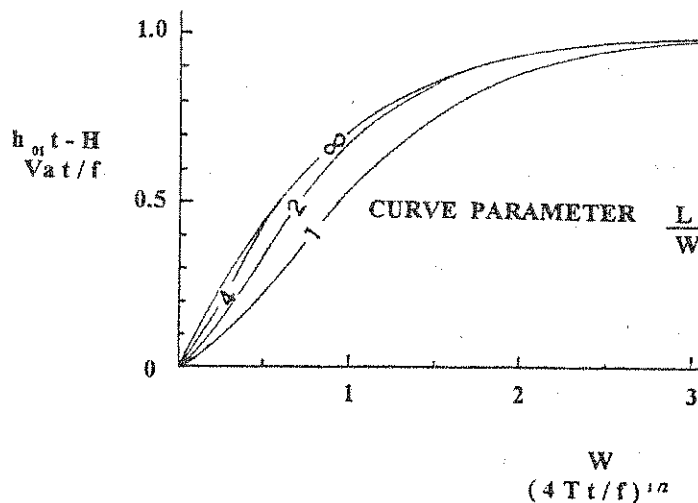


Figura 6.2.4

Gráfico adimensional de la relación entre el ascenso del centro del domo de agua subterránea y parámetros del sistema para áreas de recarga cuadradas, rectangulares y de longitud infinita.

La relación T/f es el parámetro del acuífero que determina el ascenso y descenso del domo de agua subterránea, como muestran la primera ecuación y la figura 6.2.4. A la inversa, T/f puede ser calculado para una situación dada si se conoce el ascenso o descenso del domo. Este procedimiento puede aplicarse para evaluar la aptitud de un acuífero para una recarga artificial y determinar el mejor diseño de las piletas, observando el comportamiento del domo debajo de una piletta experimental piloto.

Aunque la hipótesis de flujo horizontal da una concordancia razonable entre el desarrollo calculado y observado del domo de agua subterránea, las ecuaciones deben usarse con cuidado cuando H es grande en relación de W , o sea acuífero espeso o piletta angosta. En este caso el flujo en el acuífero no se distribuye uniformemente sobre todo su espesor, tal como lo requiere la aproximación de Dupuit-Forchheimer, sino se concentra en su porción superior o zona "activa" del acuífero y su sector profundo permanece esencialmente estancado o "pasivo". Esto significa que la transmisividad efectiva T_e del acuífero para el sistema de flujo de recarga es menor que la T del acuífero entero. Estudios con un modelo analógico eléctrico y sistemas de recarga experimentales (Bouwer, 1970) han mostrado que en acuíferos isótropos la profundidad máxima de la zona activa equivale aproximadamente al ancho W del área de recarga. De modo que el límite superior para la transmisividad efectiva es aproximadamente $K * W$. Si H excede a W , el empleo de la transmisividad real $K * H$ en vez de la efectiva $K * W$ en las ecuaciones basadas en un flujo horizontal resultará en una subestimación del ascenso del domo. La transmisividad efectiva también debe ser tenida en cuenta cuando la predicción de la evolución del domo debajo de una piletta ancha se hace con el valor T/f calculado a partir de la observación de un domo debajo de una piletta angosta.

Una solución analítica de la ecuación de Hantush para el crecimiento del domo de recarga que no requiere la utilización de tablas de valores de la función F fue desarrollada por Rao y Sarma (1981). El método es para acuíferos limitados, pero cuando los límites son distantes, por ejemplo más de 25 veces el largo de la piletta, los valores prácticamente no difieren de los obtenidos con ecuaciones de acuíferos infinitos. Incluso parecen concordar mejor con datos experimentales de campo que los resultantes de la solución de Glover (acuíferos infinitos).

Tanto las soluciones analíticas mencionadas como otras propuestas han sido poco utilizadas debido a que, incluso con las calculadoras manuales programables son, demasiado complejas y difíciles de resolver. Esto se solucionó con la amplia difusión de las computadoras personales, por ejemplo con el programa presentado por Molden y otros (1984) para la resolución de la ecuación de Glover para la recarga en piletas rectangulares.

Si se desea obtener predicciones más precisas del ascenso y descenso del domo de agua subterránea, debe recurrirse a métodos que tengan en cuenta también las componentes verticales de flujo (Bouwer, 1978) que obviamente existen, y, si corresponde, también las diferentes densidades del líquido de recarga y del agua subterránea (por ejemplo cuando un acuífero salado es utilizado para evacuación final de efluentes). La forma más práctica de lograrlo es por medio de alguno de los modelos matemáticos disponibles, aunque solamente vale la pena si se posee muy buena y detallada información hidrogeológica del lugar.

6.2.2.2.- Infiltración

La capacidad de infiltración, también llamada caudal específico de infiltración, velocidad aparente de infiltración o simplemente velocidad de infiltración, es el caudal de agua que se infiltra por unidad de superficie y constituye uno de las variables dominantes en un proyecto de recarga. Es máxima al comienzo del proceso de infiltración y decrece a medida que la misma continúa y la zona de humedecimiento se extiende hacia abajo; eventualmente puede hacerse constante.

Para expresar la capacidad de infiltración en relación al tiempo y a las propiedades hidráulicas del suelo hay dos tipos de ecuaciones: físicas y empíricas.

Una de las primeras ecuaciones físicas de infiltración fue desarrollada por Green y Ampt en 1911 que a la luz de las investigaciones posteriores puede escribirse como:

$$v_i = K * [(H_w + L_f - h_c) / L_f]$$

Donde:

v_i = capacidad de infiltración (longitud/tiempo)

K = permeabilidad de la zona humedecida

H_w = profundidad del agua sobre el suelo

h_c = presión crítica del suelo para el humedecimiento

L_f = profundidad del frente de humedecimiento

El término v_i es la velocidad de Darcy, que expresa la capacidad de infiltración como el descenso dH_w/dt de la superficie de agua sobre el suelo. El valor K normalmente es menor que la permeabilidad K del medio saturado porque el aire atrapado impide una saturación completa. Así el término

K de la ecuación corresponde a la permeabilidad de "resaturación", que puede valer aproximadamente la mitad de K saturada:

Los valores de h_c varían entre -10 cm o más para material grueso y -100 cm o menos para suelos finos. Ambos parámetros, h_c y K resaturada pueden medirse en el terreno con el permeámetro de entrada de aire.

La ecuación indicada muestra que a medida que el frente húmedo avanza hacia abajo (L_f aumenta), la capacidad de infiltración decrece y alcanza K cuando L_f se hace grande en comparación con $H_w - h_c$. De modo que en un suelo profundo y uniforme la capacidad de infiltración final es igual a K.

En realidad un sistema de flujo de infiltración es mucho más complejo de lo que puede ser expresado por una simple ecuación física. Muchos factores, como ser la interacción entre el agua infiltrante y el suelo (por ejemplo expansión y floculación de arcillas), acumulación de material fino en la superficie, crecimiento de bacterias, actividad de vermes y otros animales del suelo y la heterogeneidad propia de los suelos, limitan la precisión con la que ecuaciones basadas en la ley de Darcy o la teoría de difusión pueden predecir la capacidad de infiltración. La alternativa es entonces el empleo de ecuaciones empíricas con constantes calculadas a partir de relaciones medidas entre v_i y t o entre I_t y t , siendo I_t la infiltración acumulada (longitud).

La ecuación empírica más sencilla es la de Kostiaikov (1932):

$$I_t = C * t^a$$

Los parámetros C y a se obtienen fácilmente de un gráfico log-log de los valores de I_t y t medidos experimentalmente, que debería ser una recta. Diferenciando la ecuación con respecto a t resulta:

$$v_i = C * a * t^{(a-1)}$$

Otra conocida fórmula de infiltración es la de Horton (1940), pero según Bouwer (1978) parece ser más indicada cuando el agua es aplicada por aspersión o lluvia y entonces solamente para períodos cortos.

Como se verá en el numeral siguiente, entre los diversos factores que reducen la capacidad de infiltración en las piletas de recarga, la sedimentación de los materiales es usualmente la más importante. La siguiente ecuación empírica (Zomorodi, 1990) refleja la variación de la capacidad de infiltración con el tiempo y con la concentración de sólidos en suspensión:

$$v_i = b * c * (T/T_1)^m * u * A^{(r-1)} * t^{(u-1)}$$

Donde:

- V_i = capacidad de infiltración instantánea (m/día)
 T = turbidez del agua de recarga (mg/l)
 T_1 = turbidez del agua utilizada en el ensayo de infiltración (mg/l)
 A = superficie de la pileta (m^2)
 c, r = constantes experimentales, determinadas con agua de turbidez constante y piletas de tamaño diferente
 b, m, u = constantes experimentales, determinadas con agua de turbidez variable y piletas de tamaño constante.
 t = tiempo (días)

Puesto que r y u son siempre positivos y menores de 1 y m es siempre negativo, la ecuación anterior muestra que la capacidad de recarga instantánea disminuye cuando aumenta la turbidez del agua, el tiempo y/o la superficie de la pileta.

Los datos experimentales de campo para evaluar los parámetros de las ecuaciones empíricas de infiltración deben ser obtenidos en condiciones iguales a las del sistema de infiltración a estudiar. Las divergencias debidas a la aparición de flujo lateral encima de capas de baja permeabilidad en el subsuelo sólo pueden solucionarse usando áreas grandes, prácticamente de tamaño natural, para los ensayos de infiltración (Bouwer, 1978). Donde ésto no es posible, es mejor medir los valores de K de las diferentes capas del subsuelo y emplear la ecuación física mencionada para hallar la capacidad de infiltración.

6.2.3.- Funcionamiento de los Sistemas en Superficie

6.2.3.1.- Capacidad de Infiltración

Como ya se dijo la capacidad de infiltración es una de las variables dominantes en un proyecto de recarga, si no la más importante, así también como su disminución en el tiempo y su recuperación. No sólo disminuye a causa del proceso hidráulico descrito precedentemente, sino que es afectada por las características del terreno, la calidad del agua de recarga, su temperatura, la forma de recarga, la extensión y forma de la obra de recarga, etc.

Cuanto menor es la capacidad de infiltración más superficie efectiva han de tener las obras de recarga y más complicada son éstas, pero por otro lado los terrenos muy permeables de alta capacidad de infiltración son los que

sufren una colmatación mayor y más profunda, pudiendo ésta llegar a ser irreversible.

Debajo de las obras de recarga el agua tiene un movimiento con una componente vertical dominante. La estructura del terreno conduce a que normalmente la permeabilidad vertical sea menor, a veces marcadamente, a la horizontal, hecho que debe tenerse en cuenta al tratar la capacidad de infiltración. Además, la existencia de niveles intercalados poco permeables favorece la formación de acuíferos colgantes, cuyo efecto es reducir el gradiente hidráulico disponible para la infiltración. La reducción de la velocidad de infiltración es tanto mayor cuanto más próximos a la superficie del terreno se encuentran intercalados horizontes poco permeables; si están lo suficientemente profundos su efecto puede ser nulo. Por otro lado, si la permeabilidad horizontal del terreno sobre estas intercalaciones poco permeables es grande, el agua recargada se extiende horizontalmente con facilidad, lo cual favorece su percolación hacia abajo.

De acuerdo a lo expuesto en 6.2.- Aspectos Hidráulicos de la Recarga Artificial, en el desarrollo del domo de recarga en el acuífero influye la permeabilidad horizontal del mismo. Bize y otros (1972) relacionan esta permeabilidad estadísticamente con la capacidad de infiltración, obteniendo el gráfico de la figura 6.2.5. Del mismo se deduce que la permeabilidad horizontal es en promedio 50 veces mayor que el caudal específico de infiltración, si se miden en las mismas unidades.

Diversos autores (ASCE, 1972, en Custodio y Llamas, 1976) a título indicativo señalan los siguientes valores:

Capacidad de infiltración	Tipo de terreno (salvo intercalaciones poco permeables)
> 1,2 m/d	Arenas y gravas, arenas, arenas con rodados, arena fina.
0,6 a 1,2 m/d	Limos arenosos (con o sin rodados y/o gravas), limos.
< 0,6 m/d	Limos arcillosos, limos arenosos, arcillas limosas.

(Un mismo material puede aparecer en dos clase diferentes según su textura y estructura).

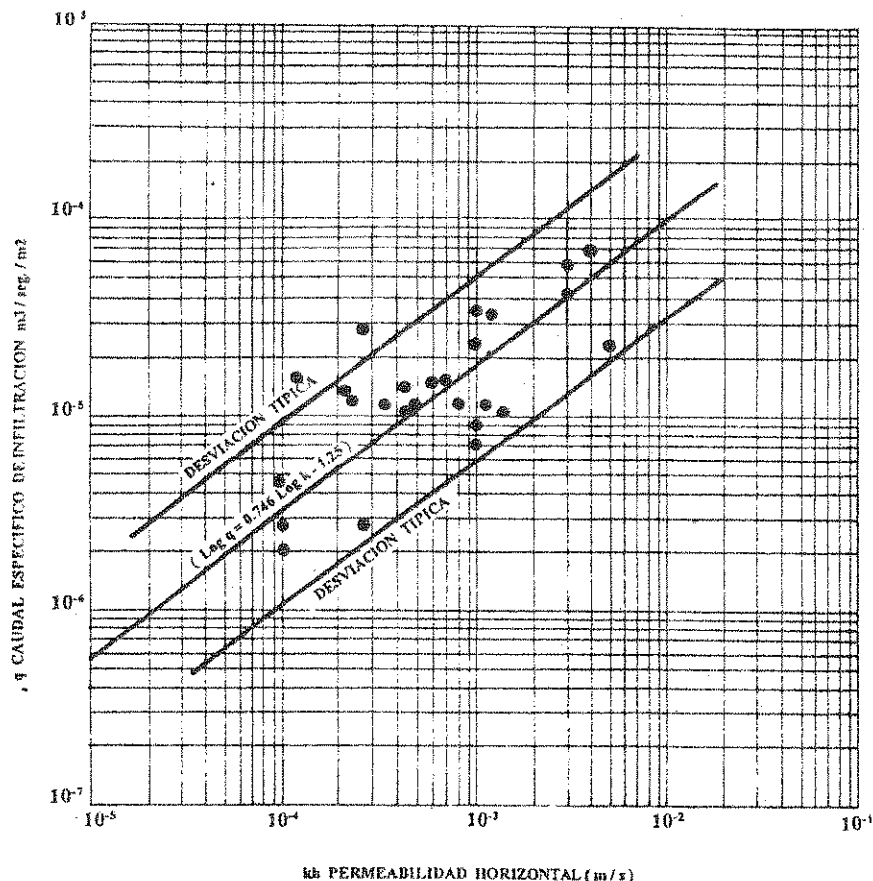


Figura 6.2.5

Caudal específico de infiltración en piletas

Cuanto mayor es la temperatura del agua, menor es su viscosidad y por lo tanto mayor la capacidad de infiltración, pero también crece la actividad biológica y la mayor producción de bacterias y algas que pueden colmatar. Por ello la capacidad de infiltración puede variar con la estación del año. Por ejemplo en la planta de Leaky Acres, Fresno, California, (Bianchi y otros, 1978) se observó un incremento del 55% en el caudal de recarga ($\text{m}^3/\text{día}$) durante la estación cálida. La temperatura del agua de las piletas, que aumentaba por calentamiento solar, fue el parámetro ambiental de mayor significación sobre el rendimiento. Sin embargo la mejor correlación se observó entre el incremento del caudal de recarga de la planta y el de la temperatura del agua subterránea, ambos bastante retardados (por ejemplo unos 120 días en 1975) con respecto a la temperatura del agua de la pileta.

Tal como se dijo en el numeral anterior, una mayor altura de agua sobre el terreno incrementa la capacidad de infiltración, pero hasta un cierto límite a partir del cual comienza a predominar un proceso de compactación, especialmente en las capas de colmatación que prácticamente siempre se forman en el fondo de las piletas de infiltración. De acuerdo a Bouwer y Rice (1989) el efecto que produce un

incremento de la altura de agua en una pileta de recarga sobre la capacidad de infiltración puede ser muy variable: desde un aumento más que lineal hasta ninguno, e incluso una disminución de la misma. Depende de las condiciones que controlan el proceso de infiltración en cada lugar: por ejemplo las características de las capas colmatantes como ser su granometría y contenido de materia orgánica. De ahí que el mejor método para determinar la altura óptima de agua es mediante experimentación in situ con piletas existentes o de ensayo. En general piletas someras con profundidades de agua entre 10 y 30 cm situadas bien por encima de la superficie freática pueden ser las más recomendables desde el punto de vista de la capacidad de infiltración y facilidad de mantenimiento (secado rápido).

Con respecto a la influencia del tamaño y forma de las piletas cabe recordar lo expresado: la capacidad de infiltración disminuye con el aumento de la superficie de la pileta. Esto vale especialmente para piletas de forma cuadrada. Superficies pequeñas y rectangulares tienen una mayor relación perímetro/superficie permitiendo así un mayor flujo lateral. También las líneas de flujo que salen de superficies grandes y/o cuadradas son de mayor longitud y curvatura y así el flujo es menor.

Bourget (1971, en Custodio y Llamas, 1976) halló una relación estadísticas entre la extensión de pileta y caudal de infiltración anual, que puede verse en el gráfico de la figura 6.2.6.

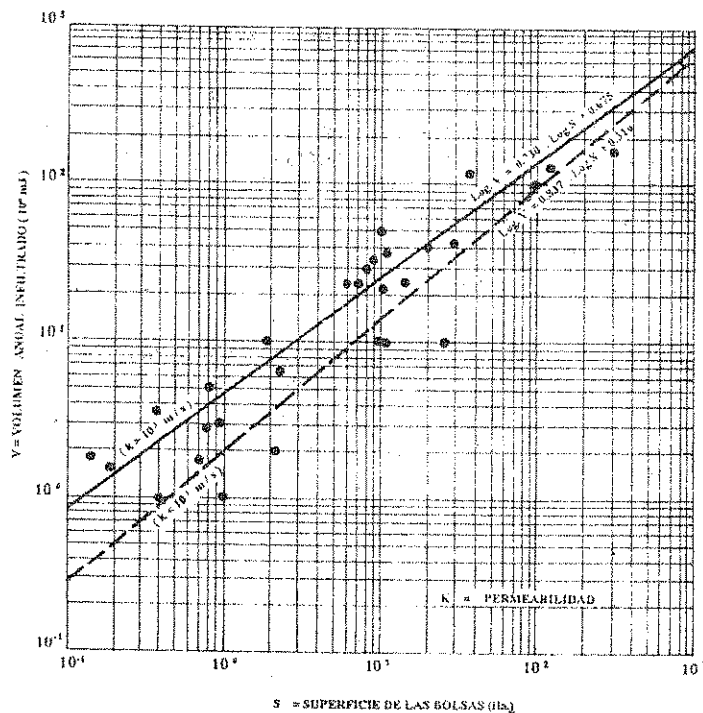


Figura 6.2.6

Volumen anual infiltrado y superficie de piletas

De acuerdo al mismo autor, los valores más frecuentes de la capacidad de infiltración media oscilan entre 0,25 y 2 m/día. Uno de los valores mayores del mundo corresponde a las fosas de recarga de Peoria (Illinois, USA) excavadas en arenas fluvioglaciales con valores promedio de hasta 20 m/día y máximos de 50 m/día, utilizando agua filtrada y clorada.

En California, probablemente la región donde más se practica la recarga artificial, los datos señalan valores entre 0,5 y 3 m/día en terrenos con textura gruesa, y de menos de 0,3 m/día (valor medio 0,1 m/día) en terrenos con textura fina, siempre y cuando no existan intercalaciones poco permeables que reduzcan estos valores (Custodio y Llamas, 1976). Para la planta de Leaky Acres, Fresno, California donde existen varias capas de baja permeabilidad con domos colgantes, Bianchi y otros (1978) presentan una comparación entre los valores de capacidad de infiltración hallados en las investigaciones previas, las piletas piloto y la planta en operación, tal como se indica en el Cuadro:

Capacidades de Infiltración en Leaky Acres, Fresno, California (Bianchi y otros, 1978).

Método	Duración días	Capacid. Infiltrac. m/día
Columnas de suelo disturbadas	- -	2 - 3
Infiltrómetros	- -	0,9 - 1
Area piloto, 0,4 Ha	55	0,56 (0,2)
Area piloto, 3,73 Ha	29	0,2 (0,2)
Planta, 1971, 20 Ha	124	0,21
Planta, 1972, 44,1 Ha	164	0,17
Planta, 1973, 44,1 Ha	329	0,12
Planta, 1974, 44,1 Ha	289	0,12
Planta, 1975, 46,5 Ha	264	0,12
Planta, 1976, 46,5 Ha	247	0,12

Los valores entre paréntesis son los recalculados para la extensión del domo de recarga en la primera capa colgante. Las capacidades de infiltración corresponden a las medias calculadas dividiendo el volumen de agua total por la superficie y la duración.

En los High Plains del sudoeste de los Estados Unidos se llevaron a cabo ensayos de recarga artificial con resultados muy interesantes y fuera de lo común (Aronovici y otros, 1972). Se excavaron dos piletas cuadradas de 0,04 Ha cada una en sedimentos pluviales limosos calcáreos con permeabilidad secundaria relativamente alta (posiblemente parecidos al loess pampeano). Una fue ensayada con agua limpia y la otra con agua turbia de laguna temporaria. En ambas la infiltración inicial fue de 0,5 a 0,6 m/d y luego aumentó gradualmente hasta alcanzar aproximadamente 1,2 m/d en el día 26. A partir de ahí los materiales en suspensión comenzaron a sellar el fondo de la pileta con agua turbia y la velocidad de infiltración se estabilizó para luego decrecer a un valor de 0,3 m/d, mientras que en la otra pileta siguió aumentando hasta estabilizarse en alrededor de 2,1 m/d en el día 42. Se supone que ese incremento de capacidad de infiltración se deba a la liberación del aire atrapado en los sedimentos y a un desarrollo y ensanchamiento de los pequeños conductos de origen secundario (por ej. canalizaciones de vermes y raíces). En el conjunto de 11 ensayos realizados (Schneider y Jones, en Johnson y Finlayson, 1989) entre 1969 y 1973 la capacidad de infiltración promedio estuvo entre 0,23 y 0,69 m/día, empleando agua turbia de escorrentía superficial con un contenido de material en suspensión entre 93 y 384 mg/l. Después de cada ensayo la pileta era reacondicionada eliminando el sedimento acumulado. El total de agua recarga fue de 132 m y la capacidad promedio durante los 304 días de inundación de 0,433 m/d.

En Holanda se practica recarga artificial por métodos superficiales desde 1940, llevando agua de río tratada a los médanos costeros (Peters, en Johnson y Finlayson, 1989). En las 10 plantas en funcionamiento en 1988 la capacidad de infiltración varía entre 0,1 y 0,5 m/d.

De acuerdo a Schmidt y Meyer (en Johnson y Finlayson, 1989) en unas 30 instalaciones de piletas de recarga en Alemania, la infiltración es de 0,05 a 5 m/d con un promedio de exactamente 1 m/d. La mayoría utiliza agua de río con un pretratamiento por sedimentación y muchas veces filtración rápida.

Durante la primera recarga artificial efectuada en el Valle de Tulum, provincia de San Juan (Victoria y Pellegrino, 1972) la capacidad de infiltración inicial fue de 0,6 m/d y al final del período de 3 meses de 0,4 m/d.

En las instalaciones censadas por Picatto (1984) en la región litoral (Pcia. de Chaco, Stgo. del Estero y Sta. Fe), la capacidad de infiltración más frecuente era de 0,01 a 0,02 m/d y la máxima de 0,03, 0,10 y 0,12 en la localidad de Tostado. Se trata de fosas de 3-6 m de profundidad en sedimentos finos (probablemente loess) y sin mantenimiento alguno.

Con respecto a la recarga con aguas residuales específicamente, ya se mencionó en el punto 6.2.1 que de acuerdo a Bouwer (1970, 1974, 1976) existen 2 sistemas principales:

- Baja capacidad con valores de 0,02 - 0,15 m/semana
- Alta capacidad con valores de 0,5 - 5,0 m/semana,

Siendo ambos equivalentes a 0,0003 - 0,021 m/día y 0,07 - 0,7 m/día respectivamente, siendo el último el más conveniente. Para buenos efluentes secundarios y clima razonablemente cálido y seco, le corresponde carga hidráulica o infiltración total de alrededor 50 a 150 m por año usando períodos de inundación y secado de 10 a 20 días cada uno (Bouwer, en Johnson y Finlayson, 1989). Como ejemplo de lo que puede lograrse, en el mismo trabajo se describen los resultados de dos proyectos experimentales en Phoenix, Arizona, USA (tal vez los más completos alguna vez realizados). El primero fue el de Flushing Meadows donde en 1967 se instalaron 6 piletas largas, angostas y paralelas de 0,13 Ha c/u en un suelo constituido por 1 m de arena limosa-arcillosa sobre capas de arena y grava. El segundo fue el de 23rd Avenue iniciado en 1975 y compuesto por 4 piletas paralelas de 4 Ha c/u, con un subsuelo constituido principalmente por arena y grava y sin la cubierta limosa-arcillosa. Usando ciclos alternativos de inundación y secado y una profundidad de agua de 15 a 20 cm, la velocidad de infiltración durante las inundaciones se encontraba entre 0,3 y 0,6 m/d, verificando una infiltración total de 60 a 120 m/año en Flushing Meadows y aproximadamente 100 m/año en 23rd Avenue.

En Israel en el proyecto Dan, las aguas residuales de Tel Aviv con tratamiento terciario son infiltradas en un conjunto de cuatro piletas realizadas en arena de médanos (Idelovitch y otros, 1980). Con un régimen operativo de inundación y secado la capacidad de infiltración promedia fue de 2 a 2,5 m/d y la carga hidráulica anual de 200 - 250 m.

La utilización de efluentes de tratamiento primario (Bouwer, 1980) fue estudiado en laboratorio inundando columnas de suelo del mismo tipo y con las mismas técnicas previamente usadas para efluentes de tratamientos secundarios, resultando una capacidad de infiltración inferior en un 15% a la del secundario. En los ensayos de campo con piletas de 3 m * 7 m la capacidad de infiltración estaba entre 0,13 y 0,38 m/d, con un promedio de 0,2 m/d. Con ciclos alternativos de inundación y secado adecuados podría lograrse una infiltración anual de 33 a 52 m.

6.2.3.2.- Colmatación

Un serio problema de la recarga artificial mediante piletas es la reducción de la capacidad de infiltración por la colmatación del fondo y en menor grado de las paredes. Es

un fenómeno complejo que no sólo consiste en la acumulación de sedimentos, sino también en actividad biológica (algas, microorganismos, etc.), penetración de finos en el subsuelo, formación de gases que pueden quedar atrapados en el material colmatante y reducir su permeabilidad o moverse a través del mismo como burbujas, aumentando su permeabilidad, biodegradación, procesos químicos, etc.

Cuando el agua recargada es inestable químicamente o puede reaccionar con el agua del medio saturado o no saturado del lugar de recarga puede producirse:

- Precipitación de carbonato de calcio y otras sales de calcio y de magnesio.
- Precipitación de hidróxidos y óxidos de hierro y manganeso por mezcla de aguas reductoras y oxidantes.
- Hinchamiento o dispersión de arcillas por intercambio iónico cuando el agua de recarga es sódica.

La colmatación biológica ocurre en primer lugar por la existencia de algas en el agua de recarga y/o su crecimiento en las piletas de infiltración, particularmente cuando se utiliza agua de alto contenido orgánico. Rice (1974, en BOUWER 1978) informó de serios problemas cuando el efluente secundario contenía más de 10 mg/l de materia orgánica en suspensión. Sin embargo de acuerdo a BOUWER (1989), en los ensayos de laboratorio con efluente primario la capacidad de infiltración sólo disminuyó aproximadamente 3% durante las primeras 34 semanas de llenado intermitente, a pesar de que el contenido de sólidos en suspensión era de 51 a 181 mg/l. Las capacidades de infiltración eran aproximadamente 15% menores que las medidas durante el experimento con efluente secundario conteniendo 10 mg/l de sólidos en suspensión. Durante las siguientes 34 semanas de inundación hubo una reducción del 30% en la capacidad, evidenciando la necesidad de una renovación. Las algas no sólo forman una capa de lodo orgánico en el fondo sino que por la fotosíntesis aumentan el pH del agua lo cual puede causar la precipitación de carbonato de calcio agravando la colmatación.

Normalmente la acción biológica recién afecta seriamente la infiltración algunos días después de iniciada la operación. De modo que si las piletas son someras y los períodos de inundación cortos el factor mayor de colmatación son los sedimentos en suspensión.

Cuando el agua entra a una pileta seca y limpia, los sólidos finos pueden penetrar en el suelo hasta una profundidad considerable. Cuando éste es grueso, pueden llegar hasta 45 cm o más (O'HARE y otros, 1986) dificultando su remoción. Schuh y Shaver (en JOHNSON y FINLAYSON, 1989) llevaron a cabo experiencias en una pileta piloto de 225 m² para determinar los efectos hidráulicos en la utilización de

agua turbia bajo tres condiciones operativas diferentes: renovación total, secado y cubierta de material orgánico. El fondo de la pileta consistía en arena mediana, seguida hacia abajo por arena gruesa y grava, arena media y arena fina. Para el primer caso la capacidad de infiltración inicial de 38 a 42 cm/h declinó rápidamente hasta alcanzar menos de 0,3 cm/h en 25 días de operación. Un perfil típico del suelo debajo de la pileta mostraba un incremento de la impedancia hidráulica de 2 a 5 órdenes de magnitud entre 0 y 8 cm de profundidad, de 0 a 2 órdenes de magnitud entre 8 y 23 cm y 0 a 1 órdenes entre 23 y 38 cm de profundidad. Debajo de los 38 cm no se observó colmatación alguna. Un mayor contenido en arcilla sólo se encontró hasta los 8 cm. Un período de secado de 10 días resultó en una sustancial recuperación inicial de la capacidad de infiltración, pero rápidamente la pileta se colmató nuevamente y a los 10 días la recarga era despreciable. La cubierta de material orgánico de 10 cm de espesor, consistente en cáscaras de girasol compostadas, permitió mantener una alta capacidad de infiltración por más tiempo y produjo una recuperación de la infiltración equivalente a un 62 a 92% con respecto a la renovación total. Debajo de la cubierta la impedancia aumentó menos cerca de la superficie pero alcanzó mayor profundidad, observándose depositación de arcilla hasta los 23 cm. En cambio en los ensayos en suelos limosos (posiblemente loess) descritos por Schneider y Jones (en JOHNSON y FINLAYSON, 1989), las mediciones isotópicas y los cortes delgados mostraron que más del 90% de los sedimentos era retenido en los 2,5 cm superiores y debajo de los 5 cm quedaba menos del 1%. Cuando los sedimentos comienzan a acumularse en la superficie del suelo, las partículas finas ya no penetran más en el subsuelo sino que son retenidas en la superficie de la capa sedimentada donde contribuyen a aumentar la resistencia hidráulica de la capa colmatante. Como se ve la colmatación es principalmente un fenómeno superficial que afecta sobre todo los primeros 10 cm y frecuentemente sólo los 2-3 cm superiores.

Una colmatación continuada eventualmente reduce la capacidad de infiltración original a una fracción de la misma, por ejemplo un décimo o menos. Para minimizar el problema, el contenido de sólidos en suspensión del agua de recarga debe ser lo más bajo posible, dándole el pretratamiento adecuado. Aún así, para mantener elevadas velocidades de infiltración las piletas deben ser secadas periódicamente.

Las expresiones matemáticas del proceso de colmatación generalmente dan ecuaciones con una disminución exponencial de la capacidad de infiltración (BOUWER, 1978). Una de ellas, probablemente la más reciente, es la de Zomorodi (1989) indicada en apartado referido a la infiltración.

Además de los procesos de colmatación descritos hasta ahora que producen una reducción de la permeabilidad del

terreno, la capacidad de infiltración puede disminuir por un crecimiento excesivo del domo de recarga. Cuando éste alcanza el fondo de la piletta, la infiltración es restringida por la reducción del gradiente hidráulico disponible.

6.2.3.3.- Operación y Mantenimiento

Para minimizar o remediar la disminución de la capacidad de infiltración a consecuencia de la colmatación, las piletas de recarga deben ser secadas y limpiadas periódicamente. Si el material colmatante consiste principalmente en limo, arcilla u otras sustancias inorgánicas, debe ser removido por rasqueteo, rastrillado o algún otro procedimiento que solamente remueve el material colmatante. Enterrar ese material mediante arado da una mejora temporaria pero finalmente toda la capa de suelo hasta la profundidad de arado debe ser removida. Si el material colmatante es principalmente orgánico (lodo, bacterias, algas), el mero secado puede dar una considerable recuperación de la capacidad de infiltración debido a la descomposición, contracción, resquebrajamiento y abarquillado del material. En este caso la limpieza del fondo sólo puede resultar necesaria ocasionalmente, por ejemplo, una o dos veces por año y no en cada período de secado. Para cada instalación de recarga debe hallarse la mejor combinación de los esquemas de secado y limpieza, especialmente en proyectos nuevos donde no existe experiencia local (Bouwer, en Johnson y Finlayson, 1989).

Cuando esencialmente todo el material en suspensión ha sido eliminado por el pretratamiento del agua, ésta va a ser muy limpia y en las piletas de recarga la luz solar puede penetrar hasta una profundidad mayor. Esto puede causar un rápido crecimiento de algas y estimular otra actividad biológica acelerando la colmatación. Para minimizar este tipo de colmatación, la profundidad del agua en las piletas debe ser pequeña (posiblemente 10 a 20 cm), de modo que el ritmo de renovación del agua sea alto y las algas no tengan suficiente tiempo para crecer.

A veces, sobre todo en zonas urbanas, los períodos de inundación son controlados por los ciclos de vida de insectos. Para evitar la eclosión, el tiempo de inundación puede estar limitado a unos pocos días.

La frecuencia de la descolmatación es muy variable ya que son muchos los factores que intervienen. Por ejemplo en Alemania, según Schmidt y Meyer (en Johnson y Finlayson, 1989) los períodos operativos entre dos limpiezas van de 5 días hasta 20 años y algunas piletas no fueron limpiadas jamás aunque no han estado constantemente en operación.

En el valle de Santa Clara, California, donde se practica recarga artificial desde los años 30 utilizando agua superficial, las piletas se operan de dos modos diferentes.

(Cournoyer y Kriege en Johnson y Finlayson, 1989) Uno consiste en ciclos alternantes de inundación/secado y el otro es de profundidad de agua constante. En el primer modo la entrada de agua a las piletas se cierra cuando éstas están llenas. Después de algunos días el agua se ha infiltrado y el fondo puede secarse y airearse. Este proceso es repetido hasta que el tiempo de infiltración es excesivo. Entonces se deja secar la piletta y se remueve el material acumulado en el fondo. En el método alternativo, las piletas son llenadas y luego se mantiene un nivel de agua constante igualando el caudal de entrada al de infiltración. Cuando la capacidad de infiltración se ha reducido a aproximadamente el 50% de la original, se vacían las piletas y se remueve el sedimento depositado.

Schneider y Jones (en Johnson y Finlayson, 1989) informan de las técnicas operativas investigadas en pequeñas piletas de 0.008 Ha excavadas en los suelos limosos de los High Plains del sudoeste de USA. Se estudiaron 5 métodos alternativos utilizando agua turbia de escorrentía superficial: 1) filtro de material orgánico incorporado a la superficie de la piletta; 2) coagulación con un floculante polielectrolítico; 3) profundidad mayor de inundación de 1,2 m; 4) aumento de la profundidad de inundación de 0,6 m a 1,2 m cuando la capacidad de infiltración cayó a 0,3 m/d; y 5) surcos de 0,4 m de ancho y 0,14 m de alto en el fondo de la piletta. En comparación con el método original se lograron las siguientes mejoras en la recarga total durante 4 ensayos: 1) 98%; 2) 27%; 3) 130%; 4) 56%; 5) 19%. Aunque el fondo corrugado sólo produjo un incremento del 19%, su limpieza pudo efectuarse simplemente mediante un sistema de riego por aspersión.

Si bien en el experimento anterior el mejor resultado se obtuvo con una constante mayor altura de agua, los trabajos de Bouwer y Rice (1989) mostraron que no siempre ocurre así, tal como ya se expresó en el apartado que trataba la Capacidad de Infiltración.

En la planta de tratamiento de aguas residuales de Green Valley, Arizona, toda el agua tratada es evacuada mediante cuatro grandes piletas de recarga artificial (Espósito y otros, en Johnson y Finlayson, 1989). La experiencia condujo al siguiente esquema de operación: La primera piletta es llenada día por medio durante dos semanas y entonces reemplazada por la segunda y dos semanas más tarde por la tercera. La cuarta queda en reserva para su uso en épocas de mantenimiento o de caudales extraordinarios. Este procedimiento permite un buen secado de 4 semanas de cada piletta y la ejecución de tareas de renovación.

En la recarga artificial con agua residual parcialmente tratada, la depuración del agua infiltrada en el subsuelo es un factor de mucha importancia que debe ser tenido en cuenta en el método operativo de la instalación. En el proyecto Flushing Meadows, Arizona (Bouwer y otros, 1980)

la carga hidráulica máxima de 122 m/año (promedio de 6 piletas de 6 m * 213 m c/u y utilizando efluente con tratamiento secundario) se obtenía con períodos de inundación de 2 a 3 semanas y períodos de secado de unos 10 días en verano y 20 días en invierno. Para lograr una eliminación máxima de nitrógeno y fósforo del agua, la carga hidráulica fue reducida a aprox. 65 m/año, usando períodos de inundación y de secado de 9 y 12 días respectivamente, y una profundidad de agua de 15 cm. La existencia de vegetación en las piletas aumentaba la capacidad de infiltración en verano cuando las plantas estaban bien desarrolladas, pero disminuía la carga hidráulica en primavera cuando hubo que usar períodos cortos de inundación, tipo riego, para hacer crecer las plantas después del invierno. Una cubierta de grava se colmató rápidamente con sólidos y produjo capacidades de infiltración menores. Así el suelo desnudo resultó ser el mejor tipo de fondo desde el punto de vista global de operación y como la vegetación no tenía efecto adverso, un control de maleza no era necesario. Sin embargo una limpieza periódica para remover el material fino acumulado puede resultar necesaria, especialmente si el efluente tiene un alto contenido de sólidos en suspensión ($> 20 \text{ mg/l}$).

A fin de hallar el método operativo óptimo para una carga hidráulica máxima en la infiltración de efluentes primarios, se llevaron a cabo ensayos de campo con piletas de 3 * 7 m. Un rastrillado del fondo para aflojarlo resultó ser necesario después de cada período de inundación en invierno y después de dos a tres períodos en verano. Cargas hidráulicas de 33 a 52 m/año podrían obtenerse usando un esquema de 1 semana de inundación y 2 semanas de secado en invierno y de 1 y 1 semana el resto del año.

En el Proyecto Dan de Israel (Idelovitch y otros, 1980) la infiltración de agua con tratamiento terciario en piletas ubicadas en médanos sigue un ciclo de uno o dos días de inundación y uno a tres días de secado.

Sea cual fuere el esquema operativo empleado, finalmente los sólidos en suspensión, las algas y restos de maleza se acumulan en el fondo y deben ser removidos, frecuentemente junto con algo de la superficie original porque el material colmatante ha penetrado en ella. Es preferible realizar esta tarea de renovación a mano, puesto que las máquinas perturban y compactan el terreno natural. En piletas chicas ello no ofrece mayores problemas pero en instalaciones grandes el empleo de maquinaria puede ser inevitable. En ese caso el equipo de limpieza debe ser conducido de modo de no pasar nuevamente por las zonas ya tratadas. Una vez terminada la limpieza, una eventual compactación puede ser remediada mediante un arado o rastra (Cournoyer y Kriege en Johnson y Finlayson, 1989).

Otro factor que puede afectar la capacidad de infiltración y que debe ser controlado es el ascenso excesivo del domo recarga en el acuífero, colgante o no. Esto se

consigue manteniendo la franja capilar por lo menos 0.5 m debajo de la superficie de la pileta, con lo cual la superficie freática estará a una profundidad aproximada de 1 a 2 m según la textura del suelo. Como además la mayor parte de los procesos de depuración del agua ocurren en la parte superior de la zona de aireación, el espesor de ésta no debería ser inferior a unos 1,5 m y en consecuencia el domo de recarga debe quedar por lo menos a esta profundidad mínima debajo de la pileta (Bouwer, 1976). De acuerdo a O'Hare y otros (1986) las regulaciones provisionarias del Estado de California exigen una percolación a través de la zona de aireación de por lo menos 3 m. Si bien estos factores ya deben haber sido tenidos en cuenta durante el diseño, la profundidad del nivel de agua subterránea debe ser controlada y el ritmo de infiltración eventualmente regulado de acuerdo a la misma.

6.2.4.- Modificaciones de la Calidad del Agua

A medida que el agua infiltrada se mueve a través de la zona de aireación y el acuífero, algunos parámetros de calidad son mejorados y algunos pueden ser afectados negativamente. Un sistema de recarga artificial con agua residual correctamente diseñado y operado constituye un verdadero sistema de tratamiento que típicamente remueve del agua esencialmente todos los materiales biodegradables (DBO), sólidos en suspensión y organismos patógenos y otros microorganismos. Las concentraciones de fósforo y de nitrógeno son reducidas considerablemente y también las de metales pesados y otros elementos menores pueden disminuir en forma apreciable. Una excepción se observa con el boro, cuya eliminación es nula o pequeña (Bouwer, en Johnson y Finlayson, 1989; Idelovitch, 1980), debido a que su adsorción por los suelos es más bien débil (Chang y Page, 1980). El total de sólidos disueltos (TSD) aumenta ligeramente a causa de la evaporación en las piletas. Como en las instalaciones de recarga artificial el subsuelo generalmente es de textura relativamente gruesa y permeable con poco o nada de arcilla, el intercambio iónico es poco importante. En consecuencia la composición iónica del agua generalmente sufre pocos cambios en su paso por la zona vadosa y el acuífero cercano.

Aunque la DBO del agua infiltrada es prácticamente cero, suele quedar un remanente de algunos mg/l de compuestos orgánicos. En su mayor parte puede estar en forma de ácido húmico y fúlvico, pero también en un amplio espectro de compuestos aromáticos y alifáticos, halogenados y no halogenados, generalmente en concentraciones del orden de los mg/L, siendo los halogenados los más persistentes. Estos microcomponentes orgánicos incluyen carcinógenos conocidos o sospechados y otros tóxicos (Bouwer, en Johnson y Finlayson, 1989). Productos metabólicos y otros compuestos producidos por algas antes de la infiltración pueden no ser removidos del todo y causar problemas por la formación de trihalometanos cuando el agua es extraída y clorada.

Los efectos adversos incluyen la movilización de hierro y manganeso en la zona vadosa y el acuífero cuando disminuye la concentración de oxígeno y la lixiviación de trazas de elementos (incluyendo selenio, arsénico, boro, cadmio, molibdeno y mercurio) de la zona vadosa. La lixiviación puede ser significativa en suelos relativamente finos, casi marginales para una recarga artificial, y/o donde no existe o existió una infiltración más o menos importante. Esto último es, por ejemplo, el caso de las regiones áridas, donde la lixiviación puede llevar también las sales propias de los suelos áridos, además de los microconstituyentes mencionados.

Así, generalmente el agua obtenida de acuíferos con recarga artificial tiende a satisfacer las normas existente para irrigación y uso recreativo sin limitaciones, pero requiere tratamiento adicional para su potabilidad (Bouwer, en Johnson y Finlayson, 1989).

De acuerdo a Gerba y Lance (1980), la eliminación de virus no siempre es tan completa. Han sido observados hasta distancias verticales de 18,3 m y horizontales de 250 m, aunque en sistemas de recarga caracterizados por suelos de grava y arena, altas capacidades de infiltración y/o períodos de fuertes lluvias. Probablemente condiciones de bajas precipitaciones, suelos arenosos-limosos-arcillosos e inundación intermitente dan una mayor remoción de virus, por ejemplo el 99,99% logrado en el ya mencionado Flushing Meadows, Phoenix, Arizona. La eliminación de bacterias en el suelo se efectúa principalmente por filtración, y como esta depende mayormente de la textura del suelo es bastante fácil de definir; no así los procesos de adsorción que intervienen en la remoción de los virus.

Si bien no todos los procesos que participan en las modificaciones de la calidad son influenciados por la granulometría de los materiales del subsuelo, por ejemplo la remoción de metales pesados (Chang y Page, 1980), un suelo formado por arena fina y limo parece dar el mejor grado de tratamiento.

Aunque la mayor parte de la mejora de calidad tiene lugar en la parte superior de la zona de aireación, el flujo a través del acuífero también participa en el proceso. Como ejemplo puede citarse algunos de los resultados del ya mencionado proyecto de Flushing Meadows (Bouwer, en Johnson y Finlayson, 1989):

- **Bacterias coli fecales;** un desplazamiento adicional lateral de 100 m a través del acuífero fue necesario para producir agua completamente libre de estas bacterias en cualquier momento. .

- **Fosfato;** un desplazamiento lateral adicional a través del acuífero incrementó la remoción de 40-80% al 95%.
- **Fluoruro;** similar al fosfato.

Experimentos con columnas de suelo realizados en laboratorio utilizando efluente primario y secundario mostraron que para el primario la eliminación de nitrógeno era mayor (debido a la mayor concentración de C orgánico), y la de fosfato, carbón orgánico, coli fecales y virus, era similar si se tenía en cuenta las diferencias de capacidad de infiltración.

Entre las modificaciones de la calidad del agua recargada no sólo se tienen los procesos físico-químicos de depuración, sino también el fenómeno hidrodinámico de la mezcla con el agua natural en el acuífero. La mezcla es tanto mayor cuanto más dispersivo es el medio y más largo el camino recorrido, factores que dependen, entre otros, de la permeabilidad y heterogeneidad del acuífero. Como ejemplo de la mezcla posible de obtener puede citarse la planta de Green Valley (Espósito y otros, en Johnson y Finlayson, 1989). De los dos pozos de observación agua abajo de las piletas de recarga, el más cercano, a unos 6 m, produce agua cuyo origen es principalmente el efluente recargado y en el más alejado, aproximadamente 400 m, el efluente parece representar un 20-30% de caudal total.

La dispersión también es afectada por las densidades de los dos líquidos. Cuando el agua del acuífero es de salinidad elevada, la diferencia entre las densidades produce un efecto de flotación y el efluente infiltrado forma una lente cuya dispersión y mezcla son menores.

Los cambios en la calidad física y química del agua entre las piletas de recarga y el acuífero agua abajo pueden calcularse con modelos geoquímicos como PHREEQE, WATEQ, WATEQF Y WATEQ2 (en Katzer y Brothers, 1989 y en Espósito y otros en Johnson y Finlayson, 1989) u otros.

6.2.5.- Calidad del Agua de Recarga

La calidad del agua residual a ser infiltrada depende del objetivo buscado con la infiltración de efluentes tal como se describió en el punto 6.2.1.1.- Reuso de agua residual para recarga de agua subterránea o Recarga de agua subterránea para disposición de agua residual.

Reuso de agua residual para recarga de agua subterránea. En este caso la un tratamiento biológico complementado con un tratamiento terciario, en algunos casos, debe llevarse a cabo antes de la infiltración con el objeto de obtener agua con calidad de potabilidad o cercana. El agua residual infiltrada sólo representa una fracción pequeña de la recarga total y del agua extraída del acuífero y es

usada sin limitaciones incluso para consumo humano. Tal es el caso de la mayoría de los estados de los USA (Flood, 1980; Idelovitch y otros, 1980); Espósito y otros, Goldman y otros, Nellor y otros, Nikkel y otros, en Johnson y Finlayson, 1989). En la Propuesta de Normas para Recarga de Agua Subterránea del estado de California para los sistemas de superficie se exigen los siguientes tratamientos previos mínimos (O'Hare y otros, 1986):

- control de compuestos químicos industriales tóxicos en las fuentes de origen;
- oxidación biológica adecuada;
- adsorción en carbón con contacto de 30 minutos.

En Arizona las condiciones son similares. La Ley de Calidad del Medio Ambiente de 1986 (Goldman y otros, en Johnson y Finlayson, 1989) designa a toda agua subterránea de calidad adecuada debe ser considerada como fuente de abastecimiento de agua potable y que toda descarga de efluentes debe cumplir con las normas federales de potabilidad al llegar al agua subterránea. Así la infiltración superficial de efluentes puede aprovechar la capacidad de depuración de la zona vadosa de cada lugar y el tratamiento previo es el necesario, en cada caso, para conservar la potabilidad del agua subterránea.

Según Johnson (1979) parece que en Gran Bretaña los acuíferos a ser utilizados para agua potable sólo pueden ser recargados con agua de esa calidad.

Recarga de agua subterránea para disposición de agua residual. En esta concepción solamente se efectúa un tratamiento parcial del efluente antes de su infiltración, dejando que el sistema suelo-acuífero proporcione un tratamiento adicional, propio de cada lugar. El agua recargada podrá eventualmente ser extraída y destinada a usos compatibles con su calidad, principalmente riego. A este criterio responden el proyecto de Dan, Israel y el de Flushing Meadows, Phoenix, Arizona (Idelovitch, 1980) como así también el de 23rd Avenue, Phoenix, Arizona descrito por Bouwer (en Johnson y Finlayson, 1989). También pertenecerían a este tipo de recarga los proyectos que usan el acuífero como receptor final del efluente, sin recuperación alguna del mismo. Aunque en la bibliografía internacional no se encontró una descripción de estos últimos, los principios a aplicar son los mismos: la calidad resultante del agua en el acuífero recargado debe ser compatible con la condición de no producir contaminación en el mismo fuera del área propia de la planta de infiltración.

En el proyecto israelí, el agua infiltrada en las piletas proviene de un efluente municipal que ha sido sometido a un tratamiento químico. En general tiene baja

alcalinidad y un contenido relativamente bajo de sólidos en suspensión, materia orgánica, nitrógeno y fósforo.

En los proyectos de Arizona se empleó efluente secundario de la planta de tratamiento existente. En general, sin embargo, el tratamiento secundario (biológico) no es necesario porque el sistema suelo-acuífero puede aceptar grandes cantidades de carbón orgánico y un tratamiento primario puede ser suficiente (Bouwer, en Johnson y Finlayson, 1989). Además la desnitrificación requiere aproximadamente 1 mg de carbón orgánico por mg de nitrógeno de nitrato para ser completa y en efluentes primarios la relación C/N es más favorable (Bouwer, 1976). Sin embargo alguna clarificación o precipitación con cal puede ser deseable para reducir los sólidos en suspensión y mejorar la calidad del efluente primario (Bouwer, en Johnson y Finlayson, 1989).

Desde el punto de vista operativo, los parámetros químicos de calidad más importantes del agua a infiltrar son el total de sólidos disueltos (TSD) y la razón de adsorción de sodio (RAS). Ambos controlan el estado de la arcilla en el suelo. Con arcilla floculada el suelo es mucho más permeable que con arcilla dispersa. Un RAS bajo y un TSD elevado favorecen la floculación y los opuestos la dispersión. Como en general en los sistemas de recarga artificial tanto la zona de aireación como el acuífero contienen poca arcilla, sus permeabilidades son poco o nada afectados por estos dos parámetros. No así la capa colmatante que se deposita en el fondo de las piletas y que suele contener bastante arcilla. A veces valores dispersantes de RAS y TSD pueden movilizar partículas de arcilla en el acuífero y si estas migran hacia los pozos pueden enturbiar el agua bombeada (Bouwer, en Johnson y Finlayson, 1989). De las características físicas, la más importante es el contenido de sólidos en suspensión por su efecto colmatante en las piletas. En Flushing Meadows el agua de recarga contenía de 10 a 70 mg/L y en el proyecto de Dan de 11 a 20 mg/L de sólidos, pero como ya se vió al tratar la colmatación, concentraciones mayores son posibles utilizando métodos operativos adecuados.

6.2.6.- Recuperación y Reutilización del Agua Recargada. Protección del Acuífero

Es evidente que las posibilidades de reutilización de efluentes infiltrados al agua subterránea depende del mejoramiento de calidad que se ha logrado. Por eso, también aquí puede distinguirse las mismas dos situaciones básicas del punto anterior.

Reuso de agua para recarga de agua subterránea. Las aguas tratadas con este criterio cumplen con los requisitos de salud pública, agronomía y estética para su empleo irrestricto en irrigación de todo tipo, incluyendo vegetales de consumo crudo, como así también con las normas

para lagos de recreación de contacto primario. El consumo humano requiere tratamiento adicional, por ejemplo adsorción con carbón, ósmosis inversa y desinfección (Bouwer, en Johnson y Finlayson, 1989).

Como el agua infiltrada puede no ser tan buena calidad como el agua subterránea autóctona, principalmente por los compuestos orgánicos remanentes, una difusión incontrolada de esa agua en el acuífero debería ser evitada (Idelovitch, 1980 y Bouwer, en Johnson y Finlayson, 1989). Una forma de lograrlo es interceptando el agua por pozos, drenes o descarga natural al agua superficial a cierta distancia del sistema de infiltración y después de un cierto tiempo de detención en el subsuelo. La distancia y el tiempo de detención deseados dependen de la calidad del efluente, la profundidad de la superficie freática, del material del suelo y del acuífero y del uso pretendido del agua renovada. Para algunos sistemas la distancia puede ser de unos 100m y el tiempo de aproximadamente un mes (Bouwer, 1976). Para una cierta distancia, el tiempo de permanencia puede calcularse en base a los principios y ecuaciones expuestas en el capítulo de Aspectos Hidráulicos de la Recarga Artificial.

Además de proteger recursos de agua subterránea de alta calidad, y sobre todo, posibles pozos existentes, la limitación del movimiento y la extracción del agua infiltrada presenta otras dos ventajas. Una es que le da al organismo responsable el control completo sobre el agua recargada. La segunda es que permite seleccionar y efectuar la óptima combinación del tratamiento previo y posterior del agua. Por ejemplo si se quiere obtener agua potable, un tratamiento adicional resulta más efectivo y económico cuando el efluente ya ha perdido la mayoría de los contaminantes en su paso por el subsuelo (Bouwer, 1980).

En el Proyecto Dan de Israel (Idelovitch, 1980), el agua recargada después de su mezcla con agua subterránea natural y una permanencia prolongada en el acuífero, es extraída mediante pozos, clorada, eventualmente tratada con carbón activado e inyectada a la red de abastecimiento. En el futuro, cuando los pozos bombeen principalmente efluente infiltrado, el agua será destinado a usos no potables, especialmente riego agrícola irrestricto. Para lograr una recuperación lo más completa posible del agua recargada, un semicírculo de 14 pozos de bombeo rodea las piletas de recarga a distancias de 400 a 1.700 m. Una red de 15 pozos de observación entre las piletas y los pozos de bombeo permite reconocer a tiempo los cambios en la calidad del agua.

Otra forma de proteger la calidad del agua subterránea sin proceder a su extracción, puede ser mediante la creación de una zona de protección (o tal vez de "exclusión") alrededor de las piletas de infiltración. La extensión de esa zona debe ser tal que la depuración del líquido recargado por su recorrido a través del subsuelo sea

suficiente para no contaminar el acuífero fuera de la zona, especialmente en propiedad de terceros.

Si la recarga artificial se hace con el concepto "californiano" de reuso de agua residual para recarga del agua subterránea, el sistema de recarga (agua con tratamiento terciario apta para consumo) y la ubicación de los pozos de producción son tales que el efluente recargado no puede diferenciarse del resto del acuífero y "pierde su identidad" en su movimiento por el mismo. El agua extraída, compuesta por una fracción menor de efluente recargado y una gran cantidad de agua subterránea de otro origen, es destinada a consumo humano irrestricto (Idelovitch, 1980).

Las normas del Estado de California, además del pretratamiento mencionado en el capítulo anterior, requieren para los sistemas de superficie lo siguiente (O'Hare y otros, 1986):

- percolación através de una zona aeróbica no saturada de suelo indisturbado en una distancia mínima de 3 metros;
- dilución con igual cantidad de agua subterránea;
- almacenamiento de un año.

En la zona de Los Angeles, donde los proyectos de recarga artificial (entre ellos el conocido de Whittier Narrows) usan efluente terciario desde 1962, se llevó a cabo un estudio multidisciplinario de 5 años de duración, concluido en 1984. Los resultados mostraron que los niveles históricos de recarga no tuvieron un impacto mensurable en la calidad del agua subterránea y tampoco en la salud del público consumidor. Como consecuencia, se autorizó incrementar en un 50% la cantidad de efluente a recargar. Hasta entonces la utilización de efluente había estado limitada a un 16% de la recarga total de agua subterránea (Nellor y otros, en Johnson y Finlayson, 1989).

El Departamento de Calidad Ambiental de Arizona no permite el reciclado directo de efluentes a sistemas de agua potable. El efluente infiltrado a un acuífero eventualmente pierde su identidad como agua residual infiltrada a medida que se mezcla con el agua subterránea natural. El agua puede ser recuperada y destinada a lo que se denomina reuso potable indirecto, siempre que cumpla con las normas de potabilidad. En general esto es de esperar, debido a la exigencia de que el agua de recarga debe tener calidad de potable al ingresar al acuífero.

En Alemania las Normas para las Zonas de Protección del Agua Potable (Anónimo, 1961) prescriben una distancia mínima de 2.000 m entre pozos de abastecimiento y plantas de tratamiento de efluentes por riego o inundación.

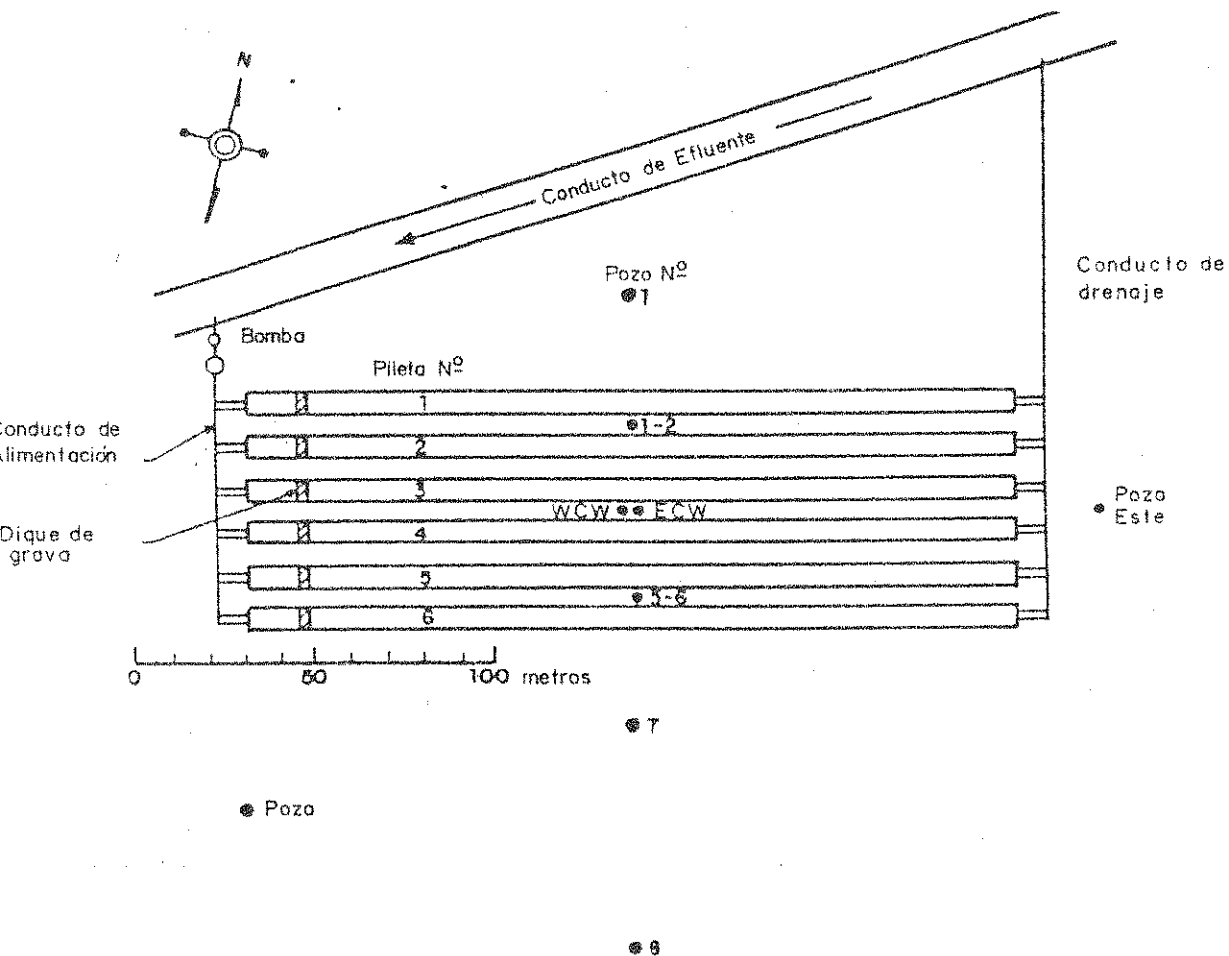


Figura 6.2.7

Plano del Proyecto Flushing Meadows, Arizona

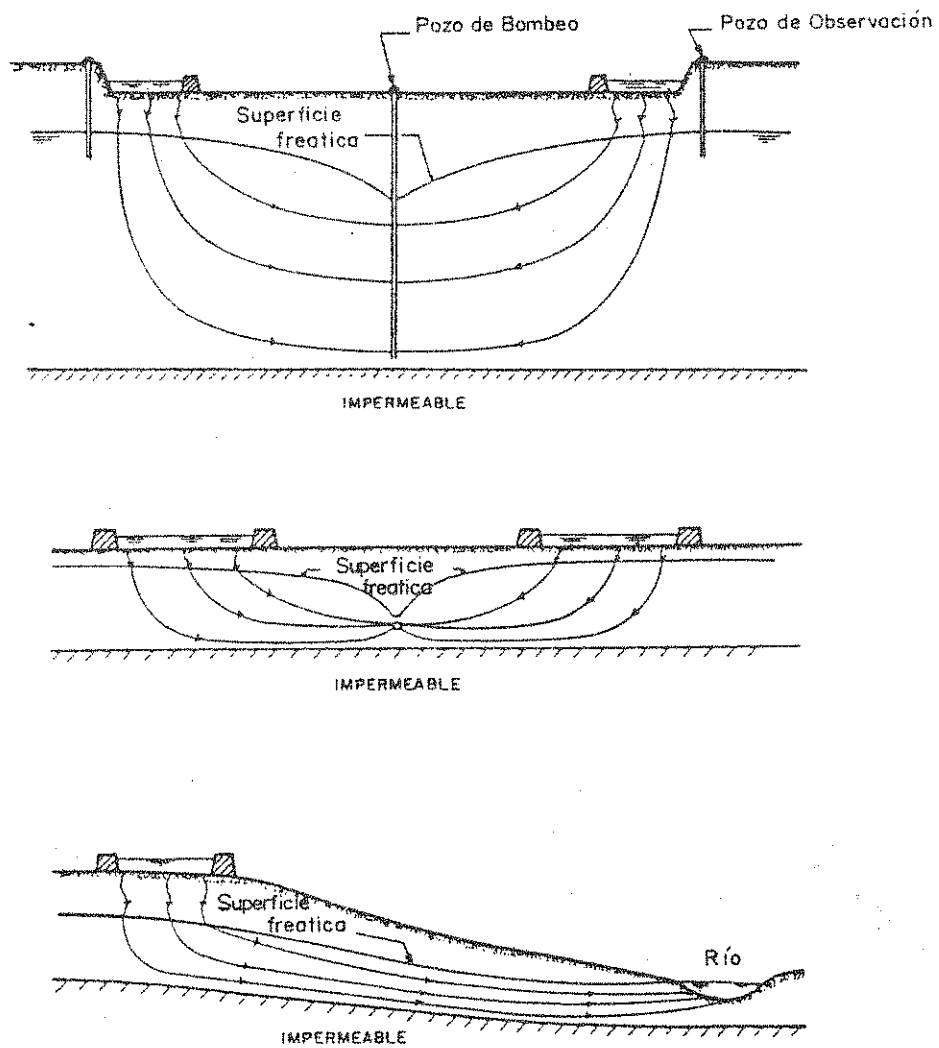


Figura 6.2.8

Captación con pozos (arriba), drenes (centro) o descarga natural (abajo), de agua depurada.

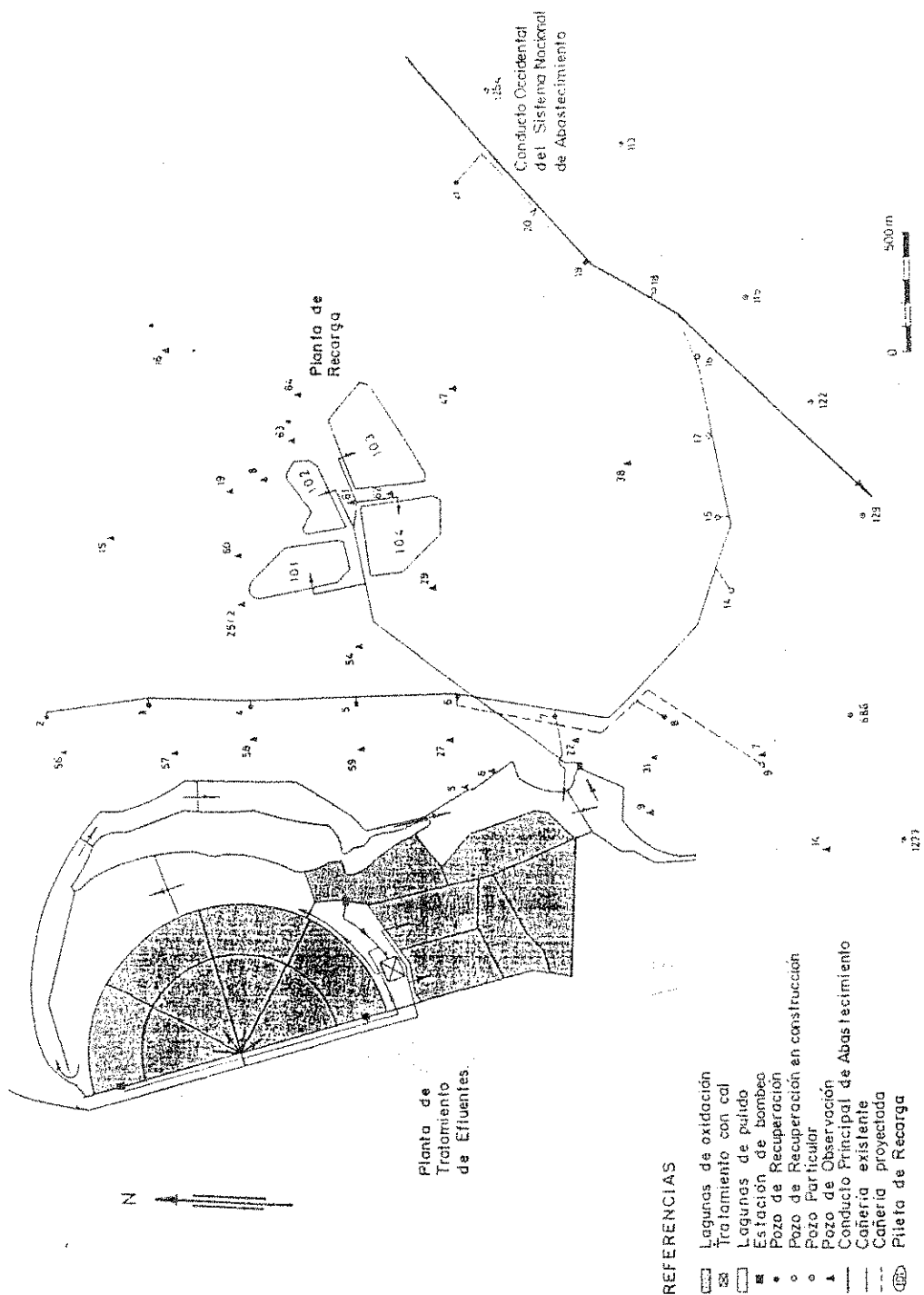


Figura 6.2.9

Croquis del proyecto de recuperación de efluentes de Dan, Israel.

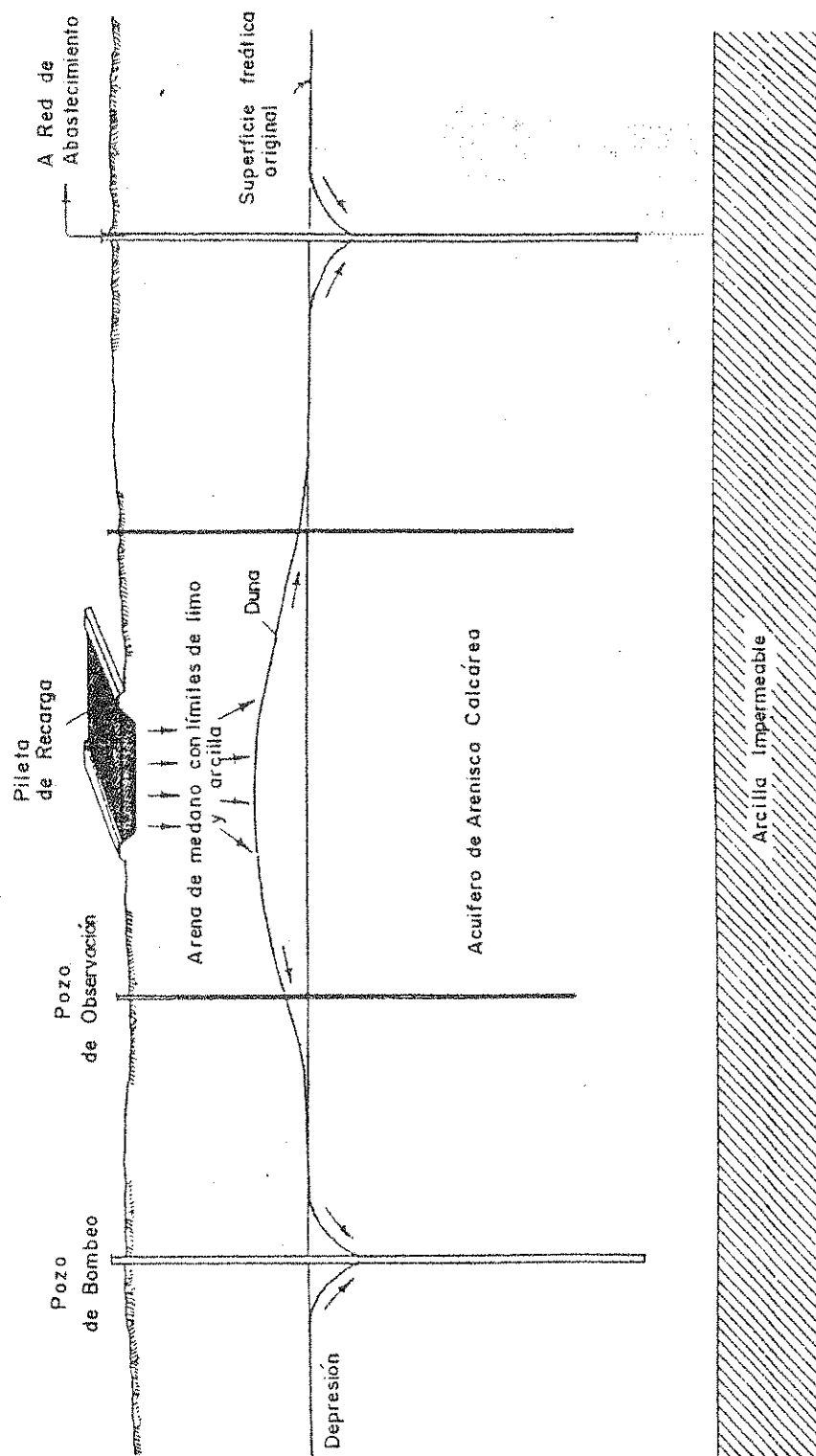


Figura 6.2.10

Esquema del sistema de recarga - recuperación del proyecto Dan, Israel.

6.3.- BIBLIOGRAFIA

- 6.3.1.- CHOW, V.T., Handbook of Applied Hydrology, New York, McGraw-Hill Book Co., 1964.
- 6.3.2.- COASTAL ENGINEERING GROUP, Coastal Engineering, The Netherlands, DELFT, 1982.
- 6.3.3.- COASTAL ENGINEERING RESEARCH CENTER, Shore Protection Manual, Washington, D.C., U.S. Corps of Engineering, 1977.
- 6.3.4.- COASTAL ENGINEERING RESEARCH CENTER, Revised Method for Wave Forecasting in Shallow Water, Fort Belvoir, U.S. Corps of Engineering, 1981.
- 6.3.5.- CUNGE, J.A., ON THE SUBJECT OF A FLOOD PROPAGATION COMPUTATION METHOD (MUSKINGUM METHOD), Journal of the Hydraulic Research, Nro 2, pag 205-230, 1969.
- 6.3.6.- DALRYMPLE, T. and BENSON, M.A., Measurement of peak discharge by the slope-area method, U.S. Geological Survey Techniques Water Resources Investigations, Book 3, Chapter A2, 1968.
- 6.3.7.- FRENCH, R.H., Hidráulica de Canales Abiertos, México, McGraw-Hill Interamericana de México, 1988
- 6.3.8.- GUMBEL, E.J., Statistics of Extremes, New York, Columbia University Press, 1958.
- 6.3.9.- HERSCHY, R.W., Hydrometry Principles and Practices, New York, John Wiley and Sons, 1978.
- 6.3.10.- KITE, G.W., Frequency and Risk Analyses in Hydrology, Fort Collins, Water Resources Publications, 1977.
- 6.3.11.- LINSLEY, R.K.; KOHLER, M.A. and PAULHUS, J.L.H., Applied Hidrology, 2da. ed., Bogotá, McGraw-Hill, 1977.
- 6.3.12.- LINSLEY, R.K.; KOHLER, M.A. and PAULHUS, J.L.H., Hidrología para Ingenieros, 2da. ed., Bogotá, McGraw-Hill, 1977.
- 6.3.13.- MORELI TUCCI, C.E., Modelos Matemáticos em Hidrologia e Hidráulica, Porto Alegre, Revista Brasileira de Engenharia, 1986.
- 6.3.14.- PEDERSEN, J.T.; PETERS, J.C. and HELWEG, O.J., Hydrographs by Single Linear Reservoir, Journal of Hydraulic Division, A.S.C.E., Vol. 106, Nro HY5, Proc. Paper 15430, pag.837-851, Mayo 1980.

- 6.3.15.- PONCE, V.M. and THEURER, F.D., Accuracy criteria in diffusion Routing, Journal of Hidraulic Division, A.S.C.E., Vol. 108, Nro HY6, Proc. Paper 17158, pag. 747-757, June 1982.
- 6.3.16.- RAUDKIVI, A.J., Hydrology An Advanced Introduction to Hidrological Processes and Modelling, Londres, Pergamon, 1979.
- 6.3.17.- REMENIERAS, G., Tratado de Hidrología Aplicada, 2da. ed., Barcelona, Editores Técnicos Asociados, 1974.
- 6.3.18.- SABOL, G.V., Clark Unit Hydrograph and R-Parameter Estimation, Journal of Hidraulic Engineering, A.S.C.E., Vol. 114, Nro. 1, Proc. Paper 22134, pag. 103-111, Enero 1988.
- 6.3.19.- SERVICIO DE HIDROGRAFIA NAVAL, Tablas de Marea, Buenos Aires, Talleres Gráficos del Servicio de Hidrografía Naval, Armada Argentina, Publicación anual.
- 6.3.20.- TASK COMMITTEE ON LOW-FLOW EVALUATION, METHODS, AND NEEDS OF COMMITTEE ON SURFACE-WATER HIDROLOGY OF THE HIDRAULICS DIVISION, Characteristic of Low Flow, Journal of Hidraulic Division, A.S.C.E., Vol. 106, Nro HY5, Proc. Paper 15400, pag. 717-732, Mayo 1980.
- 6.3.21.- UNESCO, Methods of computation of the water balance of large lakes and reservoirs, París, United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization, 1984.
- 6.3.22.- WILSON, E.M., Engineering Hydrology, Londres, Macmillan, 1970.
- 6.3.23.- WISLER, C. and BRATER, E., Hydrology, Londres, Macmillan, 1970.
- 6.3.24.- WORLD METEOROLOGICAL ORGANIZATION, Guide to Hydrological Practices, Ginebra, 1974.
- 6.3.25.- YEVJEVICH, V., PROBABILITY AND STATISTICS IN HYDROLOGY, Fort Collins, Water Resources Publications, 1972.
- 6.3.26.- ANONIMO, 1961. Richtlinien fuer Trinkwasserschutzgebiete, I. Teil, Schutzgebiete fuer Grundwasser. Arbeitsblatt W 101. Deutscher Verein von Gas- und Wasserfachmaennern, Frankfurt (Main), Alemania.
- 6.3.27.- ARONOVICI, V. S. y otros, 1972. Basin recharge of the Ogallala aquifer. Journal of the Irrigation and Drainage Division, American Society of Civil Engineers, vol. 98, no. IR1, p. 65-76.

- 6.3.28.- ASANO, T. y Roberts, P. V., (ed), 1980. Wastewater reuse for groundwater recharge. Proceedings of the Symposium held on September 6-7, 1979 at the Kellogg West Center for Continuing Education, California State Polytechnic University at Pomona; USA.
- 6.3.29.- ASANO, T. y Wassermann, K. L., 1980. Groundwater recharge operations in California. Journal of the American Water Works Association, vol. 72, no. 7, p. 380-385.
- 6.3.30.- AULENBACH, D. B. y Tofflemire, T. J., 1975. Thirty-five years of continuous discharge of secondary treated effluent into sand beds. Ground Water, vol. 13, no. 2, p. 161-166.
- 6.3.31.- B.R.G.M., 1968. Alimentation artificielle des nappes souterraines. Bulletin du Bureau de Recherches Geologiques et Minieres (2ieme Serie), No. 1, Section III-Hydrogeologie.
- 6.3.32.- BERGSTROM, R. E., 1968. Feasibility criteria for subsurface waste disposal in Illinois. Ground Water, vol. 6, no. 5, p. 5-9.
- 6.3.33.- BERNHART, A. P., 1973. Protection of water-supply wells from contamination by wastewater. Ground Water, vol. 11, no. 3, p. 9-15.
- 6.3.34.- BIANCHI, W. C. y otros, 1978 (1). A case history to evaluate the performance of water-spreading projects. Journal of the American Water Works Association, vol. 70, no. 3, p. 176-180
- 6.3.35.- BIANCHI, W. C. y otros, 1978(2). Fresno, Calif., subsurface drain collector-deep well recharge system. Journal of the American Water Works Association, vol. 70, no. 8, p. 427-435.
- 6.3.36.- BIZE, J., Bourget, L. y Lemoine, J., 1972. L'alimentation artificielle des nappes souterraines. Masson & Cie., Editeurs, Paris.
- 6.3.37.- BOUWER, H., 1970. Groundwater recharge design for renovating waste water. J. Sanit. Eng. Div., Am. Soc. Civ. Eng., Vol.96, no. SA 1, p. 59-74.
- 6.3.39.- BOUWER, H., 1974. Design and operation of land-treatment systems for minimum contamination of ground water. Ground Water, vol. 12, no. 3, p. 140-147.
- 6.3.40.- BOUWER, H., 1976. Zoning aquifers for tertiary treatment of wastewater. Ground Water, vol. 14, no. 6, p. 386-395.

- 6.3.41.- BOUWER, H., 1978. Groundwater Hydrology. McGraw-Hill, New York, 480 p.
- 6.3.42.- BOUWER, H., 1979. Controlled degradation and/or protection zones -nonsense. Ground Water, vol. 17, no. 2, p. 162-165.
- 6.3.43.- BOUWER, H. y otros, 1980. Renovation of sewage effluent with rapid-infiltration land-treatment systems. Wastewater reuse for groundwater recharge, Asano, T. y Roberts, P.V., (ed.), p. 265-282.
- 6.3.44.- BOUWER, H. y Rice, R. C., 1989. Effect of water depth in groundwater recharge basins on infiltration. Journal of the Irrigation and Drainage Division, American Society of Civil Engineers, vol. 115, no. 4, p. 556-567.
- 6.3.45.- BROWN, R. F. y D. C. Signor, 1974. Artificial recharge-state of the art. Ground Water, vol. 12, no. 3, p. 152-160.
- 6.3.46.- BROWN, R. H., A. A. Konoplyantsev y otros, (ed.), 1975. Groundwater studies. UNESCO, Paris.
- 6.3.47.- CHAN, H. T. y Sykes, J. F., 1984. Ground-water mounding beneath a large leaching bed. Ground Water, vol. 22, no. 1, p. 86-93.
- 6.3.48.- CHANG, A. C. y Page, A. L., 1980. Fate of inorganic microcontaminants during groundwater recharge. Wastewater reuse for groundwater recharge, Asano, T. y Roberts, P. V., (ed.), p. 265-282.
- 6.3.49.- CUSTODIO, E. y M. R. Llamas, (ed.), 1976. Hidrología Subterránea. Ediciones Omega, Barcelona, 2359 p.
- 6.3.50.- DIRECTO, L. S. y Lindahl, M. E., 1969. River water quality for artificial recharge. Journal of the American Water Works Association, vol. 61, no. 4, p. 175-180.
- 6.3.51.- FLOOD, F. J. y Avendt, R. J., 1980. Groundwater recharge -case studies; Cedar Creek wastewater reclamation and groundwater recharge facility, Nassau County, New York. Wastewater reuse for groundwater recharge, Asano, T. y Roberts, P.V., (ed.), p. 255-264.
- 6.3.52.- GASS, T. 1977. Protecting ground water from domestic waste-water effluent. Water Well Journal, vol. 31, no. 6, p. 34-35.

- 6.3.53.- GASS, T., 1979. Artificial Recharge. Water Well Journal, vol. 33, no. 1, 2, 4 y 5.
- 6.3.54.- GERBA, Ch. P. y otros, 1975. Fate of wastewater bacteria and viruses in soil. Journal of the Irrigation and Drainage Division, American Society of Civil Engineers, vol. 101, no. IR3, p. 157-174.
- 6.3.55.- GERBA, Ch. P. y Lance, C. J., 1980. Pathogen removal from wastewater during groundwater recharge. Wastewater reuse for groundwater recharge, Asano, T. y Roberts, P.V., (ed.), p. 137-144.
- 6.3.56.- GROVE, D. B y W. W. Wood, 1979. Prediction and field verification of subsurface-water quality changes during artificial recharge. Ground Water, vol. 17, no. 3, p. 250-257.
- 6.3.57.- GUYMON, G. L. y Welch, M. R., 1990. Reclaimed Wastewater storage in ground-water basins. Journal of Water Resources Planning and Management, American Society of Civil Engineers, vol. 116, no. 3, p. 305-322.
- 6.3.58.- HUYAKORN, P. S. y otros, 1987. A three-dimensional analytical method for predicting leachate migration. Ground Water, vol. 25, no. 5, p. 588-598.
- 6.3.59.- IDELOVITCH, E. y otros, 1980. The role of groundwater recharge in wastewater reuse: Israel's Dan Region Project. Journal of the American Water Works Association, vol.72, no.7, p.391-399.
- 6.3.60.- JOHNSON, Ch. C., Jr., 1979. Land application of waste -an accident to happen. Ground Water, vol. 17, no. 1, p. 69-72.
- 6.3.61.- JOHNSON, A. I. y Finlayson, D. J., (ed.), 1989. Artificial Recharge of Ground Water. Proceedings of the International Symposium sponsored by the Irrigation and Drainage Division. American Society of Civil Engineers, Somerset, NJ, USA. 656 pág.
- 6.3.62.- KATZER, T. y K. Brothers, 1989. Artificial Recharge in Las Vegas Valley, Clark County, Nevada. Ground Water, vol. 27, no. 1, p. 50-56.
- 6.3.63.- LAVERTY, F. B., 1970. Recarga artificial de acuíferos en los Valles de Tulum (Prov. de San Juan) y Carrizal (Prov. de Mendoza). Plan de Agua Subterránea, PNUD y CFI, Consejo Federal de Inversiones, Buenos Aires.
- 6.3.64.- LI, C. y otros, 1987. Optimal siting of artificial recharge: an analysis of objective function. Ground Water, vol. 25, no. 2, p. 141-150.

- 6.3.65.- MANN, J. F., Jr., 1976. Wastewaters in the vadose zone of arid regions: hydrologic interactions. Ground Water, vol. 14, no. 6, p. 367-373.
- 6.3.66.- McCORMICK, R. L., 1975. Filter-pack installation and redevelopment techniques for shallow recharge shafts. Ground Water, vol. 13, no. 5, p. 400-405.
- 6.3.67.- MOLDEN, D. y otros, 1984. Microcomputer model of artificial recharge using Glover's solution. Ground Water, vol. 22, no. 1, p. 73-79.
- 6.3.68.- NACIONES UNIDAS, 1977. Almacenamiento y Recarga Artificial de Aguas Subterráneas. Recursos naturales / Serie del agua No. 2, New York, 306 p.
- 6.3.69.- NIGHTINGALE, H. I. y Bianchi, W. C., 1977. Ground-water chemical quality management by artificial recharge. Ground Water, vol. 15, no. 1, p. 15-21.
- 6.3.70.- NIGHTINGALE, H. I. y Bianchi, W. C., 1977. Ground-water turbidity resulting from artificial recharge. Ground Water, vol. 15, no. 2, p. 146-152.
- 6.3.71.- O'HARE, M. P. y otros, 1986. Artificial recharge of ground-water. Lewis Publishers Inc., Chelsea, 419 p.
- 6.3.72.- PETTYJOHN, W. A., 1981. Introduction to Artificial Ground-Water Recharge. National Waterwell Association, Columbus, USA, 44 p.
- 6.3.73.- PFANNKUCK, H. O. y Labno, B. A., 1976. Design and optimization of groundwater monitoring networks for pollution studies. Ground Water, vol. 14, no. 6, p. 455-462.
- 6.3.74.- PICATTO, H. N., 1984. Obras de recarga de la región litoral. INCYTH, Centro Regional Litoral, Publicación No. 015, 34 p.
- 6.3.75.- PIET, G. J. y Zoeteman, B. C. J., 1980. Organic water quality changes during sand bank and dune filtration of surface waters in The Netherlands. Journal of the American Water Works Association, vol. 72, no. 7, p. 400-404.
- 6.3.76.- RAO, N. H. y Sarma, P. B. S., 1980. Growth of ground-water mound in response to recharge. Ground Water, vol. 18, no. 6, p. 587-595.
- 6.3.77.- RAO, N. H. y Sarma, P. B. S., 1981. Ground-water recharge from rectangular areas. Ground Water, vol. 19, no. 3, p. 271-274.

- 6.3.78.- RICE, R. C. y Raats, P., 1980. Underground travel of renovated wastewater. Journal of the Environmental Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 106, No. EE6, p. 1079-1098.
- 6.3.79.- ROBERTS, P. V., y otros, 1978. Direct injection of reclaimed water into an aquifer. Journal of the Environmental Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 104, No. EE5, p. 933-949.
- 6.3.80.- ROBERTS, P. V., 1980. Water reuse for groundwater recharge: an overview. Journal of the American Water Works Association, vol. 72, no. 7, p. 375-379.
- 6.3.81.- ROMERO, J. C., 1970. The movement of bacteria and viruses through porous media. Ground Water, vol. 8, no. 2, p. 37-48.
- 6.3.81.- RUNNELS, D. D., 1977. Wastewaters in the vadose zone of arid regions: hydrologic interactions. Ground Water, vol. 14, no. 6, p. 374-385.
- 6.3.82.- SCHMIDT, C. J. y otros, 1978. A survey of practices and regulations for reuse of water for groundwater recharge. Journal of the American Water Works Association, vol. 70, no. 3, p. 140-147.
- 6.3.82.- SCHNEIDER, A. D. y Jones, O. R., 1983. Basin recharge of playa water. Journal of the Irrigation and Drainage Division, American Society of Civil Engineers, vol. 109, no. 3, p. 309-316.
- 6.3.83.- SCOTT, V. H. y G. Aron, 1967. Aquifer recharge efficiency of wells and trenches. Ground Water, vol. 5, no. 3, p. 6-14.
- 6.3.84.- SHEAFFER, J. R., 1979. Land application of waste -important alternative. Ground Water, vol. 17, no. 1, p. 62-68.
- 6.3.85.- SMITH, C. G., Jr., y J. S. Hanor, 1975. Underground storage of treated water: a field test. Ground Water, vol. 13, no. 5, p. 410-417.
- 6.3.86.- SONTHEIMER, H., 1980. Experience with riverbank filtration along the Rhine River. Journal of the American Water Works Association, vol. 72, no. 7, p. 386-390.
- 6.3.87.- VECCHIOLI, J. y otros, 1975. Wastewater reclamation and recharge, Bay Park, N.Y. Journal of the Environmental Engineering Division, American Society of Civil Engineers, Vol. 101, No. EE2, p. 201-215.
- 6.3.88.- VICTORIA, J. A. y J. M. Pellegrino, 1972. Recarga artificial en el Valle de Tulum, Prov. de San Juan.

Centro Regional de Agua Subterránea, San Juan,
Argentina, Publicación No. 003, 19 p.

- 6.3.89.- WESTON, L. K. y Swain, R. E., 1979. Artificial recharge in South Platte River Basin. Journal of the Irrigation and Drainage Division, American Society of Civil Engineers, vol. 105, no. IR2, p. 117-127.
- 6.3.90.- WRIGHT, K. R. y Rovey, C. K., 1979. Land application of waste-state of the art. Ground Water, vol. 17, no. 1, p. 47-61.
- 6.3.91.- ZOMORODI, K., 1990. Optimal artificial recharge in intermittent multibasin system. Journal of Water Resources Planning and Management, American Society of Civil Engineers, vol. 116, no. 5, p. 639-651.

7.- SISTEMAS DE DISPOSICION DE EXCRETAS

7.- SISTEMAS DE DISPOSICION DE EXCRETAS

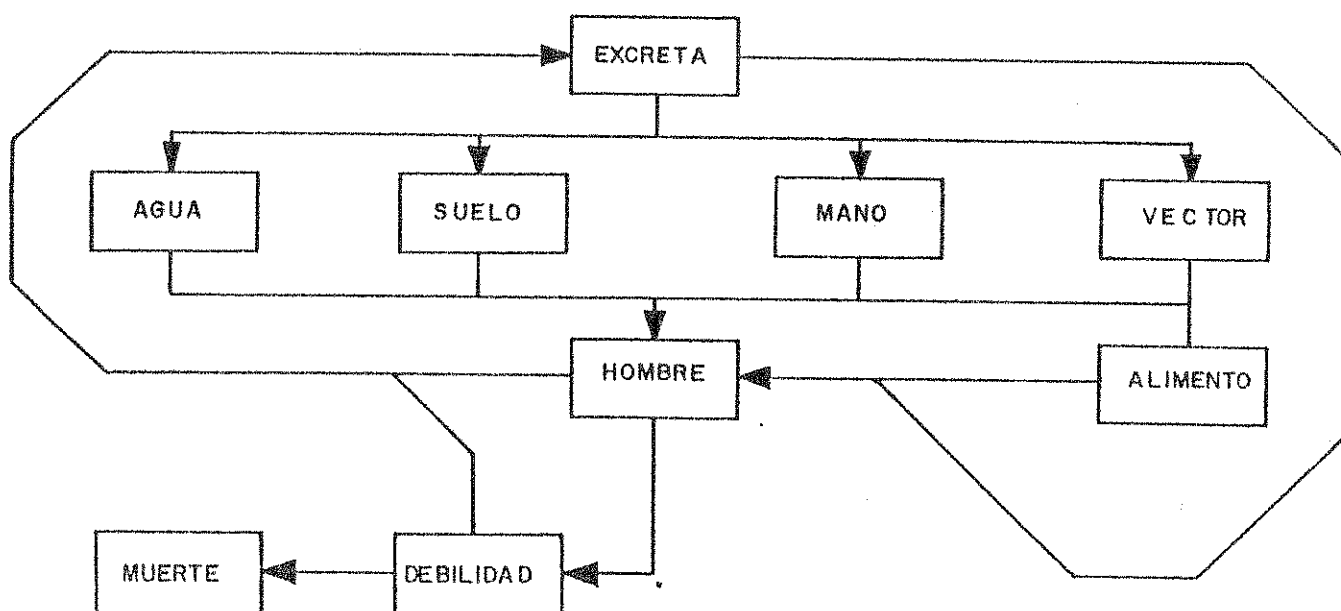
7.1.- FUNDAMENTOS DEL TRATAMIENTO INTRADOMICILIARIO

7.1.1.- Introducción

Una disposición adecuada de los efluentes resulta imprescindible para la protección de la salud pública. Es sabido que aproximadamente 50 tipos de infecciones pueden ser transmitidas de una persona enferma a una sana, por distintos caminos girando alrededor de las excretas humanas.

Asociadas a una escasa o mala dieta nutricional, las enfermedades relacionadas con las excretas humanas ejercen una fuerte influencia en la morbilidad y mortalidad infantil, especialmente en las zonas mas carenciadas de los países en desarrollo, razón por la que, una buena disposición de los efluentes puede alejar y hasta eliminar las causas de transmisión y contagio. Una premisa básica es que una condición de subdesarrollo económico, no debe ser razón suficiente para justificar un subdesarrollo sanitario ni tecnológico.

El esquema siguiente muestra la cadena de transmisión de las enfermedades intestinales, la que depende marcadamente del número de agentes patógenos excretados, de la cantidad de agentes que alcanzan al individuo y de la suceptibilidad de éste.



La solución considerada como la más adecuada para la evacuación y disposición final de la excreta humana, consiste en la conexión a un sistema de redes cloacales que conducen el efluente al Establecimiento Depurador, previo a su disposición final, por cuanto aleja el peligro de contaminación en el domicilio, provee una conducción segura y elimina, cuando el sistema ha sido fundamentado en tecnología apropiada, los peligros de propagación de los agentes de enfermedades transmisibles excretadas por el hombre.

Existen, sin embargo, circunstancias de variada índole tecnológica, social y cultural, que obligan a la búsqueda de otras soluciones, tanto para viviendas ubicadas en el radio servido por red cloacal, cuanto para las viviendas marginadas de la misma o para las agrupadas en pequeñas poblaciones, donde por razones tecnológicas y económicas no es factible la construcción de una red cloacal.

En esos casos, deben emplearse otras soluciones, basadas en la disposición in-situ de las deyecciones, en condiciones que anulen o alejen los riesgos de contaminación.

En efecto, la deficiente construcción de las instalaciones sanitarias domiciliarias conlleva a su uso inadecuado y a la posibilidad de producirse en ellas focos de contaminación. Como lo muestra la experiencia recogida en los trabajos de campo realizados en distintos países, son susceptibles de crear malos hábitos higiénicos por su rechazo al uso, además de convertirse en un serio problema para la higiene y la salud pública.

Por ello debe normarse la construcción de las instalaciones sanitarias domiciliarias de todas las viviendas, tengan o no un sistema de provisión de agua por red distribuidora o sistema de provisión individual domiciliaria y aún en los casos en que solo cuenten con una fuente de agua a corta distancia.

La bibliografía dedicada al estudio de los agentes transmisores de enfermedades, especialmente hídricas, indican las graves consecuencias para la salud humana que puede provocar la falta de un programa de construcción de instalaciones sanitarias en las viviendas. Entre las soluciones viables se encuentra la posibilidad de financiación de los costos, mediante el sistema de autoayuda.

En los numerales siguientes se analizan los tipos de soluciones domiciliarias que cubren los requisitos indispensables para evitar las consecuencias arriba señaladas, aplicables según el Nivel de Servicio previamente definido y en concordancia con el destino final de los efluentes.

7.1.2.- Modificación Secuencial del Nivel de Servicio

Definido inicialmente el Nivel de Servicio de un usuario del sistema, debe analizarse el posible secuenciamiento del mismo, ya que es esperable una mejora progresiva en la calidad, originada en sus propias aspiraciones y elevación del status socioeconómico.

Técnicamente es factible plantear soluciones alternativas, de manera tal que, sin incrementar las inversiones iniciales en forma marcada, sea posible atender en un futuro el requerimiento de mejora, incorporando en lo posible las instalaciones existentes. En la figura 7.1 se permite visualizar varias posibilidades de secuenciamiento del Nivel de Servicio, las que deben interpretarse conformando una grilla operable tanto en sentido horizontal como vertical.

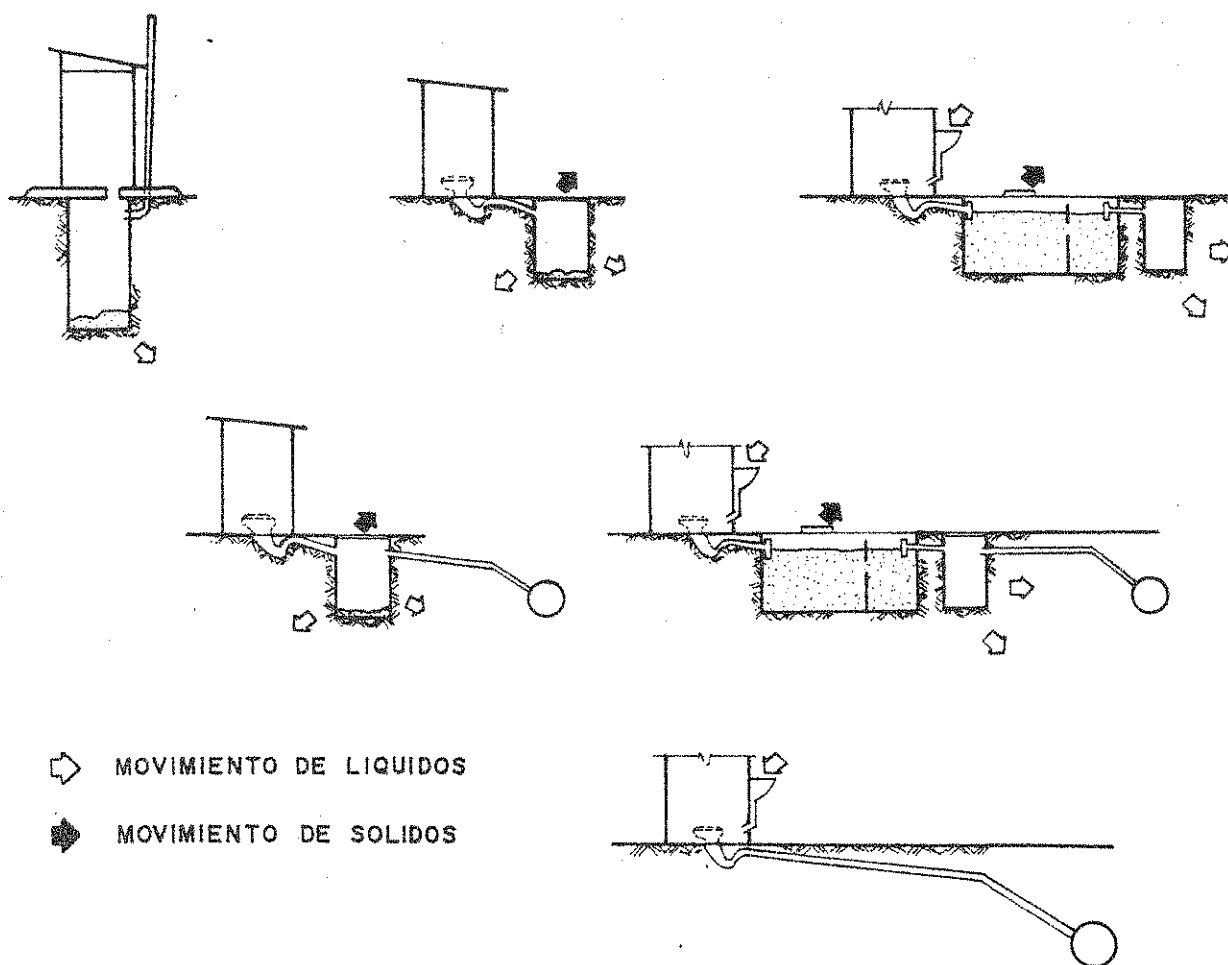


Figura 7.1

Esquemas de alternativas de modificación secuencial
del nivel de servicio

Criterios de Economicidad del Proyecto, desarrollados en el numeral 2.3, son de aplicación para definir la oportunidad en que cada escalón de progresión puede ser aplicado, ya que no debe ser considerado el caso de cada usuario aisladamente, sino dentro del conjunto total que recibe el servicio.

Debe hacerse la salvedad que es admisible la iniciativa individual, tendiente a mejorar el nivel de servicio, lo que es aplicable a casos que puedan resolverse dentro de la propia instalación intradomiciliaria o que un conjunto de usuarios lleve adelante el emprendimiento.

7.2.- LETRINAS SIN ARRASTRE HIDRAULICO

La instalación de letrinas sin arrastre hidráulico, responde a pautas de marcada escasez o falta de disponibilidad de agua por el usuario. La necesidad de disponer consecuentemente las excretas humanas, aún en estos casos extremos, ha sido precedentemente expuesta.

Diversos estudios, realizados a nivel mundial y muy especialmente en países en desarrollo por el TAG (Thechnology Advisory Group) del Banco Mundial y Naciones Unidas, han arribado a conclusiones satisfactorias y diseños específicos, siguiendo pautas claramente marcadas. Entre ellas merecen destacarse:

- a) La necesidad de una superestructura de la letrina que cumpla condiciones básicas de ventilación, escasa iluminación natural y acceso clausurable.
- b) Correcta ventilación protegida del pozo en el que se descargan las excretas.

La superestructura se configura en un recinto techado y cerrado lateralmente, con acceso mediante una puerta que cuente con un dispositivo tal que la mantenga permanentemente cerrada. Dicha precaución es imprescindible por tres razones:

- a) Para asegurar la privacidad del usuario
- b) Para impedir el ingreso de animales e insectos
- c) Para asegurar la penumbra necesaria del recinto, de acuerdo a los requerimientos que más adelante se exponen.

Por razones higiénicas, el piso interior se construye a aproximadamente 0,20 m del nivel de terreno circundante, con una terminación superficial lo más lisa posible y con zócalo del mismo material que el piso, asegurando continuidad constructiva y por ende minimizando los posibles lugares de acumulación de materiales y

sustancias indeseables. Asimismo, el piso tiene pendiente hacia el "agujero sanitario" u orificio de la letrina, lo que favorece el escurrimiento del agua de lavado hacia el mismo e impidiendo que fluya hacia el exterior.

La ventilación de la superestructura, en su forma más sencilla, se materializa mediante aberturas de 0,20 m de alto por 0,30 m de ancho como mínimo, protegidos por malla tipo mosquitero de bronce o plástico. Dichas aberturas se practican en la parte superior de los muros laterales o en la puerta misma.

Las escretas humanas y los papeles caen en el pozo ventilado, ubicado debajo del recinto.

La separación entre la superestructura y el pozo sanitario ventilado se realiza mediante una cubierta, en general de hormigón armado, cuya cara superior constituye el piso de la letrina, de manera tal que la única comunicación entre ambos recintos es el orificio de la letrina.

El pozo queda ventilado mediante un conducto vertical de D° 100mm, cuyo extremo superior debe quedar protegido por una malla mosquitero, de igual material que las ventilaciones del recinto. En general, este conducto se desarrolla exteriormente a la superestructura y convenientemente amurado a alguno de los paramentos de la misma. El extremo superior de esta ventilación sobresale, al menos, 0,50m por sobre el punto más alto del techo de la letrina, lo que asegura su correcto funcionamiento.

La conjunción de las ventilaciones de la superestructura y ventilación del pozo aseguran:

- a) Salida de los gases generados en el pozo
- b) Adecuada ventilación del recinto
- c) Adecuada ventilación del pozo sanitario

Las experiencias antes señaladas han verificado que mediante el mantenimiento del recinto en penumbra y la protección en el extremo superior de la ventilación, se logra un eficiente control de moscas e insectos. En efecto, de ingresar al recinto, y a través del agujero sanitario al pozo, el sistema previsto se convierte en una trampa eficaz, ya que tienden a dirigirse hacia las zonas de luz (ventilación del pozo) de donde no pueden salir debido a la protección superior. La penumbra en el recinto hace que moscas e insectos no se dirijan nuevamente hacia el mismo a través del agujero sanitario, por lo que finalmente perecen en la zona iluminada (ventilación), cayendo al pozo y cortándose de esta manera el ciclo.

Son posibles otras disposiciones alternativas de la superestructura, las que aseguran las condiciones antes

impuestas de penumbra y ventilación, tal como los desarrollos espiral en planta de los muros. En ese caso, la ventilación del recinto se puede producir mediante una abertura superior a la puerta de acceso, la que asegura la entrada de aire en una zona de poca iluminación. Adicionalmente, de quedar la puerta abierta o cuando se abre y cierra la misma, no se introducen moscas o insectos, ya que la misma está materializada en una zona de penumbra.

Habida cuenta del destino y funciones de las instalaciones, la superestructura deberá cumplir con condiciones de resistencia y durabilidad adecuadas. En tal sentido, resulta recomendable que los muros sean ejecutados en ladrillos comunes, ladrillos cerámicos, bloques de mortero de cemento o piedra. Sus fundaciones deberán penetrar, al menos, 0,50 m por debajo del nivel de terreno natural, a efectos de evitar la posible acción de roedores

Estructuras de madera, prefabricadas o ejecutadas en el sitio, solo son aceptables si se puede garantizar el correcto sellado entre juntas e intersticios de sus partes componentes. Los muros de chapas de fibrocemento o tabiques de yeso ofrecen escasa resistencia a acciones exteriores y denotan elevada fragilidad. Las construcciones de adobe, chorizo, etc no son adecuadas para asegurar condiciones básicas de higiene, y mantener bajo control insectos, roedores, etc.

El techo podrá ser materializado mediante chapas de H°G°, fibrocemento, losa cerámica u hormigón, no resultando aconsejable las de resina reforzada con fibra de vidrio, dada su transparencia, lo que configura un factor desfavorable para mantener la penumbra interior del recinto, incidiendo negativamente en el control de moscas e insectos.

La cubierta superior deberá tener una marcada pendiente, en dirección contraria a la puerta, para favorecer el rápido escurrimiento de las precipitaciones y proteger asimismo el área de ingreso. Resulta recomendable adoptar un voladizo - alero perimetral de al menos 0,15 m, pudiendo extenderse el mismo en coincidencia con la puerta de entrada.

No son aconsejables, tanto para paredes y techos, materiales fácilmente degradables, de difícil mantenimiento y/o que contribuyan a la proliferación de insectos, arañas y en especial vinchucas, por lo que es necesario prever el adecuado sellado de juntas entre distintos elementos, revoques interior y exterior de los muros y un correcto taponamiento de intersticios entre chapas y muros, cuando esa sea la solución de techo adoptada.

Un zócalo interior, de 0,15 - 0,20 m de altura, dando continuidad al piso, es recomendable para asegurar condiciones básicas de higiene y facilitar la limpieza.

La puerta de ingreso, su marco y las ventilaciones de la superestructura deben ser de madera maciza, con herrajes comunes. No es aconsejable utilizar carpintería metálica por su menor durabilidad y mayor costo de mantenimiento. Una solución económica y que asegura condiciones de funcionamiento adecuado, es incorporar la ventilación a la puerta, materializando la misma en forma de una abertura localizada a 0,10 m de la parte superior, con dimensiones de 0,20 m de altura por 0,30 m de ancho. La protección se logra a bajo costo, mediante una malla fina (del orden de $1,5 \times 1,5$ mm de abertura neta) de plástico, convenientemente tomada mediante contravidrios de madera.

La puerta debe abrir hacia el exterior y garantizarse su cierre permanente mediante sencillos dispositivos, tales como resortes, tensores de goma, contrapesos, etc. Un ligero "desplome" del marco, del orden de 1cm entre la parte inferior y la superior y hacia el interior del recinto, contribuye marcadamente a la tendencia al cierre de la puerta. La privacidad puede ser asegurada mediante un pasador interior, materializado en un pequeño travesaño de madera y su correspondiente soporte de alojamiento en el marco. Los pasadores metálicos standard no son convenientes, por su escasa durabilidad y fácil deterioro frente a presiones sobre la puerta.

Si se contara con energía eléctrica, y el propietario resolviera proveer de iluminación artificial al local, una sencilla instalación mediante cañería flexible de PVC puede permitir tal confort adicional. La boca de iluminación es conveniente se ubique lateralmente, sobre uno de los muros, a 2 - 2,20 m de altura y la llave de encendido en el mismo paramento de la puerta, próxima al ingreso.

Una lámpara incandescente de bajo consumo (15-25 W) provee la iluminación necesaria. Las recomendaciones de uso, para este caso, deben insistir marcadamente en la conveniencia de utilizar la iluminación artificial solo en casos de reconocida necesidad y que los usuarios apaguen la misma antes de abandonar el recinto. Debe recordarse que el principio básico del mantenimiento bajo control de la proliferación de moscas e insectos, es el de asegurar la penumbra del cuarto sanitario.

Pueden introducirse mejoras sustanciales en el orificio de la letrina, conformándolo según la típica disposición "a la turca", o aún configurando un asiento. Son posibles tapas del mismo, a condición de que aseguren el ingreso de aire al pozo, para lo que deben contar con orificios o separadores. Cuando se sobreeleva el nivel del asiento, un orificio de diámetro de 30 - 50 mm a nivel de piso deberá ser construido, para facilitar la descarga del agua de limpieza hacia el pozo; en ese caso, la pendiente del piso debe dirigirse hacia la boca del orificio, la que en general se ubica en la parte inferior del pedestal.

El volumen requerido por el pozo de acumulación es una función del número habitual de usuarios y el período asignado de vida útil.

Los sólidos acumulados pueden estimarse en el orden de $0,06 \text{ m}^3/\text{usuario-año}$. Este valor debe incrementarse en un 50% si el material de limpieza anal no es fácilmente degradable (por ejemplo bolsas multicapa, trapos, fibras, etc.).

Son deseables períodos de diseño del orden de 7 a 10 años, los que deben compatibilizarse con el diámetro posible del pozo sanitario y su máxima profundidad, restringida por costos de excavación y posición de la capa freática. El fondo del pozo debe quedar localizado, al menos, a 0,60m de la capa freática.

Para diversos diámetros, un aporte de $0,06 - 0,09 \text{ m}^3/\text{usuario-año}$ y un número variable de usuarios entre 4 y 7 personas, es posible conformar los cuadros 7.1, 7.2 y 7.3, los que consideran:

- a) Aporte de $0,06 \text{ m}^3/\text{usuario-año}$
- b) Aporte de $0,09 \text{ m}^3/\text{usuario-año}$, sobre la base de los comentarios precedentes de material de limpieza anal.

Cuadro 7.1.

Diámetro y sección de pozos de acumulación

D° (m)	Sección (m^2)
1,00	0,785
1,20	1,131
1,50	1,767

Cuadro 7.2.

Contribución anual por usuario ($\text{m}^3/\text{año}$ de sólidos * usuario)

Usuario (hab.)	C = 0,06 ($\text{m}^3/\text{año}$)	C = 0,09 ($\text{m}^3/\text{año}$)
4	0,24	0,36
5	0,30	0,45
6	0,36	0,54
7	0,42	0,63

Cuadro 7.3.

Profundidad del pozo de acumulación (m/año)

Usua- rio (hab)	C = 0,06 (m ³ /año)			C = 0,09 (m ³ /año)		
	D= 1,00m	D= 1,20m	D= 1,50m	D= 1,00m	D= 1,20m	D=1,50m
4	0,31	0,21	0,14	0,46	0,32	0,20
5	0,38	0,27	0,17	0,57	0,40	0,25
6	0,46	0,32	0,20	0,69	0,48	0,31
7	0,53	0,37	0,24	0,80	0,56	0,36

Para obtener la profundidad total del pozo, se multiplica la altura h (m/año) de el cuadro 7.3. por el número de años previstos como vida útil, adicionándose 0,50 m.

$$H_p = h \text{ (m/año)} * n \text{ (años)} + 0,50 \text{ m}$$

Las figuras 7.2 a 7.5 ilustran el funcionamiento de las letrinas sin arrastre hidráulico, alternativas de superestructura y detalles constructivos.

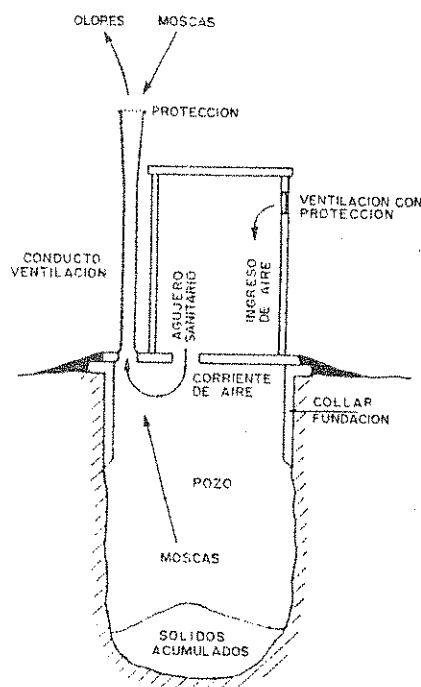


Figura 7.2

Letrinas sin arrastre hidráulico
esquema de funcionamiento

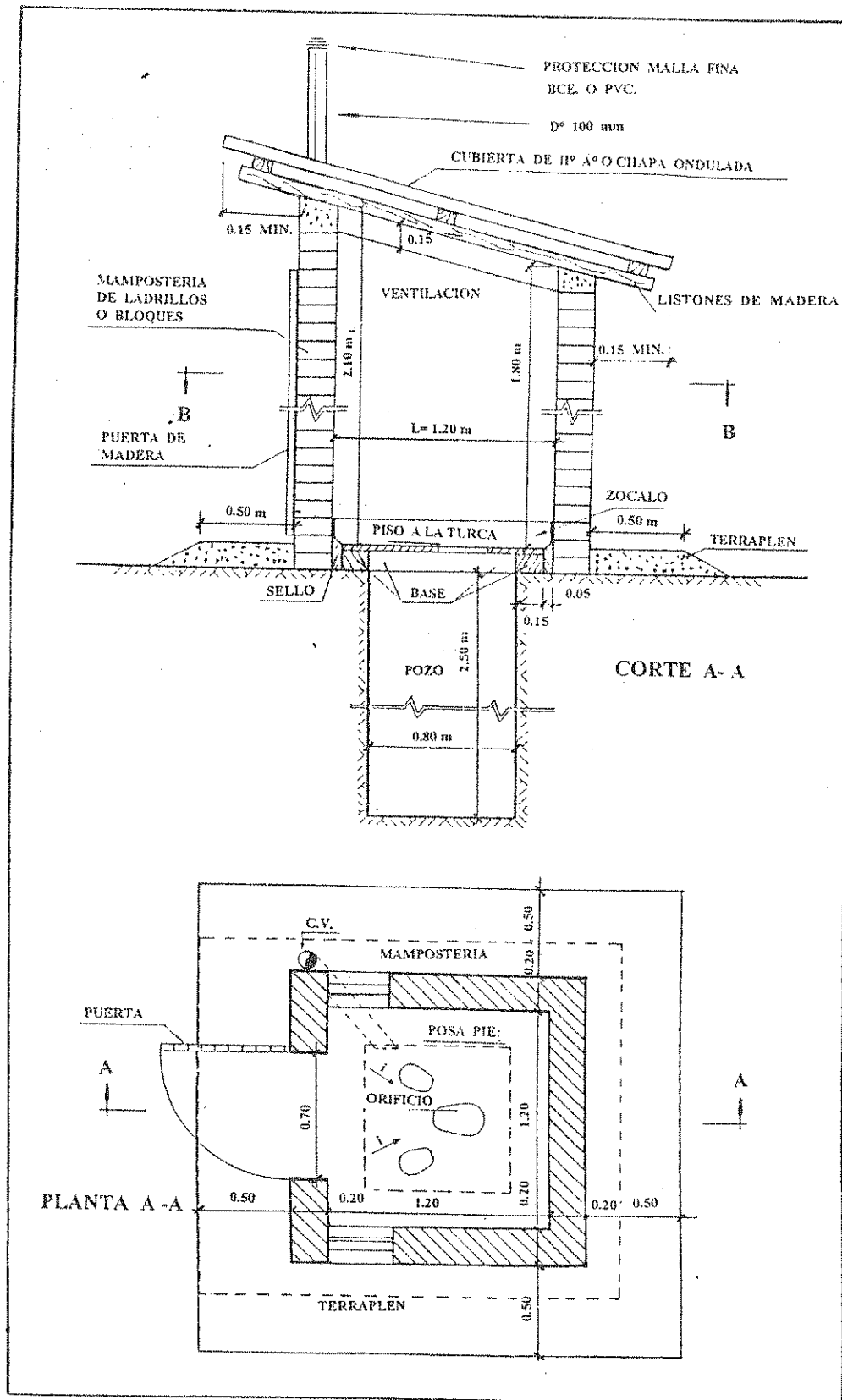


Figura 7.3

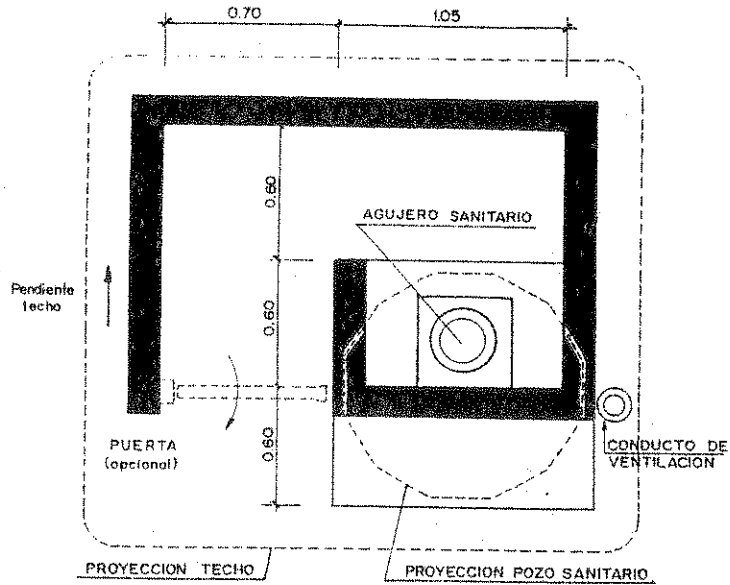


Figura 7.4

Superestructura alternativa - Desarrollo espiral

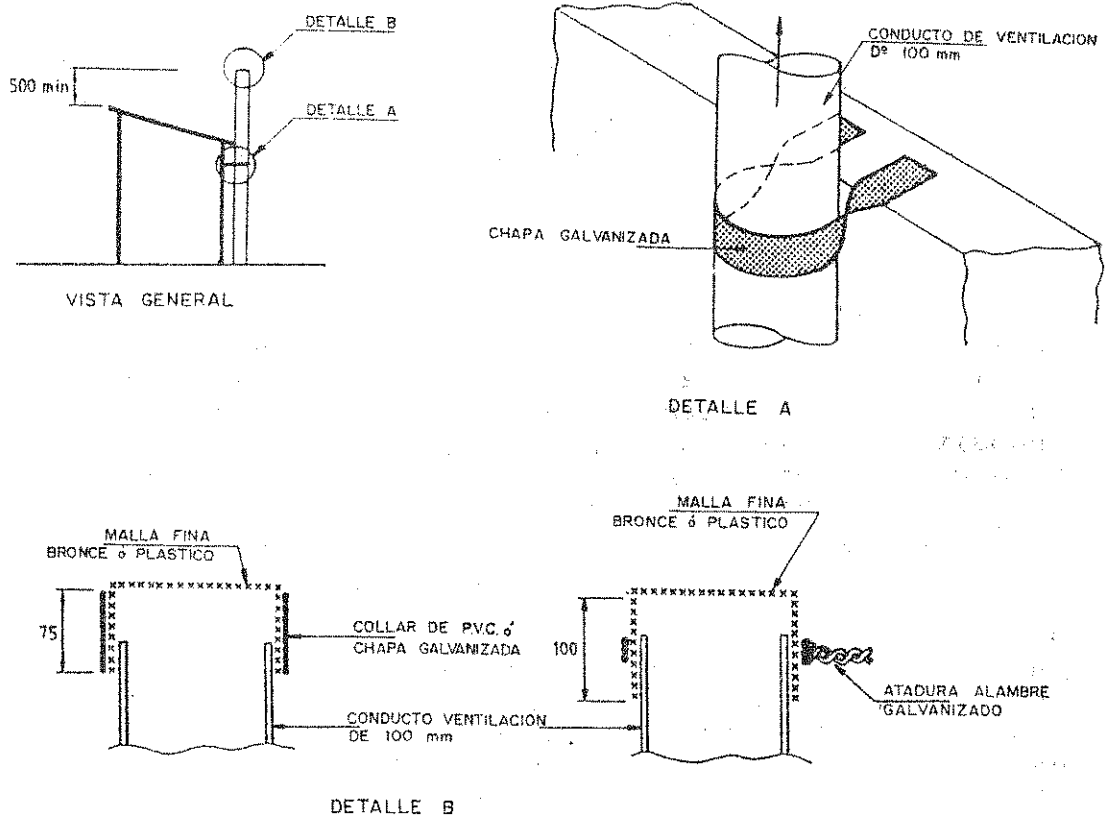


Figura 7.5

Detalles de ventilación

7.3.- SISTEMAS MINIMOS CON ARRASTRE HIDRAULICO

Los sistemas con arrastre hidráulico comprenden dos partes principales:

- a) La letrina, con su sistema de arrastre y cierre hidráulico.
- b) Las unidades de disposición de los líquidos y sólidos resultantes.

Las excretas depositadas en la taza sanitaria, son removidas mediante un bajo volumen de agua. Alrededor de 2 a 3 litros son necesarios, contra los tradicionales 10 a 17 que utilizan los sistemas de descarga con depósito.

Algunas disposiciones, ya analizadas para las letrinas sin arrastre hidráulico, son de aplicación. Los requerimientos de ventilación y penumbra de la superestructura son los mismos, así como pendientes del piso, etc.

En general, se considera que un volumen del orden de 4 a 10 litros por día y usuario habitual es suficiente para el funcionamiento de la letrina.

Los bajos consumos de agua que el sistema requiere, lo hacen aplicable a los casos de disponibilidad reducida de agua potable, constituyendo un avance significativo sobre las letrinas sin arrastre hidráulico, al mismo tiempo que permiten la reutilización del agua usada para lavado de ropas e higiene personal.

El desagüe producido en los usos mencionados, es acumulada en recipientes transportables (en general baldes de 7 a 12 litros de capacidad). El usuario de la letrina, luego del uso de la misma, produce el arrastre del material depositado en la taza sanitaria arrojando el líquido en ella. Esta cuenta con cierre hidráulico mediante sifón, por lo que hay un efectivo dispositivo de separación entre el recinto de la letrina y el efluente generado y su lugar de disposición.

Hay una importante variedad de tazas sanitarias, la que abarca los típicos inodoros de pedestal, inodoros a la turca y palanganas sanitarias especialmente diseñadas para este fin. Resulta imprescindible, antes de definir el tipo de taza a utilizar, realizar un reconocimiento de los materiales habitualmente utilizados por los usuarios para la limpieza anal, ya que la presencia del sifón y la baja cantidad de agua que se usa para la limpieza y arrastre, no hacen recomendables papeles pesados, fibras vegetales, etc.

El efluente es, en general, dispuesto en un pozo absorbente, el que puede estar localizado inmediatamente abajo de la letrina o en sus inmediaciones.

En todos los casos, la distancia mínima entre el fondo del pozo y el nivel máximo que alcance la capa freática debe ser de 0,60 m.

Si se cuenta con una razonable infiltración en el suelo, puede esperarse una acumulación anual del orden de 25 a 30 litros de sólidos por usuario y año.

Si esta infiltración no es posible, el pozo actúa como pozo de acumulación, a razón de una tasa media de 10 litros por día y usuario, valor que depende marcadamente de condiciones locales.

El diseño del sistema debe contemplar, para cada vivienda, la necesidad futura de realizar un pozo adicional, para lo que es conveniente prever el espacio necesario.

Las figuras 7.6 a 7.9 muestran disposiciones alternativas y detalles de este tipo de letrinas.

El cálculo de la capacidad de infiltración del líquido depositado en el pozo, puede ser realizado a través de los ensayos de campo que más adelante se describen (numeral 7.5.2).

Cuando se usa o prevé un solo pozo, es necesario contar con dispositivos mecánicos de vaciado del mismo, una vez ocurrida su colmatación. Solo períodos del orden de dos años o más aseguran la natural biodegradación de los patógenos excretados, por lo que es necesario garantizar esta permanencia.

Si los patógenos no son removidos por medio de un tratamiento adecuado, pueden sobrevivir en el suelo, según los tiempos asignados en el cuadro 11.7.4 siguiente:

Cuadro 11.7.4

Patógenos	Tiempo de Supervivencia
Virus	Menor o igual a 6 meses generalmente 3 meses
Bacterias	Menor o igual a 3 años generalmente 2 meses
Protozoarios	Menor o igual a 10 días generalmente 2 días
Helmintos	Menor o igual a 7 años generalmente 2 años

La figura 7.10 transcribe un gráfico de influencia de tiempo y temperatura en pozos negros y barro de fondo sobre la mortandad de patógenos típicos. En condiciones normales de digestión, al cabo de un año no hay prácticamente supervivencia, por lo que los dos años recomendados garantizan la posibilidad de extracción del barro sin afectar al personal o al entorno del destino final de los mismos.

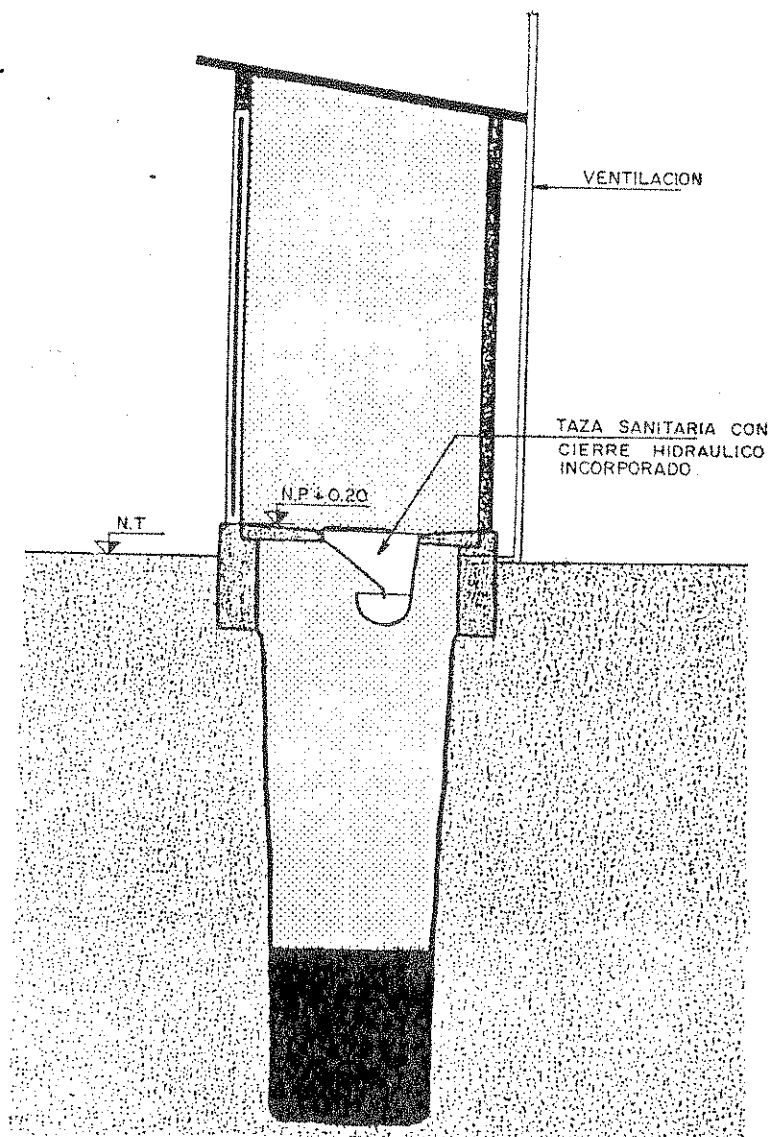
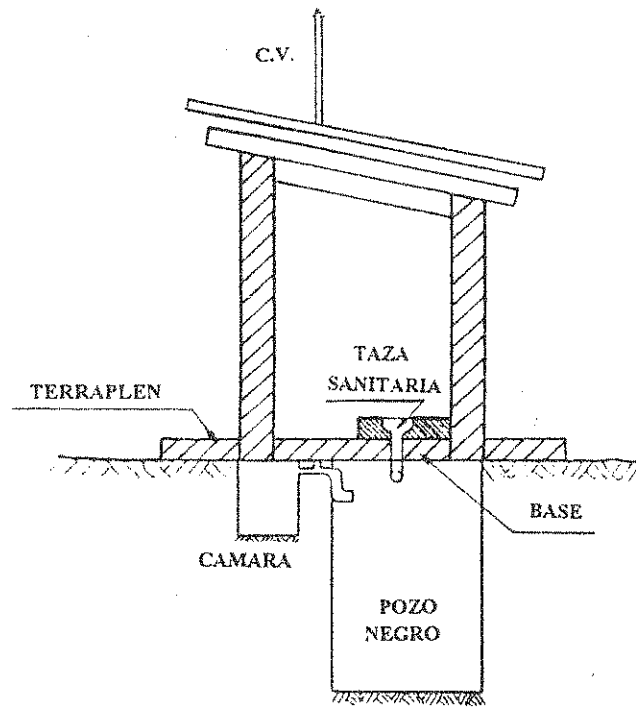
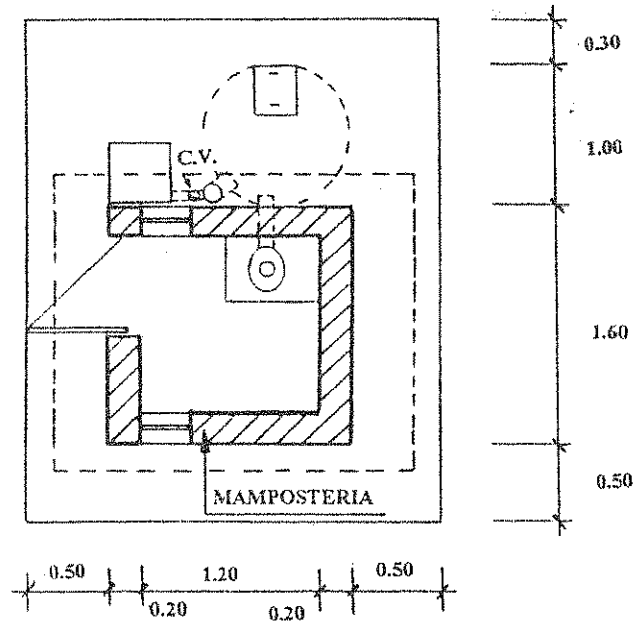


Figura 7.6

Letrina con arrastre hidráulico - esquema



CORTE



PLANTA

Figura 7.7

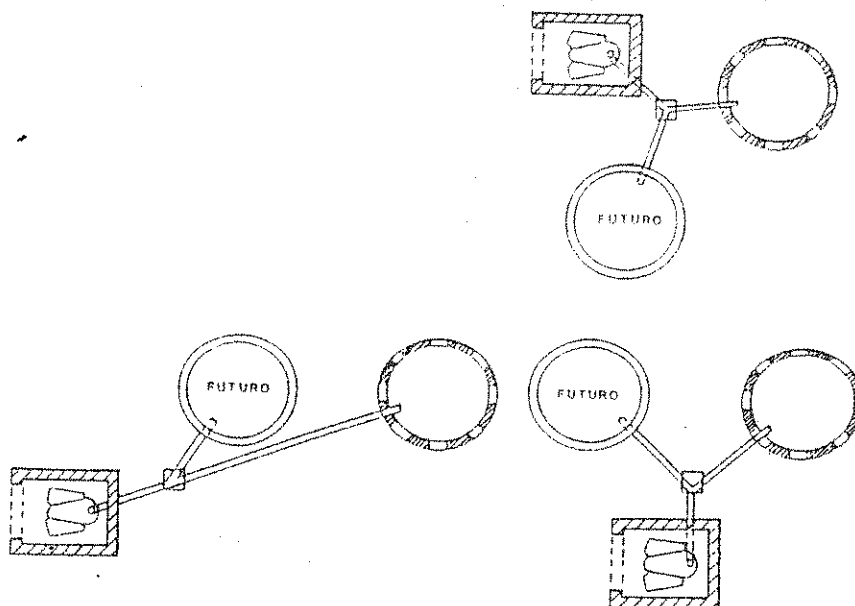


Figura 7.8

Letrinas con arrastre hidráulico disposiciones típicas

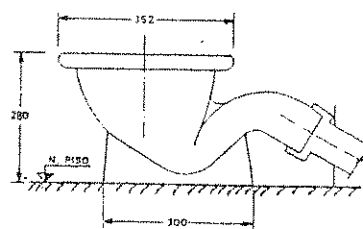
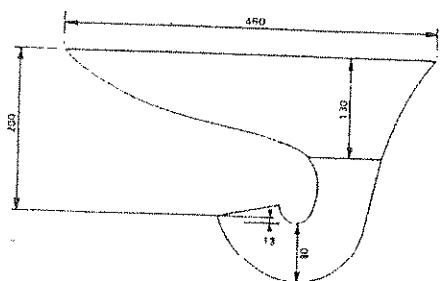
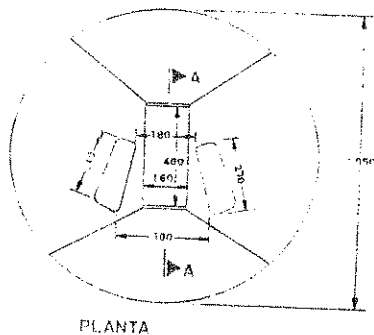
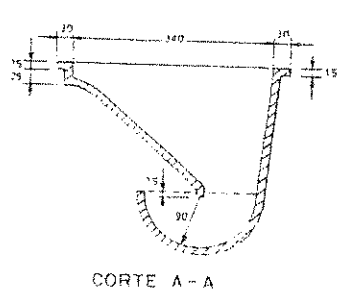


Figura 7.9

Tazas sanitarias con cierre hidráulico

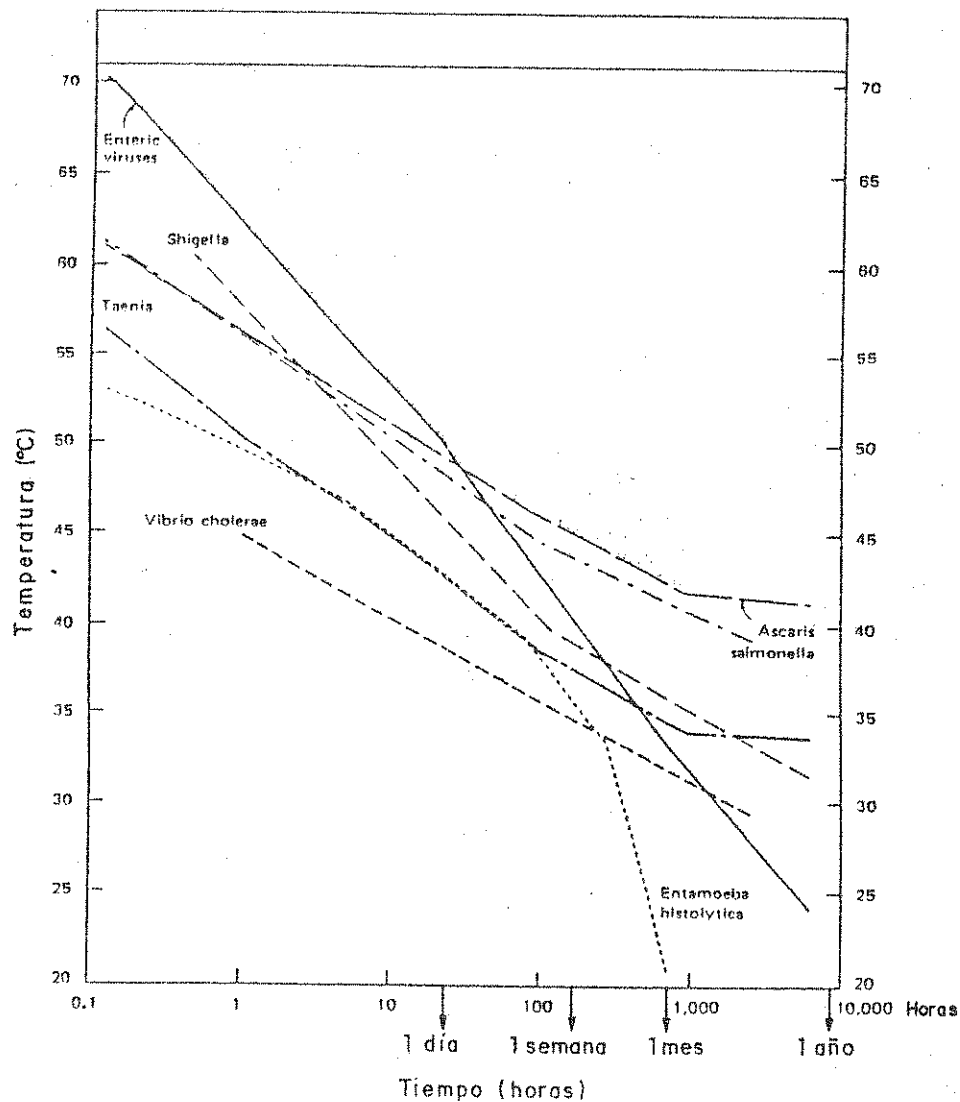


Figura 7.10

Influencia del Tiempo y Temperatura sobre Patógenos en Pozos Negros y Barro Acumulado

7.4.- CAMARAS SEPTICAS

7.4.1.- Introducción

Para viviendas que cuentan con servicio de provisión de agua, abastecidas desde redes públicas ó por sistemas individuales, es esperable un volumen diario de efluentes cloacales del orden de 80 litros o más por habitantes.

Dada la importancia de dicho volumen y de no contar la vivienda con servicio de colectoras cloacales, deberá procurarse un sistema individual de disposición final, capaz de evacuarlo.

El sistema más difundido por su efectividad y economía es el compuesto por cámara séptica e infiltración en el subsuelo. La totalidad de los efluentes líquidos contaminados de una vivienda, fundamentalmente cloacales, se pueden derivar a este sistema de depuración y disposición.

Hacia la cámara séptica deben ser enviados todos los efluentes cloacales provenientes de: inodoros, bidé, duchas, bañeras, lavatorios, mingitorios, piletas de lavar ropa, pileta de cocina, rejillas de pisos internos. Bajo ningún concepto se deberá enviar agua de lluvia a la cámara séptica.

Aproximadamente el 99,9% de la composición de los desagües domiciliarios es agua altamente contaminada, que necesita ser dispuesta en un área de suelo para su percolación. El 0,1% restante representa a los sólidos sedimentables. En las cámaras sépticas, un porcentaje de los sólidos disueltos se transforman en sedimentables, decantando también.

En esta unidad se produce la separación de las fases líquidas y sólidas del efluente. La primera constituye el efluente de la cámara, mientras la segunda sedimenta formando depósitos o flota transformándose en espuma o costra superficial.

Los barros sedimentados se digieren anaeróticamente; idéntico proceso se produce con la espuma, además de la acción degradante de los hongos. Ambas acciones provocan la transformación de la materia orgánica del efluente.

El proceso de asimilación de la materia orgánica es realizado por bacterias facultativas y anaeróbicas que actúan en ausencia de oxígeno, reduciéndola a sustancias orgánicas poco oxidadas, disolviendo algunos sólidos o pasándolos al estado líquido. En esta fase se desprenden gases, entre ellos principalmente Metano, Dióxido de Carbono y pequeñas cantidades de Hidrógeno Sulfurado.

La acción biológica que se desarrolla en la fase líquida es escasa, debiéndose evitar el ingreso de derivados del petróleo, materiales grasos y aceites, a efectos de no interferir o reducir sensiblemente dicha acción.

La espuma que ocupa la superficie del líquido de la cámara séptica, está constituida por grasas y sólidos refltados por los gases ascendentes, provenientes de la digestión anaeróbica de los barros.

El líquido parcialmente clarificado escurre hacia la salida, que se realiza por debajo de la capa flotante de espuma. Para evitar el escape de ésta, se coloca una pantalla superior o chicana de retención en el egreso de la cámara séptica.

Al solubilizarse los sólidos cloacales, dan como efluente un líquido con elevado contenido coloidal, altamente contaminado, pero más estable. Si la capacidad de la cámara es suficiente y está construida de acuerdo a lo normado, se podrá disponer el líquido en campos de infiltración subsuperficial, campos de percolación, pozos absorbentes o filtros anaeróbicos, según sean los caudales y las condiciones locales del suelo en cada caso.

Cuando el suelo y condiciones de emplazamiento sean favorables, puede esperarse que el sistema de cámara séptica y disposición en el subsuelo preste un servicio satisfactorio.

7.4.2.- Eficiencias Promedio de las Cámaras Sépticas

Pueden ser utilizados los valores que a continuación se detallan como eficiencia de las cámaras sépticas en remoción de: Sólidos Decantables en 2h (SD), Demanda Biológica de Oxígeno (DBO_5), Demanda Química de Oxígeno (DQO), Sólidos en Suspensión (SS), Grasas y Aceites (GA).

En cámaras sépticas correctamente proyectadas, construidas y mantenidas se observaron los siguientes porcentajes de remoción de esos parámetros. (s/Azevedo Netto y Lothar Hess - D.A.E, 1970)

DBO_5	DQO	SD	SS	GA
40 a 60	30 a 60	85 a 95	50 a 70	70 a 90

La eficiencia en reducción de las concentraciones de la DBO_5 (o DQO) y los sólidos sedimentables pueden incrementarse aumentando el tamaño de la cámara y en consecuencia la permanencia hidráulica.

Los valores del cuadro 11.7.5 corresponden a la concentración media del Efluente de las Cámaras Sépticas y la variación prevista en disminución o aumento.

Cuadro 11.7.5

ELEMENTO	Valor en mg/L del EFLUENTE	VARIACION en %
SS	90	- 70
DBO ₅	160	- 27
DQO	323	- 47
SOLIDOS TOTALES	378	- 46
CARBONO TOTAL ORGANICO	129	- 46
FOSFORO TOTAL	18	- 40
NITROGENO AMONiacal	27	- 8
NITROGENO TOTAL como N	32	- 8
SULFATOS	7,6	- 67
FOSFATOS	34	+ 240
ALCALINIDAD	390	+ 225
CLORUROS	95	+ 111

Fuente: Environmental Sanitation Reviews (ISSN 0125-5088)
Septic Tank and Septic Systems N° 7/8 - April 1982.

Existe similitud en los distintos parámetros con las otras fuentes a excepción de lo indicado en la remoción de la DBO₅ valor que parecería bajo.

Como se puede observar, la función desempeñada por la cámara séptica es la disgregación y decantación del efluente, realizando solamente un tratamiento primario. Por ello se debe continuar el proceso de depuración para poder disponerlo en cuerpos superficiales. Caso contrario, puede aprovecharse el poder de depuración de los suelos con una adecuada infiltración.

Numerosos estudios se han realizado a fin de poder evaluar la capacidad de remoción de los coliformes, virus y el comportamiento de algunas sustancias químicas, con el fin de poder realizar la disposición en el suelo del efluente de la cámara séptica, pero dada la disparidad de resultados obtenidos, por la gran dificultad del manejo de los virus, es que no se consignan los resultados.

7.4.3.- Localización de las Cámaras Sépticas

Los manuales de Water for The World (US Agency for International Development), Banco Mundial, publicaciones diversas de Brasil, Colombia, etc. dan guías orientativas sobre la localización de Cámaras Sépticas con referencia a otras instalaciones usuales. Las distancias, en general, son las mínimas aconsejadas para mantener el conjunto dentro de aceptables criterios sanitarios (ver cuadro 11.7.6):

Cuadro 11.7.6

Item	Distancia Mínima (metros)
Edificaciones	1,50
Límites de Propiedades	1,50
Pozos de Agua	10,00 (*)
Cursos de Agua	7,50
Represas	7,50
Cañerías de Agua	3,00
Caminos, senderos	1,50
Arboles importantes	3,00

(*) Más de 30,00m para arenas y gravas. Valores mayores para rocas fisuradas o partidas.

Estas distancias deben interpretarse como mínimas, y adecuarse a las circunstancias locales, respetando en todos los casos un cierto orden de importancia. Las distancias a árboles tiende a asegurar que las raíces de los mismos no afecten la estructura de las cámaras, mientras que los 1,50m de alejamiento a edificaciones protegen a las mismas de infiltraciones, o los 10,00 m a pozos de agua protegen la contaminación de éstos contra posibles infiltraciones.

En este orden de consideración, en caso de no ser factible cubrir simultaneamente todos los requerimientos, se deberá asignar prioridad a aquellos que reconozcan un origen de protección sanitaria.

En la Figura 7.11 se permite visualizar la interpretación gráfica del cuadro precedente.

7.4.4.- Funciones de las Cámaras Sépticas

Las Cámaras Sépticas son diseñadas para proveer el espacio y volúmenes requeridos para cuatro funciones separadas:

- a.- Intercepción de sólidos
- b.- Digestión de los sólidos sedimentados
- c.- Almacenamiento de los sólidos digeridos
- d.- Almacenamiento y degradación de la espuma

La intercepción de los sólidos comprenden dos fracciones: los que ingresan con el afluente y los que ascienden de la capa de barros flotados por los gases allí producidos.

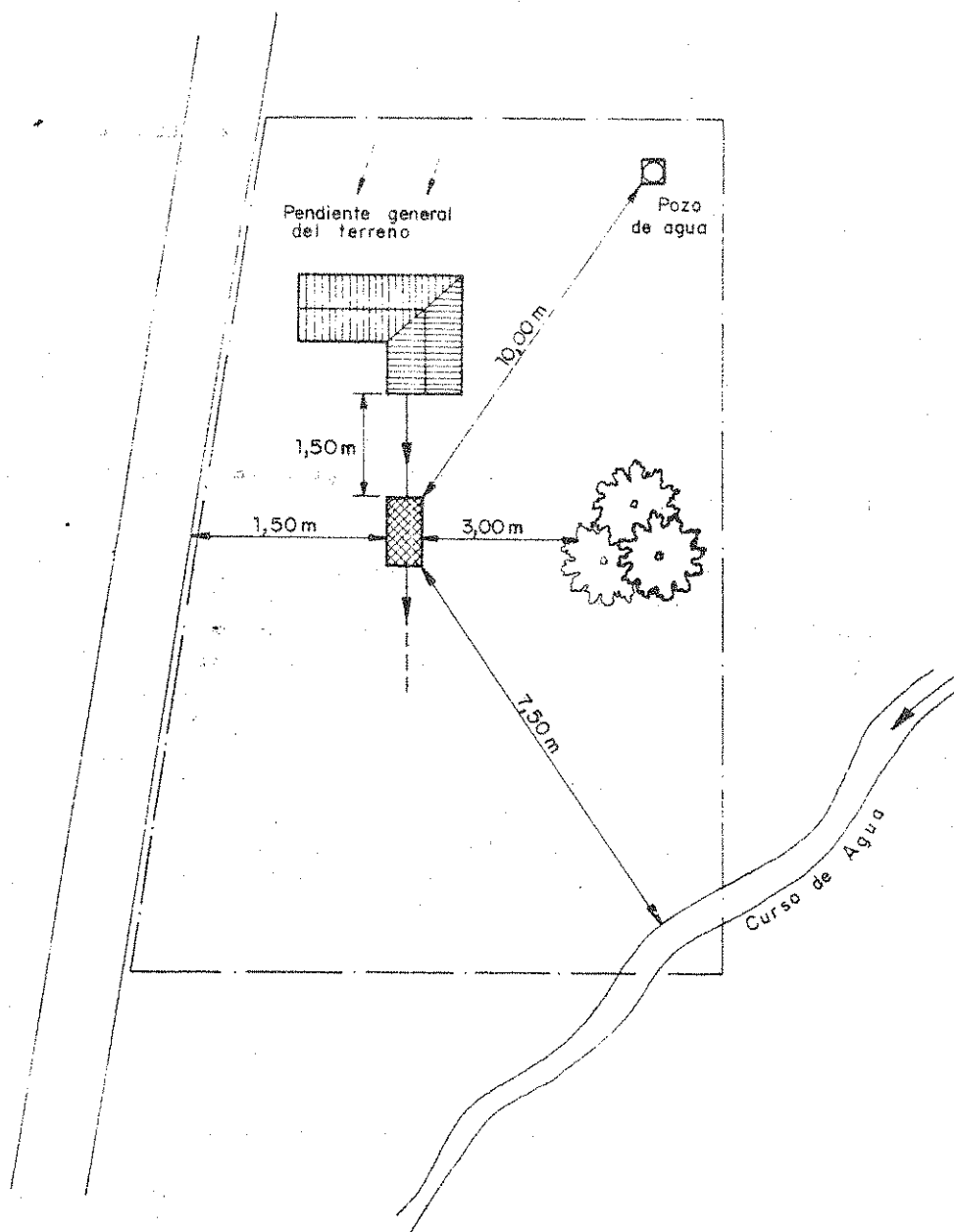


Figura 7.11

Localización Cámaras Sépticas - Distancias Mínimas

Teóricamente, la temperatura afecta la tasa de sedimentación, al cambiar la viscosidad de la fase líquida, pero en la práctica su influencia es muy pequeña y generalmente ignorada. La temperatura sí afecta la tasa de digestión anaeróbica y consecuentemente la producción de gases; por ello, aumentos de temperatura ocasionan una mayor cantidad de sólidos reflotados.

Como resultante de agitaciones hidráulicas, generadas a partir de picos de caudal durante cortos períodos, sólidos depositados en el fondo son resuspendidos.

Estos dos factores, reflotación y resuspensión, se originan a consecuencia de los largos tiempos de retención, normalmente muy superiores a los utilizados en unidades de sedimentación.

Usualmente, un tiempo mínimo de retención hidráulica de 24 hs es usual. Según Fair y Geyer (Water Supply and Waste Engineering) el tiempo de retención, relacionado con el aporte por habitante servido, puede ser establecido por la siguiente expresión:

$$t_{hd} = 1,5 - 0,3 * \log (P * q)$$

Donde:

t_{hd} = mínimo tiempo de retención hidráulica, expresado en días

P = población servida

q = caudal diario aportado por habitante servido, en litros/(habitante * día)

Esta expresión indica que el tiempo mínimo de retención hidráulica decrece a medida que la población servida o la aportación per cápita crece. Ello tiene en cuenta un factor de simultaneidad de uso, que deprime el coeficiente de pico por aumento de población, mayor caudal diario unitario o ambos factores simultáneos.

El mínimo tiempo de permanencia hidráulica, recomendado, es de seis horas.

Los mismos autores recomiendan, para sedimentación un volumen de:

$$V_h = 10^{-3} * P * q * t_{hd}$$

En las figuras 7.12 y 7.13 están representadas, paramétricamente con los aportes diarios por habitante servido, los tiempos mínimos de retención hidráulica y volúmenes para sedimentación, como consecuencia de aplicar las dos expresiones anteriores a una población variable entre 2 y 30 habitantes y para "q" comprendido entre 80 y 160 l/hab*día.

Aún cuando la digestión de los sólidos interceptados y el almacenamiento de sólidos digeridos son dos funciones separadas de la Cámara Séptica, es necesario considerarlas en forma conjunta, dado que la información de las observaciones efectuadas no permiten distinguirlas.

CAMARAS SEPTICAS TIEMPOS DE PERMANENCIA HIDRAULICA

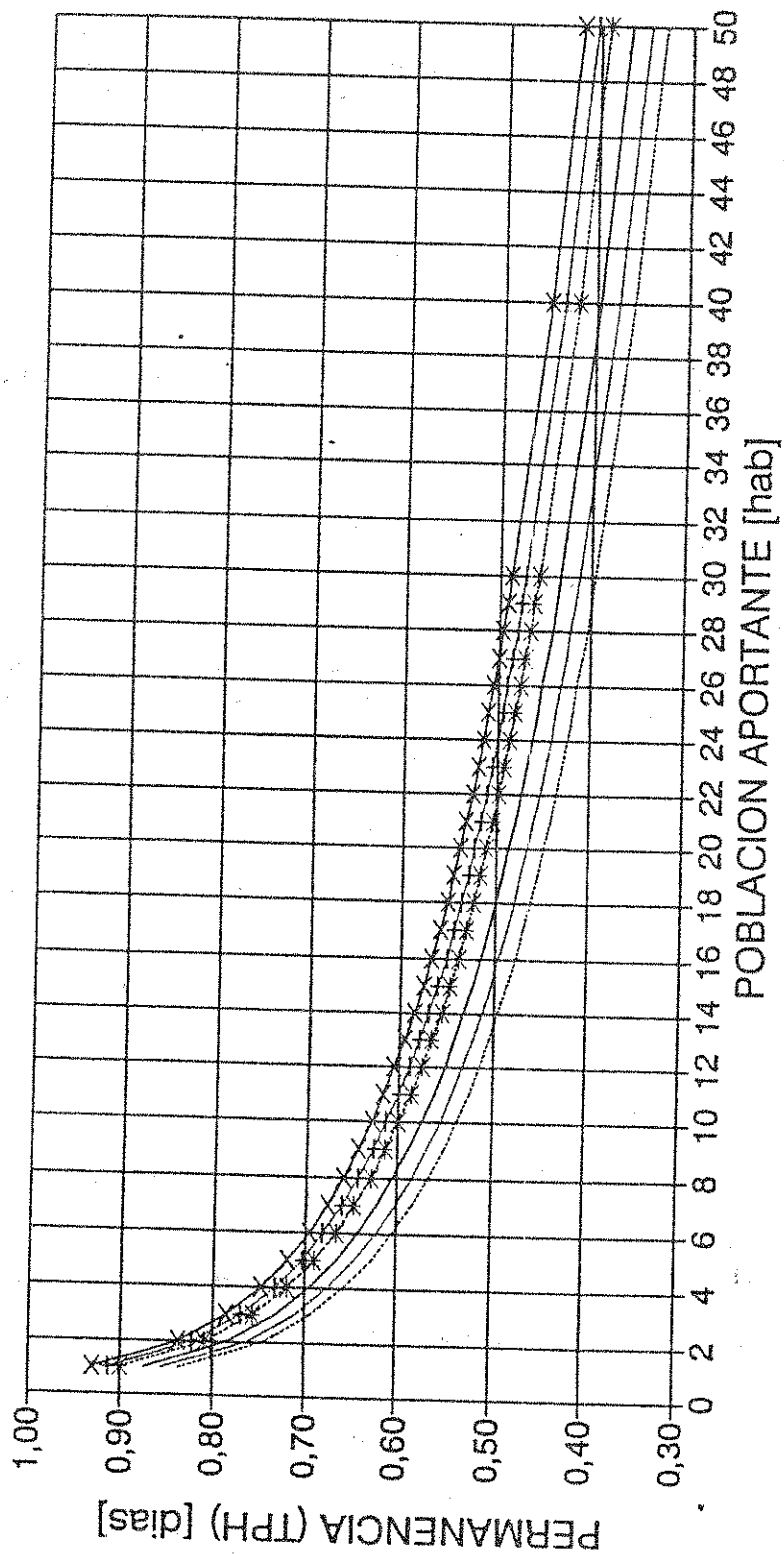


FIGURA 7.12

CAMARAS SEPTICAS VOLUMENES DE SEDIMENTACION

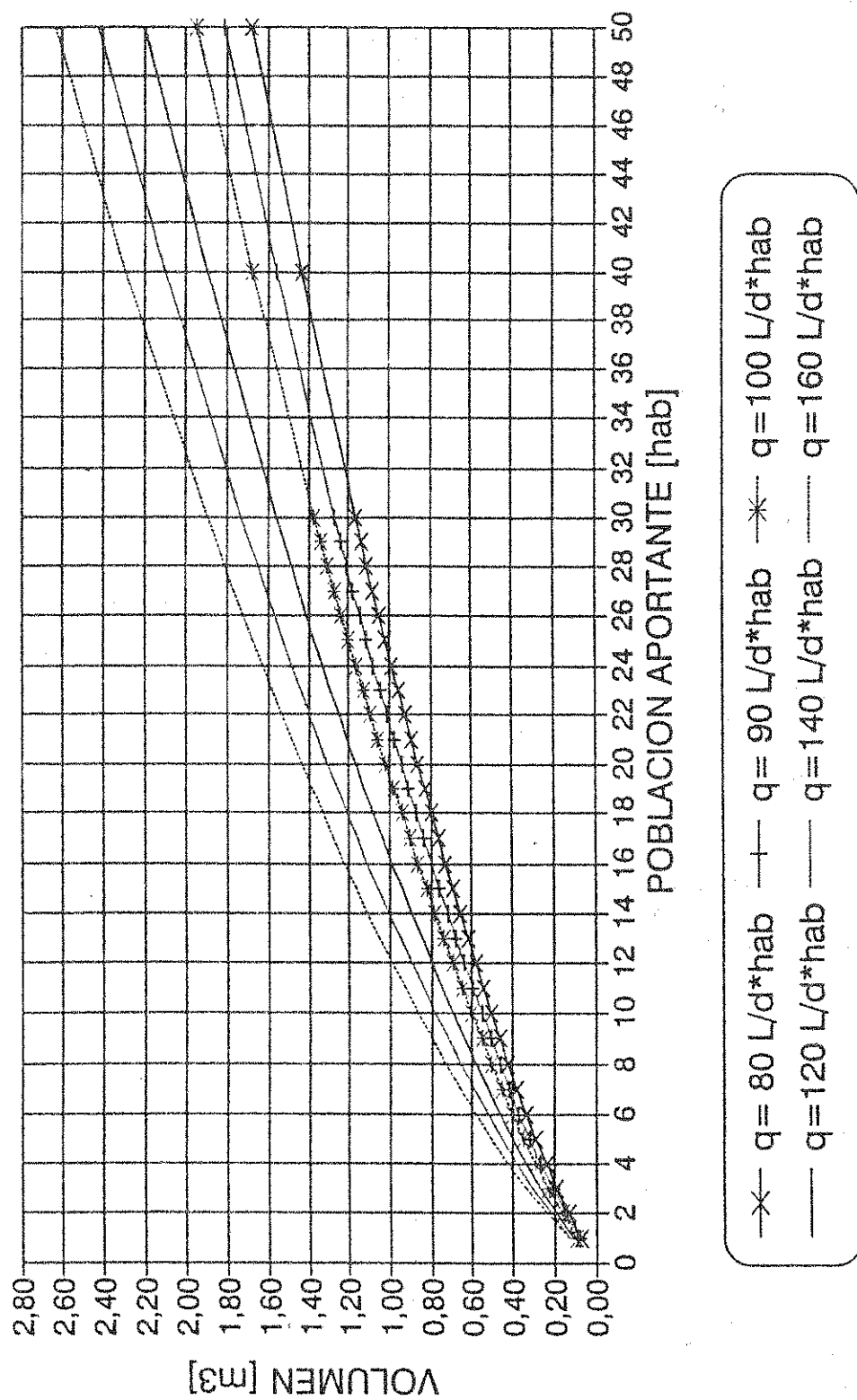


FIGURA 7.13

La bibliografía sobre Cámaras Sépticas es abundante en referencias de tasas de acumulación de lodos. Hay un amplio espectro de resultados observados, variable entre 25 y 100 litros por habitante servido y por año. Según Weibel y otros (Studies on Household Sewage Disposal Systems), sobre un estudio de 205 cámaras, el promedio del requerimiento de almacenamiento anual es de 70 litros por usuario y por año.

Aceptando este criterio:

$$V_S = 70 * 10^{-3} * P * N$$

Donde:

V_S = volumen requerido para digestión y almacenamiento de sólidos.

P = población servida.

N = número de años deseados como intervalo entre limpiezas del barro acumulado en la cámara séptica.

El volumen de espumas acumulado, está implícitamente incluido en el volumen de sólidos almacenados, pero ello no es estrictamente correcto.

La espuma resulta de grasas, aceites y acumulación de papel sanitario no fácilmente degradable.

Un estudio de 268 cámaras, en USA, indicó que el volumen de espuma sumergido (por debajo del invertido de la cañería de salida) raramente excede los $0,7 \text{ m}^3$. En consecuencia, la máxima altura de la espuma sumergida es una función de la superficie de la cámara:

$$d_{ES} = 0,7 / A$$

Donde:

d_{ES} = altura de espuma sumergida

A = área de la Cámara Séptica

La altura de la zona clara, que es la mínima altura aceptable de la zona de sedimentación de sólidos, exactamente arriba del área de separación de barros, comprende las alturas de separación de la espuma y de los barros. La altura de separación de espumas es la distancia entre la parte inferior de las espumas y la cota inferior del "te" o pantalla de salida, y suele ser de unos 75 mm (s/Cotteral y Norris - ASCE). La altura de sedimentación de sólidos es la distancia entre la parte superior de los lodos acumulados y la cota inferior del "te" de salida. Su valor mínimo está referido al área de la cámara:

:

$$d_{SC} = 0,82 - 0,26 * A$$

Donde:

d_{SC} = altura de sedimentación de sólidos, en metros, con un mínimo de 0,30 m

A = área en la planta de la cámara séptica, en m^2

El esquema de la figura 7.14 permite observar y aclarar los términos utilizados.

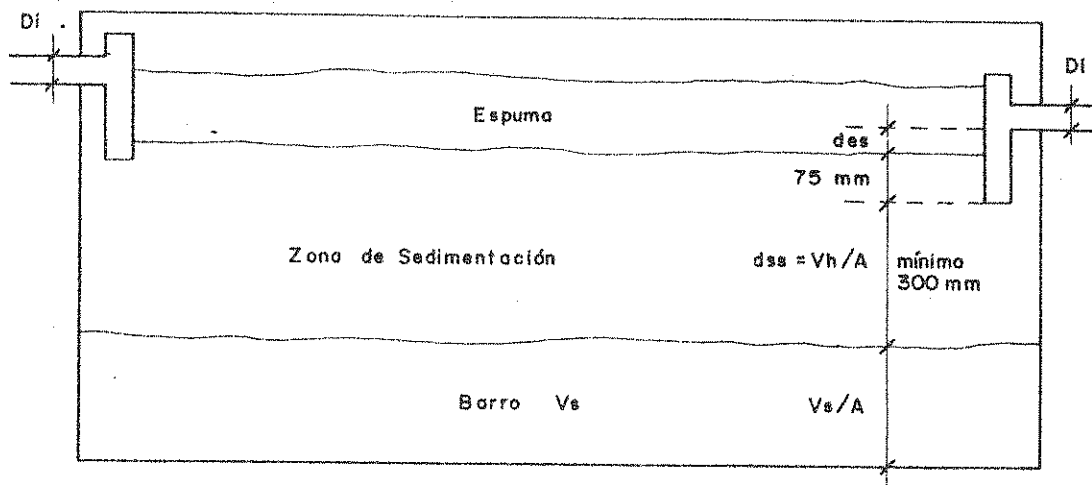


Figura 7.14

Cámara séptica - Esquema de zonas y dimensiones

7.4.5.- Criterios Generales de Diseño

Hay distintas normas y reglamentos, los que de acuerdo a la experiencia y resultados en los que se basan fijan diferentes parámetros básicos y criterios.

No obstante ello, algunos criterios son similares y no presentan grandes diferencias.

- Número de compartimientos: si bien no hay parámetros claros para el diseño de cámaras de 2 ó más compartimientos en serie, la experiencia indica la conveniencia de particionar el volumen total en tercios, asignando al primer compartimiento 2/3 del total y al segundo 1/3.

Los fenómenos observados así lo hacen aconsejable, toda vez que los gases de la digestión tienden a reflotar sólidos, con lo que un segundo compartimiento contribuye a

sedimentar los barros puestos nuevamente en movimiento. Si en el segundo compartimiento se descargan, sin pasar por el primero, los líquidos originados en desagües de limpieza de pisos y ropa, con altos contenidos de jabón, se mejora el proceso en la primera parte, ya que no hay formación de burbujas y/o películas envolventes de la materia orgánica. Por ello, esta no tiende a flotar y es además fácilmente accesible por los microorganismos del sistema.

Pareciera aconsejable que superados los 20 usuarios, la cámara se divida en dos compartimientos.

- Ventilación: Los procesos en la Cámara Séptica son muy sensibles a las variaciones bruscas de temperatura, razón por la que debe evitarse su ventilación directa. Esta debe concretarse a través de las ventilaciones de la instalación sanitaria interna de la vivienda y/o del pozo absorbente, cuidando especialmente que la unión de ambas ventilaciones no produzcan la aeración de la cámara. Es necesario, siempre, asegurar la evacuación continua de los gases generados, como producto de la digestión, ya que son altamente inflamables.
- Las Cámaras Sépticas, dentro de lo posible, deben verse protegidas contra cambios significativos de temperatura y en especial hay que evitar que la misma descienda por debajo de los 10 / 12°C. Para ello, una cubierta superior de tierra del orden de 0,40 a 0,60 m impide el retardo o inclusive la anulación de los procesos anaeróbicos, tendiendo asimismo a lograr la uniformidad de temperatura en la cámara.
- Los accesos deben ser herméticos y permitir las tareas de limpieza de la cámara y desobstrucción de las conducciones de llegada y salida. Resulta conveniente disponer a este efecto dos accesos, uno en coincidencia con la entrada y otro con la salida, que lleguen hasta nivel del terreno natural. Cuando se trate de cámara de dos compartimientos, un tercer acceso será necesarios.
- El funcionamiento correcto de la Cámara Séptica es totalmente dependiente de los dispositivos de entrada y salida. En cámaras anchas, la bifurcación de la entrada suele ser una solución recomendable. La salida se materializa mediante una pantalla transversal que ocupa todo el ancho de la cámara y el conducto correspondiente. Condiciones de ventilación de gases, ya expuestas, deben ser consideradas. En la figura 7.15 se observa el dispositivo señalado y los accesos, así como otros detalles.

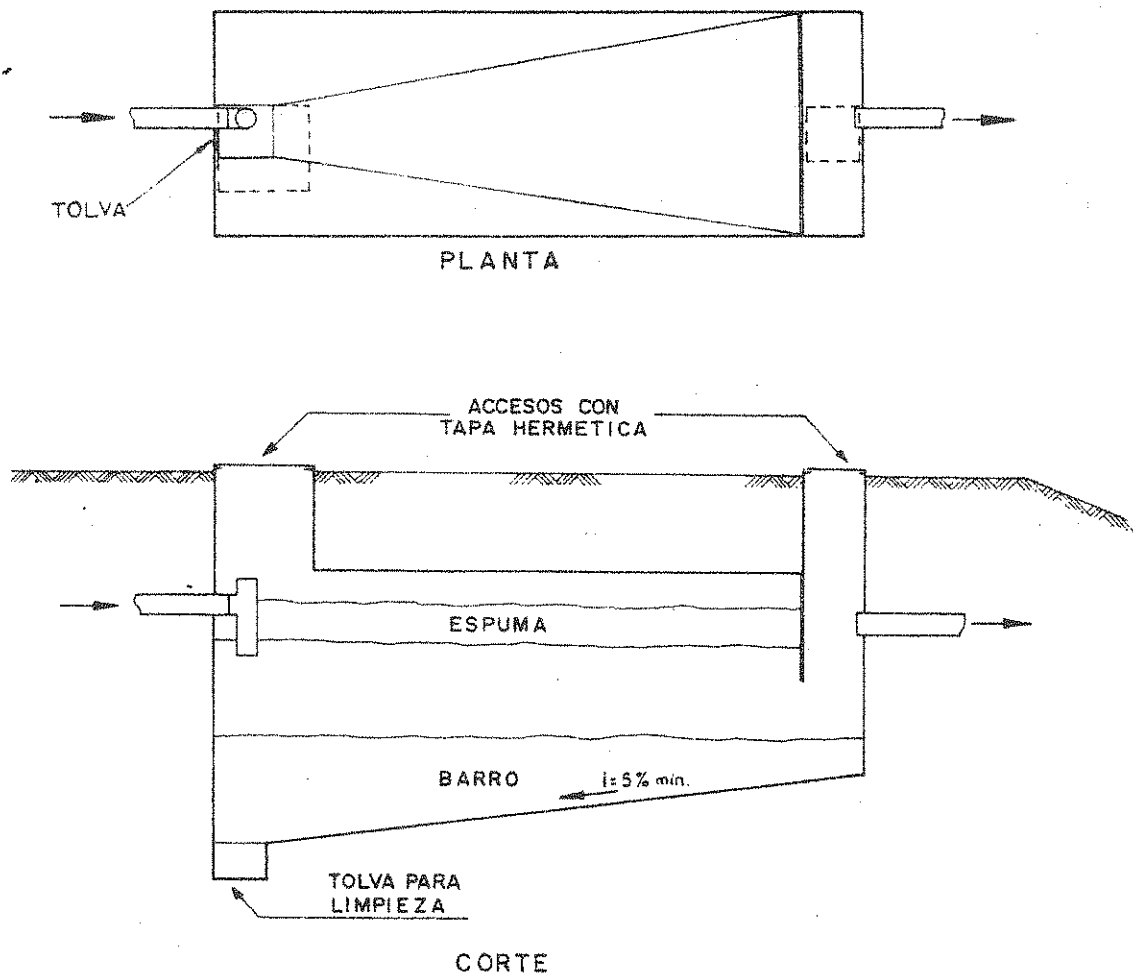


Figura 7.15

7.4.6.- Parámetros de Diseño de las Cámaras Sépticas

Los caudales afluentes tienen grandes variaciones, los que van disminuyendo a medida que aumenta el número de usuarios.

Para una misma dotación unitaria, ello se refleja en el volumen unitario que se asigna a cada habitante servido.

Recordando la expresión de Fair y Geyer, del tiempo de detención hidráulica:

$$t_{hd} = 1,5 - 0,3 * \log (P * q)$$

es factible analizar la tendencia, para un mismo caudal diario aportado por habitante.

Adoptando $q = 100 \text{ l/hab} \cdot \text{día}$, se tiene:

$P = 5 \text{ hab}$	$t_{hd} = 0,69 \text{ días}$
$P = 20 \text{ hab}$	$t_{hd} = 0,51 \text{ días}$
$P = 100 \text{ hab}$	$t_{hd} = 0,30 \text{ días}$

En consecuencia, el volumen de sedimentación requerido:

$$V_h = 10^{-3} * P * q * t_{hd}$$

$P = 5 \text{ hab}$	$V_h = 0,345 \text{ m}^3$
$P = 20 \text{ hab}$	$V_h = 1,020 \text{ m}^3$
$P = 100 \text{ hab}$	$V_h = 3,000 \text{ m}^3$

Denominando V_1 al volumen de sedimentación por habitante:

$P = 5 \text{ hab}$	$V_1 = 0,069 \text{ m}^3/\text{hab}$
$P = 20 \text{ hab}$	$V_1 = 0,051 \text{ m}^3/\text{hab}$
$P = 100 \text{ hab}$	$V_1 = 0,030 \text{ m}^3/\text{hab}$

De ello se deduce que el volumen unitario de sedimentación, para 100 habitantes servidos es el 43,5% del correspondiente a 5 habitantes.

Las diferentes normas en uso han tratado de reflejar este hecho comprobado, asignando en algunos casos "dotaciones" decrecientes con el número de usuarios y asignando un mismo tiempo de retención hidráulica. Ello se traduce en el equivalente de definir menores tiempos para un mismo aporte unitario.

Otras normas, tal como la NB - 41 (Brasil) asigna directamente tiempos de permanencia decrecientes a medida que se aumenta el caudal afluente, con independencia del número de habitante aportantes al sistema.

A.- Caudales Afluentes

La "dotación unitaria", expresada en litros/hab * día, es variable en función de la fuente de provisión de agua potable con que cuenta cada usuario.

Ello debe surgir del análisis previo que se haga del servicio de agua potable para el área en cuestión. Pueden, como indicadores aproximados, utilizarse los siguientes valores:

80 - 100 L/d * hab	para viviendas con provisión propia de acuíferos pobres.
120 - 150 L/d * hab	para viviendas con provisión propia de buenos acuíferos.

- 120 - 200 L/d * hab para viviendas con provisión medida o regulada desde la red pública.
- 150 - 250 L/d * hab para viviendas con provisión libre desde la red pública. En estos casos, pueden aún esperarse valores mayores.

El aporte unitario de efluentes varía entre el 70 y 90% de la dotación unitaria de agua potable, siendo el 80% el valor normalmente considerado cuando no se dispone de otra información.

Las contribuciones unitarias típicas, para otros aportes no domiciliarios, son las siguientes:

- 150 - 250 L/d * hab para hospitales.
- 100 - 150 L/d * hab para escuelas con internado.
- 40 - 70 L/d * hab para escuelas sin internado, considerando los alumnos de cada turno.
- 40 - 70 L/d * hab para fábricas.
- 30 - 50 L/d * hab para oficinas, edificios públicos, comercios, etc.
- 100 - 150 L/d * hab para hoteles
- 20 - 25 L/d * hab para bares y restaurantes, por turno de comida.
- 2 - 3 L/d * hab para cines, teatros y templos.

B.- Tiempo de Permanencia Hidráulico [TPH]

Es necesario mantener las condiciones de tranquilidad en la zona de sedimentación y depuración séptica del líquido que escurre. El proceso séptico comienza a las 4h de su ingreso a la unidad y llega al estado óptimo a las 12h.

Las importantes variaciones del caudal afluente, disminuyen a medida que aumentan el número de usuarios que aportan y provocan valores de la permanencia hidráulica entre 1 a 3 días para las cámaras sépticas de menor volumen hasta 12h = 0,5d para las de mayor capacidad.

La ya citada Norma ex- NB-41 (Brasil) [hoy NBR 7229] fija los siguientes tiempos de retención hidráulica:

Caudal Afluyente Q [m^3/d]	Tiempo de Permanencia Hidráulica TPH [h]
Hasta: 6	24 ó más
De: 6 a 7	21
7 a 8	19
8 a 9	18
9 a 10	17
10 a 11	16
11 a 12	15
12 a 13	14
13 a 14	13
Mayor a 14	12

Los parámetros anteriores corresponden a cámaras sépticas de cámara única o en serie.

C.- Permanencia de los Barros en la Digestión [Pd]

La permanencia de diseño, depende de la temperatura media [T] del mes más frío del año, recomendándose los siguientes tiempos mínimos:

CLIMAS	Temp [°C]	Pd [d]
Templados frescos	10	75
Templados	15	60
Subtropicales	20	45
Cálidos	25	30
Cálidos	30	25

D.- Tiempo de Almacenamiento del Barro Digerido [Pa]

El lapso de tiempo utilizado para el cálculo de la zona de almacenamiento del barro digerido y de la costra de espuma o grasa depende de la frecuencia de las limpiezas. Para su adopción, es necesario hacer un balance real entre aspectos económicos y aspectos técnico-sanitarios.

El valor mínimo es de 6 meses y el máximo de 5 años.

En general se adopta $P_a = 1$ a 2 años. Un valor práctico es el que surge de considerar un volumen de:

$40 \text{ L/año} * \text{hab} = \text{tasa de acumulación anual de barro digerido por habitante.}$

E.- Aporte de Barros Frescos y Reducción de su Volumen [Bf]

La contribución diaria de barro fresco por habitante es:

Ocupante permanente de una vivienda	1,00 L/d * hab
Fábricas	0,30 L/d * hab
Oficinas, instalación sanitaria para personal, edificios públicos, comerciales	0,20 L/d * hab
Escuelas con alumnado externo	0,20 L/d * hab
Bares y restaurantes	0,10 L/d * hab
Cines, teatros y templos	0,05 L/d * hab

La mezcla de barro fresco y barro en proceso de digestión tiene un volumen equivalente al 50 % del volumen del barro fresco.

$$[K_1 = 0,5]$$

El barro digerido se reduce en un 75% con respecto al barro fresco

$$[K_2 = 0,25]$$

F.- Condiciones a Cumplir en el Dimensionado

$D_{\min} = 1,20\text{m}$ = diámetro mínimo interno de cámaras cilíndricas

$A_{\min} = 0,90\text{m}$ = ancho mínimo interno de cámaras rectangulares

$h_{\max} = 2\text{m}$ = altura útil máxima de toda cámara, a fin de evitar que se dificulte el ascenso de los gases liberados

$h_{\min} = 1,20$ = altura útil mínima de la cámara

$A \leq 2h$ en cámaras rectangulares

$2A < L < 4A$ en cámaras rectangulares

$D \leq 2h$ en cámaras cilíndricas

En cámaras de 2 compartimentos:

El volumen (V_1) del 1º compartimento será de 2/3 del total:

$$[V_1 = 2/3 V = 2/3 A * L * h]$$

El 2º compartimento tendrá 1/3 del volumen total:

$$[V_2 = 1/3 V = 1/3 A * L * h]$$

El área (A_1) de las aberturas de pasaje entre compartimentos, será del 5 a 10% del área transversal:

$$[0,05 * A * h \leq A_1 \leq 0,1 * A * h]$$

La distancia mínima del dintel de las aberturas sumergidas hasta el nivel de agua, será de 30 cm [$h_0 = 30$ cm]

7.4.7.- Dimensionado de las Cámaras Sépticas

A.- Metodo Racional

El método racional de diseño contempla los volúmenes específicos de cada zona, en donde se desarrollan los distintos procesos.

$\Omega = A * L$ = area longitudinal útil de la cámara séptica

$V_G = h_G * \Omega$ = volumen de la zona de gases

$h_G \geq 20$ cm = altura de la zona de gases

$V_E = P * t * S_E$ = Volumen de la zona de espuma, siendo:

P = población servida

t = lapso entre limpiezas

S_E = volumen anual de espuma por habitante
 $0,10 \leq S_E \leq 0,20$ m³/año * hab

$h_E = V_E / \Omega$ = altura de la zona de espumas [$h_E \geq 20$ cm]

$V_{NS} = h_{NS} * \Omega$ = volumen de la zona neutra superior

h_{NS} = altura neutra superior = 10cm

$V_S = P * \delta * Ph = Q * Ph$ = volumen de zona de sedimentación

$h_S = V_S / \Omega$ = altura de la zona de sedimentación siendo:

δa = dotación de agua potable

$\delta = 0,8 * \delta a$ = dotación cloacal resultante

Ph = permanencia hidráulica

V_{NI} = volumen de la zona neutra inferior

h_{NI} = altura de la zona neutra inferior = 10cm

$V_{DA} = P * k_1 * B_f * P_d =$ volumen de la zona de digestión anaeróbica

$h_{DA} = V_{DA} / \Omega =$ altura teórica de almacenamiento de barros digeridos. Valor correspondiente a cámaras de fondo horizontal

$V_T = \Sigma V =$ volumen total de la cámara séptica

$V = V_T - V_g =$ volumen útil de la cámara séptica

$H = \Sigma H_x =$ altura total = suma de alturas parciales: V_T / Ω

$h = H - H_g =$ altura útil de la cámara = V / Ω

B.- Metodo ASCE (American Society of Civil Engineers)

En la publicación SISTEMA DE TANQUES SEPTICOS del CENTRO REGIONAL DE AYUDA TÉCNICA, se indican los distintos volúmenes de las partes constitutivas de la cámara séptica, según las experiencias realizadas para:

Dotación unitaria de $[150 * 3,78] = 567L/d * hab$

Población servida 5 habitantes

Tiempo entre limpiezas retiro de sedimentos $t = 4$ años

Con las dimensiones siguientes:

$V_{DA} = [300 * 3,78] = 1.134L = 0,25 * V = P * t * V_{BDU} =$
= volumen de digestión anaerobica

$V_{BDU} = 56,6 L/año * hab =$
= volumen de barro digerido por año por habitante

$V_S = [750 * 3,78] = 2.835L = 0,625 * V =$
= volumen de sedimentación

$V_E = [150 * 3,78] = 567L = 0,125 * V =$
= volumen de espumas

$V = [1.200 * 3,78] = 4.536L = (0,25 + 0,625 + 0,125) * V =$
 $= V_S + V(0,25 + 0,125) = V_S + V(0,375) =$ volumen útil =>

$V = V_S / 0,625 =$ volumen útil conociendo V_S

Se tendra al principio una permanencia hidráulica de 38,4h

Al final de los cuatro años cuando se han acumulado;

$[(300 + 150) * 3,78] = 1701L$ de sedimentos y sobrenadante

Restando un volumen operante de:

$[(1.200 - (300 + 150)) * 3,78] = 2.835L$

Que es la dotación diaria de los 5 habitantes

$[150 * 5 * 3,78] = 2.835L$

En estas condiciones, recalca la publicación, el sistema de disposición en el subsuelo funcionará correctamente y no se producirá su entarquinamiento. Se aprecian volúmenes mayores a los hasta ahora calculados, debido fundamentalmente a la alta dotación.

Se aclara que la dotación resultante de 576 L/d * hab es marcadamente alta para nuestro medio.

C.- Metodo del Reglamento de la Secretaría de Salud Pública de la Nación, República Argentina

Cuando se cuenta con abastecimiento de agua por perforación propia, se considera una dotación unitaria de 150 L/d * hab y las dimensiones de las cámaras sépticas serán las siguientes:

Dimensiones de las cámaras sépticas, dotación 150L/d * hab

hab Nº	ancho a [m]	largo L [m]	profun útil h [m]	profun total H [m]	volumen útil [m ³]
10	0,90	1,80	1,20	1,50	2,00
15	1,00	2,00	1,20	1,50	2,40
20	1,10	2,30	1,20	1,50	3,00
25	1,20	2,40	1,30	1,60	3,75

Cuando exista provisión de agua por red distribuidora, se considera una dotación unitaria de 200 L/d*hab y las dimensiones son las siguientes:

Dimensiones de las cámaras sépticas, dotación 200 L/d * hab

hab Nº	ancho a [m]	largo L [m]	profun útil h [m]	profun total H [m]	volumen útil [m ³]
10	0,90	1,80	1,20	1,50	2,00
15	1,10	2,30	1,20	1,50	3,00
20	1,20	2,40	1,40	1,70	4,00
25	1,30	2,60	1,50	1,80	5,00

D.- Metodo de cálculo utilizado en Bogota, Colombia

$V = P * \delta * P_h$ = volumen útil de la cámara séptica

δ = dotación diaria por habitante, de diseño

P_h = permanencia hidráulica total

Se aplica también la expresión siguiente utilizándose el valor mayor.

$V [L] = 180 * P + 2000$ = volumen total

E.- Metodo de las Normas Brasileiras

$V [L] = P * (\delta * T_{ph} + 100 B_f)$ = volumen total para cámaras de un solo compartimento.

Cuando se trata de cámaras de dos compartimentos en serie es:

$$V [L] = 1,3 P (\delta * T_{ph} + 100 B_f)$$

Donde:

P = población aportante, en número de habitantes

δ = aportación unitaria de desagües en L/d * hab

T_{ph} = tiempo de retención hidráulica, en días. Ver Tabla numeral 7.4.6.-B

B_f = aportación diaria de lodo o barro fresco, L/hab*d
Ver numeral 7.4.6.-E

El tiempo entre dos limpiezas es $t = 300$ días = 0,82 año

Este método arroja resultados bajos del volumen de la cámara, debido al corto tiempo entre dos limpiezas.

7.4.8.- Ejemplo de Cálculo

Se diseña una cámara séptica de base rectangular de compartimento único, para una vivienda unifamiliar que posee abastecimiento de agua propio.

A.- Por el Método Racional

$P = 6$ = población permanente de la vivienda

$\delta = 120 \text{ L/d} * \text{hab}$ = producción diaria de efluente por habitante, para viviendas con provisión de agua de $150 \text{ L/d} * \text{hab}$

$K = 1,5$ = coeficiente de pico entre el caudal medio y el máximo

$$Q_{med} = P * \delta = 6 \text{ hab} * 120 \text{ L/d} * \text{hab} = 720 \text{ L/d} = \text{caudal medio diario afluente}$$

$$S_E = 20 \text{ L/año} * \text{hab} = \text{aporte anual por habitante de grasas y/o espuma}$$

$$B_f = 1 \text{ L/d} * \text{hab} = \text{aporte diario de barro fresco por habitante permanente}$$

$$Q = K * Q_{med} = 1,5 * 720 \text{ L/d} = 1080 \text{ L/d} = \text{caudal máximo o de diseño}$$

$$K_1 = 0,50 = \text{coeficiente de reducción del barro fresco en la digestión}$$

$$K_2 = 0,25 = \text{coeficiente de reducción del barro fresco en barro digerido}$$

$$t = 730 \text{ días} = 2 \text{ años} = \text{período entre dos limpiezas sucesivas}$$

$$P_h = 1d = 24h = \text{permanencia hidráulica en zona de sedimentación}$$

$$P_d = 60 \text{ d} = \text{período que requiere la digestión anaeróbica (según temperatura media mes más frío)}$$

Reemplazando los valores se obtiene:

$$A = 0,9m = \text{ancho de la cámara séptica}$$

$$L = 2 * A = 1,8m = \text{largo de la cámara séptica}$$

$$\Omega = A * L = 0,9 * 1,8 = 1,62m^2 = \text{área de la base}$$

$$h_G = 0,2m = \text{altura de la zona de gases}$$

$$V_G = h_G * \Omega = 0,2 * 1,62 = 0,324m^3 = \text{volumen de la zona de gases}$$

$$V_E = P * S_E * t = 6 \text{ hab} * 2 \text{ años} * 20 \text{ L/año} * \text{hab} = 240 \text{ L} = 0,24 \text{ m}^3 = \text{volumen de espumas}$$

$$h_E = V_E / \Omega = 0,24 \text{ m}^3 / 1,62m^2 = 0,15m = \text{altura de la zona de espumas}$$

$$h_{NS} = 0,1m = \text{altura adoptada de la zona neutra superior}$$

$$V_{NS} = \Omega * h_{NS} = 1,62 * 0,1 = 0,162m^3 = \text{volumen de la zona neutra superior}$$

$$V_S = P * Ph * \delta = 6 \text{ hab} * 1 \text{ d} * 120 \text{ L/d*hab} = 720 \text{ L} = 0,72\text{m}^3$$

= volumen de la zona de sedimentación

$$h_S = V_S / \Omega = 0,72 / 1,62 = 0,44\text{m} =$$

= altura de la zona de sedimentación

$$h_{NI} = 0,10\text{m} = \text{altura de zona neutra inferior}$$

$$V_{NI} = h_{NI} * \Omega = 0,162\text{m}^3 = \text{volumen de la zona neutra inferior}$$

$$V_{DA} = P * k_1 * P_d * B_f = 6 \text{ hab} * 0,5 * 60 \text{ d} * 1 \text{ L/d} * \text{hab} =$$

$$= 180 \text{ L/d*hab} = 0,18 \text{ m}^3$$

= volumen de la zona de digestión anaeróbica para T = 15°

$$h_{DA} = 0,18 / 1,62 = 0,11\text{m} = \text{altura de la zona de digestión}$$

$$V_{AB} = P * k_2 * t * B_f = 6 \text{ hab} * 0,25 * 730 \text{ d} * 1 \text{ L/d} * \text{hab} =$$

$$= 1.095\text{L} = 1,095 \text{ m}^3 =$$

= volumen de la zona de almacenaje de barros digeridos

$$h_{AB} = V_{AB} / \Omega = 1,095 / 1,62 = 0,68\text{m} =$$

= altura de la zona de almacenaje de barros digeridos

$$V_T = V_G + V_E + V_{NS} + V_S + V_{NI} + V_{DA} + V_{AB} =$$

$$= 0,324 + 0,24 + 0,162 + 0,72 + 0,162 + 0,18 + 1,095 =$$

$$= 2,883\text{m}^3 = \text{volumen total de la cámara séptica}$$

$$H = h_G + h_E + h_{NS} + h_S + h_{NI} + h_{DA} + h_{AB} =$$

$$= 0,2 + 0,15 + 0,1 + 0,44 + 0,1 + 0,11 + 0,68 = 1,78\text{m}$$

= altura total de la cámara séptica

$$V = V_T - V_G = 2,883 - 0,324 = 2,559 \approx 2,56\text{m}^3 =$$

= volumen útil de la cámara séptica

$$h = H - h_G = 1,78 - 0,2 = 1,58\text{m} = \text{altura útil de la cámara}$$

$$\text{Cumple } h \leq 2 * A \text{ y } h \leq h_{\text{máx}} = 2\text{m}$$

Se puede reducir la altura a la mínima aconsejada. La superficie será:

$$\Omega = V / h = 2,56 / 1,2 = 2,13 \text{ m}^2$$

$$A = (2,13 / 2)^{1/2} = 1,03\text{m}$$

$$L = 2 * A = 2,06\text{m} \quad \Rightarrow \quad V = 1,03 * 2,06 * 1,2 = 2,55\text{m}^3$$

=> las nuevas dimensiones verifican el volumen necesario

B.- Por el Método del ASCE

Para un coeficiente de pico = 1,5

$$V_S = 1,5 * P * Ph * \delta = 1,5 * 6 \text{ hab} * 1 \text{ d} * 120 \text{ L/d} * \text{hab} = \\ = 1.080 \text{ L} = 1,080 \text{ m}^3 = \text{volumen de la zona de sedimentación}$$

$$V = V_S / 0,625 = 1,080 / 0,625 = 1,728 \text{ m}^3 = \text{volumen total útil}$$

$$V_E = 0,125 V = 0,125 * 1,728 = 0,216 \text{ m}^3 = \text{volumen de espuma}$$

$$V_{AB} = 0,25 * V = 0,25 * 1,728 = 0,432 \text{ m}^3 = \\ = \text{volumen de la zona de almacenamiento de barros}$$

$$t = V_{AB} [L] / P[\text{hab}] / V_{BDU} [L/\text{año} * \text{hab}] = 432 / 6 / 56,6 = \\ = 1,27 \text{ años} = \text{tiempo entre dos limpiezas sucesivas}$$

C.- Por Método Usado en Colombia

$$V = P * \delta * Ph * K = 6 \text{ hab} * 120 \text{ L/d} * \text{hab} * 2,5 \text{ d} * 1,5 = \\ = 2700 \text{ L} = \text{volumen útil total}$$

$$V = 180 P + 2.000 = 180 * 6 + 2.000 = 3.080 \text{ L} = \\ = \text{volumen total}$$

D.- Por el Método Brasileiro

$$V = P (\delta * T_{ph} + 100 B_f) = \\ = 6 \text{ hab} (1,5 * 120 \text{ L/d} * \text{hab} * 1 \text{ d} + 100 * 1 \text{ L/d} * \text{hab}) = \\ = 1.680 \text{ L} = \text{volumen total útil}$$

E.- Norma de la ex Secretaría de Salud Pública de la Nación

$$V = 2.000 \text{ L} = \text{volumen útil hasta 10 habitantes}$$

F.- Conclusiones

De la comparación de los resultados obtenidos se puede deducir que el método racional es el que se debe recomendar para el cálculo de cámaras sépticas, por ser el que permite una mejor determinación de los volúmenes de sus diferentes partes y el análisis del comportamiento de cámaras en operación.

7.5.- DISPOSICION FINAL DEL EFLUENTE

7.5.1.- Introducción

Desde el punto de vista sanitario, la remoción de bacterias, virus u otros organismos causantes de enfermedades constituye el aspecto fundamental a ser evaluado para la disposición de los efluentes en el suelo. Estudios de campo y de laboratorio permiten determinar la eficiencia del terreno en la remoción de agentes patógenos y la incidencia de los

factores que influyen en este proceso, tales como: tipo de suelo, temperatura, pH, permeabilidad y mortalidad de organismos patógenos. La escorrentía del líquido a través del suelo es otro factor a ser considerado, asociada a la carga orgánica enviada, ya que bajas concentraciones permiten una mejor percolación del efluente en el suelo.

En relación al comportamiento de las bacterias en el suelo, los datos obtenidos son muy variables, debido fundamentalmente a las dificultades de su obtención. Un ejemplo de ello es la determinación de la vida de las bacterias de origen fecal, siendo la humedad y la temperatura los principales factores que manejan la vida de las bacterias en el suelo. Estudiada la sobrevivencia de la salmonella typhi y shigella dysenteriae en diferentes tipos de suelo y temperatura ambiente, se comprobó que en la mayoría de los suelos las bacterias viven 70 días. En suelos secos ninguna bacteria supera los 20 días, mientras que en suelos ácidos la vida se redujo a 10 días, independientemente del contenido de humedad. Temperaturas menores de 40° favorecen el desarrollo de los microorganismos, entre los que se encuentran las bacterias entéricas.

En investigaciones realizadas en campos de disposición de efluentes provenientes de cámaras sépticas, se comprobó que en los primeros 30 cm por debajo del punto de inyección se comienzan a detectar, entre otros microorganismos, los actinomicetos, los que aumentan en los 30 cm siguientes. Los actinomicetos producen antibióticos que contribuyen a la mortalidad de las bacterias entéricas. La microflora del suelo compite, a su vez, con las entéricas y ello contribuye a aumentar su mortalidad.

Otros investigadores determinaron que a pequeña profundidad, entre 0 y 1m, en tan sólo 22 a 28 días se redujeron en 90% el número de estreptococos fecales y coliformes fecales. A profundidades mayores, entre 1 y 2m y para suelos loess - arcilloso, fueron necesarios 25 a 182 días. Esta tendencia de mayor vida de las bacterias a mayor profundidad puede deberse a la disminución de la acción de la microflora del suelo con el aumento de la profundidad.

Se concluye, por lo más arriba expuesto, la imperiosa necesidad de mantener una mínima distancia entre el fondo de los sistemas de disposición de los efluentes de cámaras sépticas y el máximo nivel de la capa freática, para evitar posibles contaminaciones con grave riesgo de la salud pública.

Dado el escaso grado de reducción de virus que provee la cámara séptica, se debe necesariamente disponer el efluente en un ambiente apropiado, para lograr la remoción en la porción de suelo adecuada.

La remoción de los virus por el suelo, resulta por la combinación de los efectos de permanencia e inactividad.

Al penetrar en el suelo, los virus son rapidamente adsorbidos por las partículas del suelo y su retención es función del grado de saturación de esa porción de suelo.

En ensayos de laboratorio realizados en una columna de 60 cm de altura llena de arena, todos los virus fueron removidos para cargas superficiales de 5 cm/d; cuando se pasó a una velocidad diez veces mayor, se comprobó que solamente se inactivaron el 18% a temperatura ambiente y el 1,1% entre 6 y 8°. Estas y otras experiencias permiten asegurar que la mayoría de los virus son adsorbidos en los primeros 5cm del suelo y que su remoción no es apreciable para cargas superficiales entre 15 y 55 cm/d.

Los efluentes cloacales domiciliarios pueden contener sustancias químicas, algunas de las cuales son tóxicas para la salud a corto o largo plazo y producen riesgos ambientales. Compuestos fosforados o nitrogenados, arrojados a cuerpos superficiales o subterráneos, pueden producir problemas ambientales. Debemos recordar que el nitrógeno en la forma de nitratos o nitritos, ocasionan en los bebés la enfermedad vulgarmente llamada de los niños azules, razón por la cual se fijan los límites presentes en el agua potable en 10 mg/L como N. La eutroficación de las aguas de lagos y lagunas es también provocada por el exceso de nitratos.

Los nitratos en solución fluyen facilmente por el suelo. Los compuestos nitrogenados efluentes de las cámaras sépticas son aproximadamente 80% amoniacales y 20% de nitrogeno orgánico; gran parte de ellos son convertidos biológicamente en nitratos cuando se encuentran en ambientes aeróbicos o zonas de baja saturación. Cuando por variadas razones en el subsuelo prevalecen las condiciones anaeróbicas, los compuestos nitrogenados permanecen en forma de amonio, el que es absorbido por la arcilla y su transformación se realizará muy lentamente.

El fósforo también produce grandes problemas ambientales cuando llega a los cuerpos superficiales. Acelera el proceso de eutroficación por ser el principal nutriente de las algas y plantas acuáticas. Puede también contaminar las aguas subterráneas cuando el nivel freático es elevado o cuando la permeabilidad del suelo es elevada. Asimismo, se puede infiltrar con velocidades entre 50 y 100 cm/año en arena limpia. En arcillas, loess, etc. disminuye a 5 ó 10 cm/año. Por ello, excepto en los suelos granulares, el fósforo demora más de 10 años para trasladarse un metro.

7.5.2.- Selección de la Disposición Final

El efluente de Cámara Séptica puede disponerse en el suelo o en un curso superficial de agua.

Las alternativas de disposición en el suelo dependen fundamentalmente de la permeabilidad del mismo, y son las siguientes:

- Pozo absorbente
- Campo de infiltración subsuperficial
- Campo de percolación subsuperficial

En caso de no disponerse de una permeabilidad adecuada, la disposición en un curso superficial requiere de un previo tratamiento, el que es materializable mediante:

- Campo de percolación subsuperficial
- Filtro anaeróbico

La selección del sistema adecuado depende fundamentalmente de criterios técnicos apoyados en métodos de ensayos empíricos, frecuentemente normalizados por distintas reglamentaciones.

Diversos factores deben ser considerados entre los distintos métodos de disposición: permeabilidad, disponibilidad de espacio, pendiente del terreno natural, profundidad de la capa freática, tipo y profundidad del subsuelo rocoso, variación del caudal del efluente, distancia a pozos de obtención de agua y en el caso del vertimiento a cuerpo de aguas superficiales, cuando es usada percolación subsuperficial o filtro anaeróbico, el uso y destino del cuerpo receptor.

El ensayo práctico de infiltración en el terreno es debido a Henry RYON, quien lo desarrolló en 1926 para poder evaluar la absorción por el suelo del líquido proveniente de cámaras sépticas, por medio del sistema de infiltración subsuperficial.

El ensayo consiste en realizar un agujero de 30 * 30 cm de lado y la profundidad coincidente con el nivel del suelo que se quiere ensayar. En el caso de los pozos absorbentes se utiliza la profundidad media estimada. Mayor precisión se obtiene si se analiza cada uno de los estratos atravesados en la excavación del pozo, determinando el valor de percolación p de cada estrato.

Una vez finalizada la excavación del hoyo se deben rascar sus paredes hasta dejarlas rugosas; el fondo se cubre con una capa de gravilla de 5 cm de espesor y tamaño comprendido entre 5 y 13 mm.

El primer día de ensayo se llena cada hoyo con agua hasta una altura de 15 cm, manteniéndolo con ese tirante hidráulico durante 4 h.

El segundo día de ensayo se llena nuevamente hasta 15 cm de altura cada hoyo escavado y se anota el tiempo t que tarda para descender 2,5 cm.

Se promedia el valor de t obtenido en cada hoyo, para finalmente calcular el coeficiente de percolación p con la fórmula siguiente:

$$p [L/d * m^2] = \frac{1.220}{t + 7,5} \quad \text{para zanjas de infiltración}$$

Para obtener el valor de p a ser usado en pozos absorbentes la fórmula es la siguiente:

$$p [L/d * m^2] = \frac{1.634}{t + 7,5}$$

La Norma Brasileira difiere escasamente de la ya mencionada y utilizada en los EE.UU. en los puntos siguientes:

- a) En la determinación de t el ensayo se repite cinco veces, cuando tarda menos de 3 min para bajar 1cm y se toma el valor de t arrojado por el quinto ensayo.

$$p [L/d*m^2] = \frac{490}{t + 2,5}$$

$p \geq 42$ Suelo apto para pozo absorbente

$25 \leq p \leq 42$ Suelo apto para infiltración subsuperficial

$p \leq 25$ Suelo apto para percolación subsuperficial

Existen valores prácticos para los distintos tipos de suelos

MATERIAL	Tipo de ABSORCION	$p[L/d*m^2]$
Arenas Gruesas y Gravas	Rápida	140
Arenas Finas	Media	140 a 70
Arcilla Arenosa	Leve	70 a 32
Arcilla Compacta o Roca	Impermeable	32 a 21

Por existir una relación entre la infiltración del efluente y la del agua, las ecuaciones precedentes permiten evaluar la viabilidad del sistema y la elección de la mejor alternativa para disponer el efluente de la cámara séptica.

Los ensayos de infiltración, de gran utilidad para decidir el destino del efluente y el proceso a seguir, están normados. Para facilitar su comprensión y aplicación, se transcriben a continuación las normas brasileras y mejicanas respectivas, basadas en el trabajo de H. Ryon antes mencionado.

A.- Normas ABNT - Brasil

- A.1 En el fondo de la excavación, llevada a nivel conveniente conforme a una estimación de la superficie requerida y posición de la capa freática, se realiza una calicata de sección cuadrada de 0.30 m de lado y 0.30 m de profundidad.
- A.2 Se razcan los lados y el fondo de la calicata, de manera que queden asperos. Retirado el material suelto, se cubre el fondo con una capa de 5 cm. de espesor de gravila (5 a 13 mm de diámetro).
- A.3 Durante el primer día de ensayo se mantiene la calicata llena de agua durante, por lo menos 4 horas, para lo que se procede a reponer el líquido que se infiltre en forma lo más continua posible.
- A.4 Durante el segundo día del ensayo, se llena nuevamente la calicata con agua, aguardando que la misma se infiltre totalmente.
- A.5 A continuación, se llena la calicata hasta una altura de 0.15 m midiendo el tiempo requerido para que el nivel descienda a 0.14 m ($h = 0.01 \text{ m} = 1 \text{ cm}$). Si el tiempo requerido fuera inferior a 3 min, se debe rehacer el ensayo cinco (5) veces, adoptando el tiempo de la quinta medición.
- A.6 Con el tiempo determinado se obtiene el coeficiente de infiltración ($L/m^2 \cdot \text{día}$) de la curva adjunta (figura 7.16)
- A.7 Si se presentaran marcados cambios del tipo de suelo, detectados durante la excavación, el ensayo de infiltración debe realizarse para cada capa de suelo.

B. Normas A.I.D - México

- B.1 Se procede de la misma forma que lo consignado en A.1

B.2 idem A.2

B.3 Se satura el suelo, mediante agregado continuo de agua, de manera tal que alcance una permanencia del nivel durante cuatro horas.

B.4 Se ajusta el nivel a 0.15 m y se mide el tiempo de descenso de 0.15 m a 0.125 m ($h = 0.025 \text{ m} = 2.5 \text{ cm.}$)

B.5 Alternativamente puede medirse la cantidad de agua que es necesaria agregar, en forma lo más continua posible, para mantener el nivel en 0.15 m durante 30 minutos.

B.6 Con el tiempo obtenido para el descenso de 2.5 cm., se entra en la curva (figura 7.17), obteniéndose en forma directa el valor de infiltración en $\text{l/m}^2 \text{ día}$.

B.7 Si se mide el volumen requerido durante 30 minutos, para mantener el nivel en 0.15 m, debe reducirse el valor obtenido a equivalente de descenso de 2.5 cm, lo que permite obtener de la curva la infiltración.

B.8 Si se presentaran marcados cambios del tipo de suelo, detectados durante la excavación, el ensayo de infiltración debe realizarse para cada capa de suelo.

7.5.3.- Pozo Absorbente

Cuando las condiciones del subsuelo arrojen como resultado del ensayo de infiltración un valor igual o mayor a $40 \text{ L/d} \cdot \text{m}^2$, podrá utilizarse pozo absorbente para disponer el efluente de la cámara séptica, aún cuando valores moderadamente menores que este límite no los hacen descartables. Normalmente, los tipos de suelo que tienen ésta permeabilidad son areno-arcillosos, variando a arcillo arenoso o loess arcilloso de color amarillo rojo o marrón. Para estos suelos, los paramentos de los pozos absorbentes se deben proteger con mampostería de ladrillo o piedra con junta vertical abierta o aros de hormigón armado con agujeros, para impedir el desmoronamiento del pozo y permitir el pasaje del efluente hacia el terreno. El fondo se cubrirá con piedra partida o canto rodado, de 50 cm de espesor como mínimo.

El diámetro mínimo interior del pozo terminado se aconseja sea de 0,90 m.

La distancia mínima, hasta el pozo de obtención de agua para el consumo humano será de 25 m y el fondo del pozo es conveniente se ubique como mínimo a 0,60 m por encima de la capa freática.

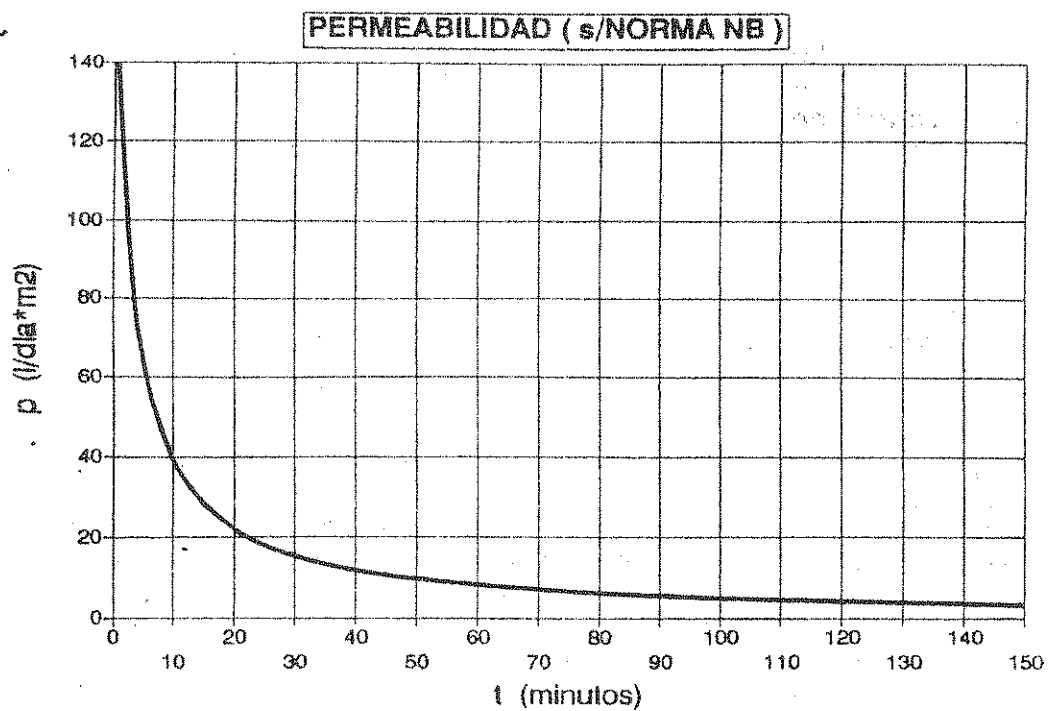


Figura 7.16

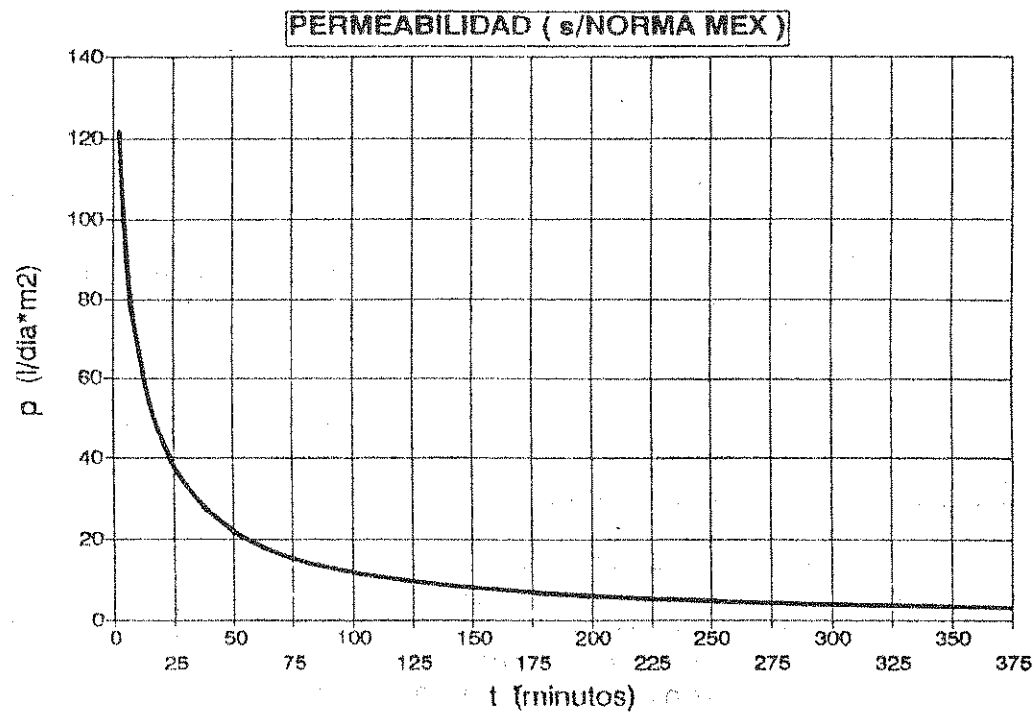


Figura 7.17

La distancias típicas mínimas a diversas estructuras e instalaciones, son los siguientes:

Elemento	Distancia mínima
Edificaciones	3,00
Límites de Propiedad	1,50
Pozos de Agua	25,00
Cursos de Agua	30,00
Represas	30,00
Cañerías de Agua	3,00
Caminos y Senderos	1,50
Arboles	3,00

La cubierta superior se materializará, en lo posible, con una losa de H°A° de 0,20 m de espesor mínimo, apoyada sobre un anillo o brocal del mismo material y dispondrá de una tapa de 0,30 * 0,30 m. El pozo contará con ventilación de un diámetro de al menos 100 mm, que se eleve por sobre los obstáculos cercanos, con su extremo protegido con malla fina de plástico o bronce. Si la cubierta se encontrara por debajo del nivel del terreno natural, el acceso deberá elevarse por sobre él unos 5 a 10 cm con el objeto de facilitar su ubicación.

7.5.4.- Campo de Infiltración Subsuperficial

Cuando las condiciones del subsuelo arrojan como resultado del ensayo de absorción un valor entre 40 L/d*m² y 20 L/d*m², se utilizan campos de infiltración subsuperficiales para disponer el efluente de las cámaras sépticas.

Se excavan zanjias de 50 cm de ancho y entre 50 cm y 1 m de profundidad. Dentro de las zanjias se colocan cañerías de 100 mm de diámetro, con pendiente del 2 al 4 %/.. (dos al cuatro por mil), con juntas abiertas 1 cm y perforaciones en la parte inferior de 1 cm de diámetro. Las juntas se cubren con papel alquitranado para evitar el ingreso del material de relleno.

Las cañerías estan apoyadas sobre grava o piedra partida y recubiertas con gravilla o carbonilla, finalizando el relleno de la zanja con tierra vegetal, previa interposición de cartón embreado o manta poliamida no hilada.

El lecho sobre el que descansan los conductos tiene una granulometría lo más uniforme posible, variable entre 30 y 50 mm. El material de relleno de la zanja suele tener una granulometría ligeramente inferior, variable entre 20 y 40 mm. Esta variación, en la práctica, no es aplicable, razón por la que se envuelve totalmente el caño en material

uniformemente graduado, con granulometría comprendida entre 20 y 50 mm, con la que se han logrado buenos resultados.

La vegetación a plantarse se limita a pasto de distintas variedades y plantas de raíces cortas, pues los árboles y plantas de raíces largas obstruyen los conductos. Los vegetales de raíces cortas favorecen la nitrificación del efluente y su evapotranspiración el secado del terreno.

Deben construirse como mínimo 2 tramos de cañerías para una cámara séptica. La longitud media por habitante suele ser de 6 m y la longitud de cada tramo 40 m como máximo. La separación entre tramos es de 2 m como mínimo. Si el terreno fuere de gran pendiente, es necesario adoptar un trazado sinuoso siguiendo aproximadamente las líneas de nivel o bien ramificarlos. En caso de colinas, se elegirá siempre el lado más soleado.

La capa de tierra superior debe tener un espesor no mayor de 30 cm pues tratándose de una depuración aeróbica la aeración y consecuentemente la actividad de las bacterias, decrecen con la profundidad. Esto es factible en climas templados y cálidos; en climas fríos es necesario duplicar la profundidad.

Como el proceso es aeróbico, tienen especial importancia los períodos de descanso en los cuales el líquido no fluye y el aire reingresa a los huecos del manto granular; ello se produce naturalmente por la noche cuando las descargas se reducen al mínimo. Otra forma de lograr la intermitencia es poniendo en la salida de la cámara séptica un sistema que permita enviar el efluente alternativamente a dos tramos distintos, tratando siempre que la distribución sea equitativa a cada tramo.

La longitud de zanja requerida surge de la siguiente expresión:

$$L = (P * q) / (2 * D * p)$$

Donde:

L = longitud requerida de zanja (m)

P = población aportante (hab)

q = aportación individual al sistema (L/d * hab)

D = profundidad efectiva de la zanja (m)

p = coeficiente de infiltración (L/m² * día)

El valor 2 se introduce en el denominador, como consecuencia de que la zanja tiene 2 caras infiltrantes. A

efectos del cálculo, se asume que el fondo de la zanja no contribuye debido a su oclusión por los sólidos del desagüe.

La profundidad efectiva de la zanja surge de la altura líquida de inundación, medida entre el nivel libre del líquido y el fondo de la zanja.

La figura 7.18 muestra cortes típicos y disposiciones del sistema de infiltración subsuperficial.

Para las condiciones climáticas que presenta la Provincia de Buenos Aires, se ha verificado el buen comportamiento de la vegetación compuesta de la siguiente manera:

- Bermuda grass	15 Kg
- Festuca	20 Kg
- Agrostis	20 Kg
- Cebadilla criolla	25 Kg
- Rue Grass	20 Kg

Total	90 Kg
-------	-------

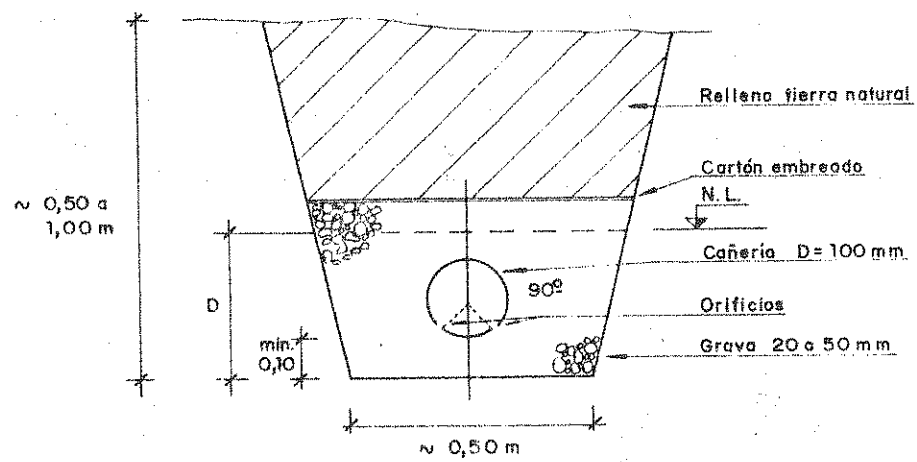
Los valores anteriores corresponden a Kg de semilla a ser aplicada por ha a desarrollar.

7.5.5.- Campo de Percolación Subsuperficial

Cuando las condiciones del subsuelo arrojan como resultado del ensayo de absorción un valor inferior a $20 \text{ L/d} \cdot \text{m}^2$, pueden utilizarse para disponer el efluente de cámaras sépticas campos de percolación subsuperficial y destino final a pozo absorbente o cuerpo receptor superficial, previa cloración.

El campo de percolación es un sistema de elevado costo y solamente debe ser utilizado cuando la capacidad de absorción del suelo es insuficiente y ningún otro sistema de disposición de efluente de cámara séptica sea viable.

Este sistema funciona mediante una canalización superior (distribuidora) y otra canalización inferior colectora del efluente que ha percolado a través de gravilla y arena gruesa, para ser conducido finalmente a un pozo absorbente o a un cuerpo superficial. En este último caso, previamente se debe realizar una cloración con un tiempo de contacto de 30 min como mínimo.



CORTE TIPICO ZANJA

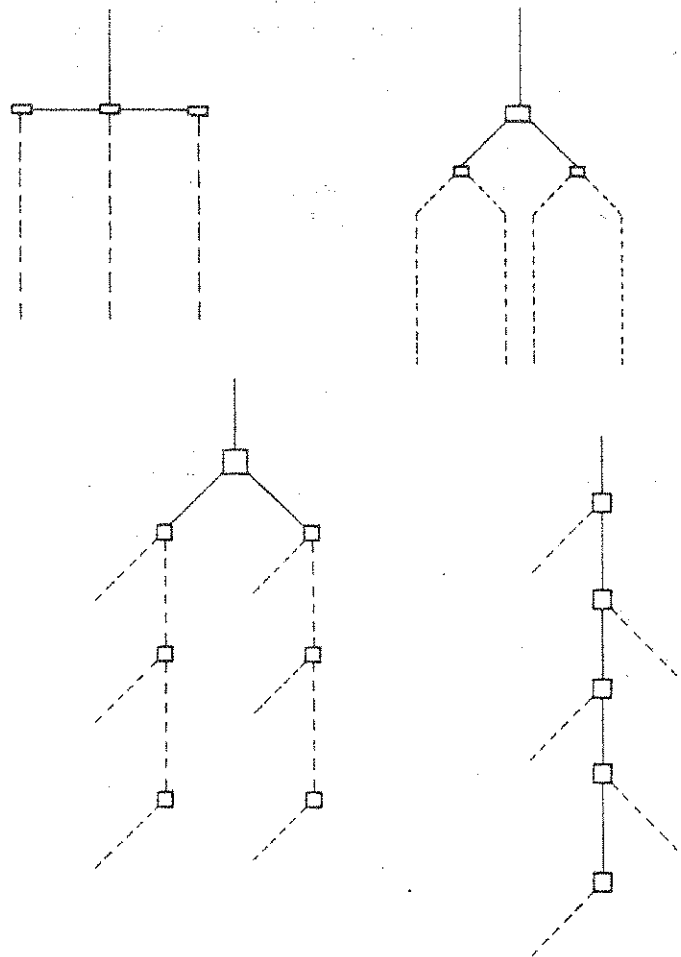


Figura 7.18

Esquema típicos de distribución de zanjas de infiltración

El sistema puede concebirse como zanjás paralelas o como campo de percolación.

En el primer caso, se disponen, alternadamente, zanjás distribuidoras y colectoras, separadas entre sí 1,80 a 2,50 m. Esta separación depende del ancho de las zanjás:

Ancho zanja (m)	Dist. entre ejes de zanja (m)
0,30 a 0,45	1,80
0,45 a 0,60	2,00
0,60 a 0,75	2,15
0,75 a 0,90	2,30
0,90 a 1,10	2,50

Tanto los caños distribuidores como las colectoras de D° 100 mm, se instalan en un medio percolante de 0,30 m de espesor como mínimo, compuesto por material de un diámetro máximo de 60 mm y mínimo de 20 mm. El resto de la zanja se rellena con tierra ligeramente compactada.

El material entre las zanjás (ver figura 7.19) es arena, con una granulometría máxima de 6 mm, coeficiente de uniformidad menor que 4 y tamaño efectivo de 0,5 mm.

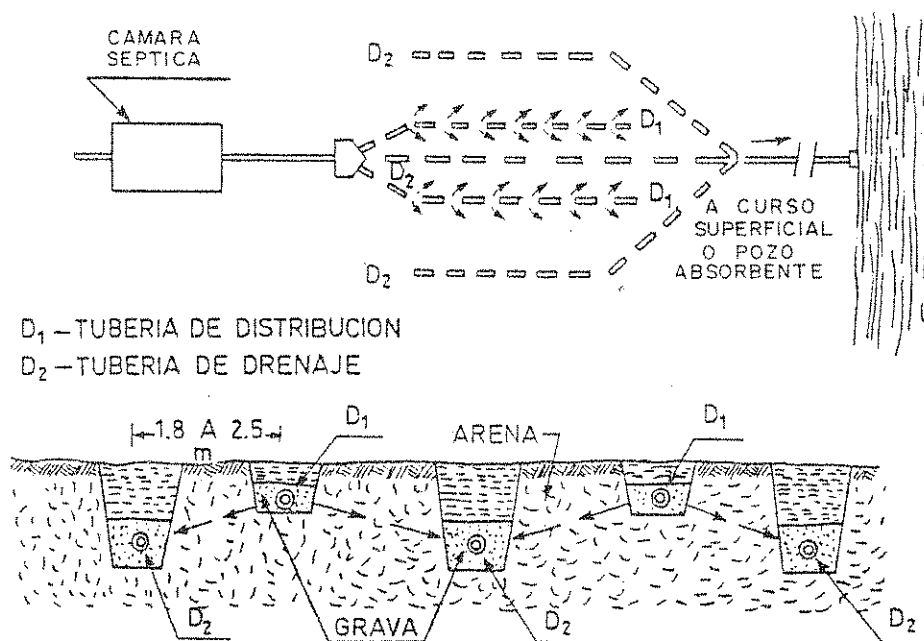


Figura 7.19 *

Campo de percolación subsuperficial alternativa
zanjás drenantes

La profundidad mínima de las zanjias distribuidoras es de 0,60 m y de las colectoras entre 1,00 y 1,40 m.

Habitualmente, se asume una velocidad de infiltración de 35 a 40 L/día * m² de superficie filtrante, correspondiendo la misma a ambas caras de la zanja distribuidora, con una altura medida desde el nivel líquido de la zanja hasta su fondo. Por las mismas razones expuestas en los Campos de Infiltración Subsuperficial (numeral 7.5.4) no se considera el fondo de la zanja.

La alternativa de campo de percolación (ver figura 7.20) reúne características similares a la de zanjias de percolación. Los drenes se envuelven en gavilla de iguales características y el material filtrante es la arena señalada para ese caso.

La tasa de aplicación es de 35 a 40 L/m², considerando para ello la superficie horizontal que soporta las arenas. La experiencia recomienda calcular la superficie total con un 20 a 25% de exceso, por posibles oclusiones de los poros de la arena.

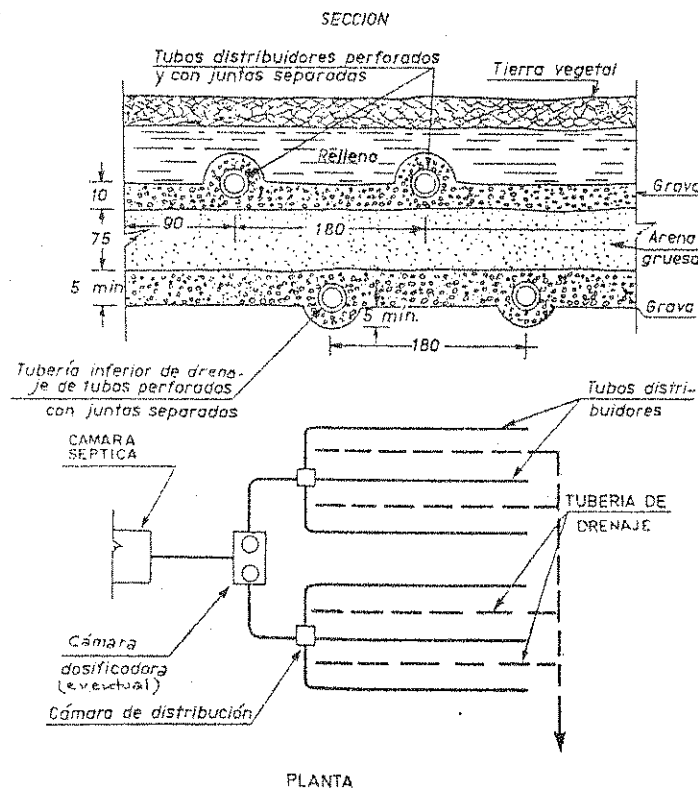


Figura 7.20

Campo de percolación subsuperficial alternativa
campo percolante

7.5.6.- Filtro Anaeróbico

Cuando la infiltración es inferior a la de los casos precedentes, y el único cuerpo receptor disponible es un curso de agua superficial, el efluente de cámaras sépticas puede ser adecuadamente tratado mediante un filtro anaeróbico. Previo a su disposición, se requiere un proceso de desinfección con cloro y un contacto de por lo menos 30 minutos.

En la figura 7.21 se observa el esquema de un filtro anaeróbico típico, mientras que en la figura 7.22 pueden apreciarse filtros anaeróbicos no convencionales, incorporados a sedimentadores previos y conformando con éstos una unidad.

El lecho filtrante tiene una altura usual de 1,20 m (en el tipo convencional), con una granulometría lo más uniforme posible, y comprendida entre 4 y 7 cm. La profundidad útil total del filtro es de 1,80 compuesta por:

- falso fondo = 0,30m
- manto filtrante = 1,20m
- carga líquida sobre el manto = 0,30m

Dado que los filtros integran con las cámaras sépticas una unidad de tratamiento, el diseño suele realizarse sobre la base de los parámetros de la cámara, en particular la permanencia hidráulica. De esta manera, se establece que el volumen útil total del filtro es de:

$$V_f = 1,6 * P * q * t_{dh}$$

Donde:

V_f = volumen útil total del filtro (litros)

P = número de contribuyentes al sistema

q = aportación unitaria al sistema (L/d * hab)

t_{dh} = tiempo de detención hidráulica en la Cámara Séptica (días)

Así, la superficie del filtro será:

$$S_f = V_f / 1,80$$

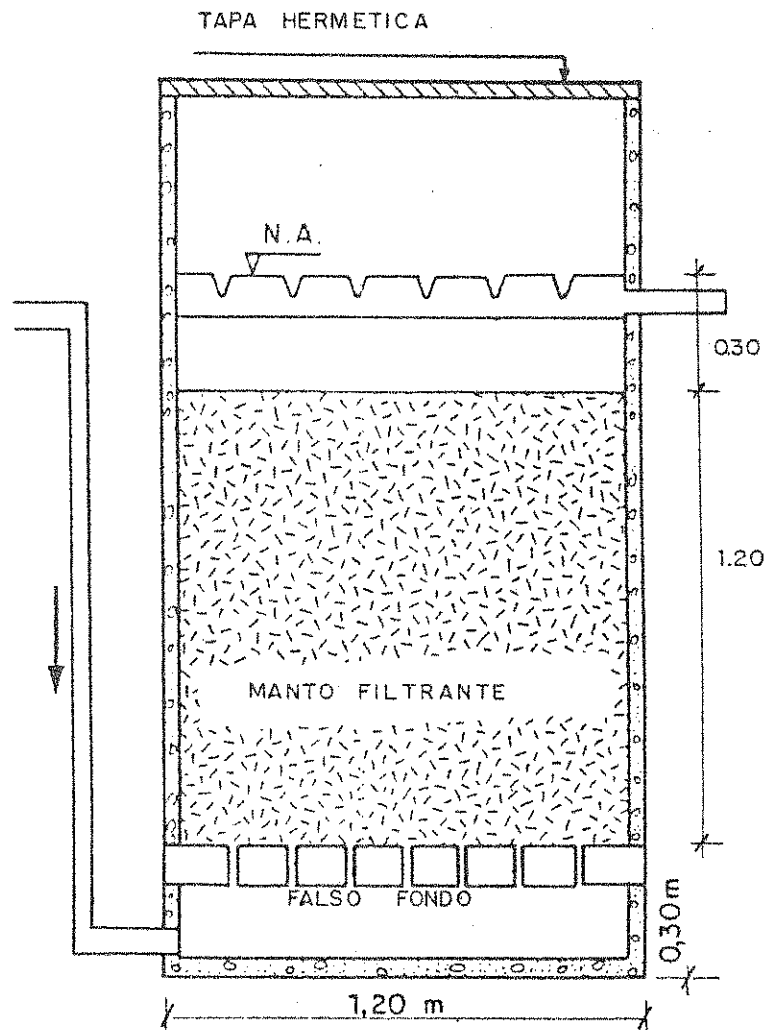
Se aconsejan como límites dimensionales para filtros de sección circular:

D° mínimo = 1,00 m

D° máximo = $3 * h = 5,40$ m

Para secciones prismáticas, la planta normalmente aceptada es la cuadrada. El lado del cuadrado tiene iguales límites que el diámetro en el caso de sección circular.

El falso fondo cuenta con orificios de 2,5 a 3 cm de diámetro, ubicados al tresbolillo y distanciados entre sí 0,15 m.



FILTRO ANAEROBICO

Figura 7.21

Filtro anaeróbico típico

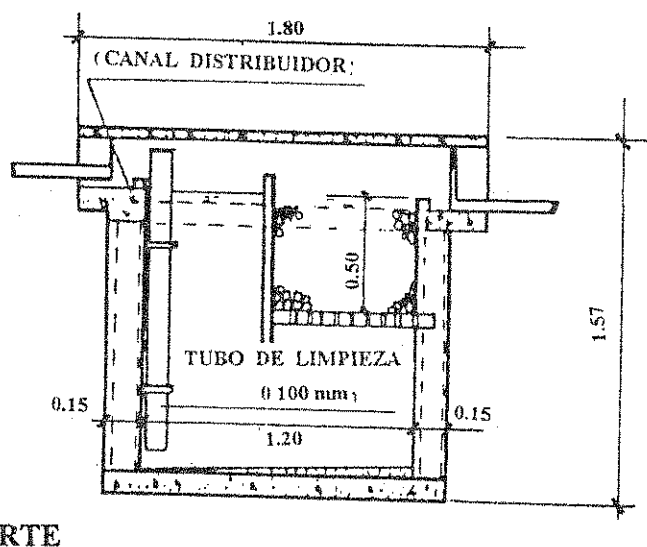
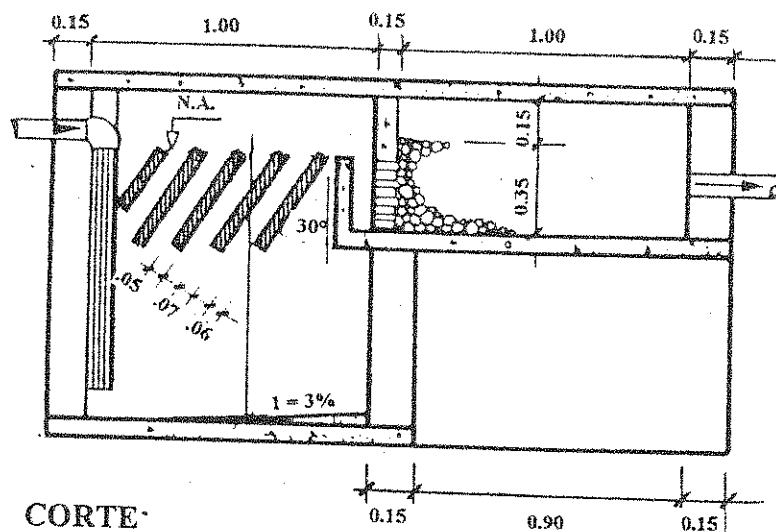


Figura 7.22

Filtros anaeróbicos no convencionales

Dado que el flujo es ascendente, el líquido se recoge superficialmente mediante una canaleta de al menos 0,10 m de ancho, la que es conveniente que sea diametral para lograr una distribución lo más uniforme posible del flujo. En el caso de planta cuadrada, la canaleta unirá el centro de dos lados opuestos.

El ingreso se realiza a través de un conducto D° 100mm ó más que desemboca en la parte inferior del falso fondo. En la parte superior, y para facilitar su eventual desobstrucción, conviene construir una cámara con tapa hermética, de al menos 30 * 30 cm de lado.

La pérdida de carga total del sistema es del orden de 0,10 m, razón por la que si se adosa el filtro a la cámara séptica, el nivel líquido de aquel debe ubicarse 10 cm, por debajo del nivel de salida de la cámara. El proyecto debe contemplar los requerimientos del sistema de salida del filtro (carga sobre vertedero), de manera de asegurar que el fondo de la canaleta quede ubicado a no menos de 0,12 m del manto filtrante.

La limpieza del filtro se realiza en forma ascendente con gran flujo de agua, lo que libera el material retenido en el manto. Para la limpieza del falso fondo, suele ser conveniente invertir el flujo y aplicar succión mediante una bomba en el conducto de ingreso. Estas operaciones raramente son requeridas.

La eficiencia media del conjunto Cámara Séptica-Filtro Anaeróbico, medida en DBO_5 , varía entre 75% y 95%, dependiendo fundamentalmente de la constancia de temperatura y eficiencia de la Cámara Séptica. Es por ello, que se han estudiado diseños no convencionales, los que fundamentalmente tienden a separar del líquido a ingresar los sólidos que hubieren podido ser arrastrados de la Cámara Séptica. Como ya se dijo, en la cámara hay diversos procesos que tienden a reflotar sólidos, los que no siempre consiguen ser retenidos, escapando con el efluente. Ello trae como consecuencia un aumento en la carga a aplicar al filtro, lo que disminuye la eficiencia del conjunto.

Los mantos filtrantes resultantes de estos sistemas son sensiblemente de menor espesor que los convencionales (0,35 a 0,50 m contra 1,20 m). No hay aún suficiente experiencia e información sobre su uso, resultando recomendable se apliquen en forma experimental a un número reducido de casos, para así obtener información que convenientemente procesada pueda aportar parámetros de diseño a aplicar.

ANEXO

PROPUESTA DE REGLAMENTO DE INSTALACIONES

SANITARIAS DOMICILIARIAS

REGLAMENTO DE LA INSTALACION SANITARIA DOMICILIARIA

1.- Sistema de Disposición de Excretas Sin Arrastre Hidráulico

Toda vivienda que no cuente con agua, ni aún con agua proveniente del aseo personal o del lavado de la ropa, deberá tener como mínimo una letrina sin arrastre hidráulico, con pozo ventilado.

2.- Instalación Sanitaria Con Arrastre Hidráulico

2.1.- Instalación Sanitaria Domiciliaria Mínima

Toda vivienda que cuente con una fuente de agua a corta distancia deberá tener como mínimo una instalación sanitaria compuesta por:

- a) Un inodoro con sello hidráulico en recinto independiente.
- b) Un recinto, incorporado o no al anterior para aseo personal.
- c) Una pileta para el lavado de la ropa y enseres domésticos.

Los desagües del inodoro descargarán directamente en el pozo absorbente, los desagües de los otros artefactos podrán concurrir previamente a una cámara almacenadora, para el aprovechamiento del agua en el sello del inodoro.

2.2.- Instalación Sanitaria Domiciliaria Reducida

Toda vivienda que cuente con servicio de provisión de agua por red o por sistema individual, deberá tener una instalación sanitaria domiciliaria como mínimo compuesta por:

- a) Un inodoro con sello y arrastre hidráulico por depósito automático, con canilla de servicio en el recinto.
- b) Una ducha, integrada o no al anterior.
- c) Una pileta para el lavado de ropa y enseres domésticos.

De no contar la vivienda con red de colectoras cloacales, los desagües de todos los artefactos concurrirán a cámara séptica. Posteriormente y de acuerdo a la permeabilidad del terreno y al caudal de agua, el efluente de la cámara séptica se dispondrá en pozo absorbente o campo de infiltración subsuperficial.

2.3.- Instalación Sanitaria Domiciliaria Completa Mínima

Toda vivienda que cuente con servicio de provisión de agua y recolección de efluentes deberá tener una instalación sanitaria domiciliaria compuesta como mínimo por:

- a) Un inodoro con sello y arrastre hidráulico por depósito automático y canilla de servicio en el recinto.
- b) Una pileta lavamanos integrada al recinto anterior.
- b) Una ducha, integrada o no al baño.
- c) Una pileta para el lavado de ropas y enseres domésticos.

Los desagües de todos los artefactos volcarán en la colectora cloacal.

3.- Caracterización de los Desagües

3.1.- Desagües Primarios

Los siguientes artefactos y accesorios pertenecen al sistema primario, que desaguan a cañería principal:

- a) Inodoros, sean del tipo común o palangana, a la turca, pedestal o sifónicos.
- b) Lava Chatas, de uso en sanatorios.
- c) Vaciadero, de uso en sanatorios.
- d) Mingitorios, de uso en baños públicos de caballeros.
- e) Boca de Acceso.
- f) Boca de Desagüe y Desobstrucción.
- g) Boca de Desagüe con Sifón.
- h) Sifón con Acceso.
- i) Separadores Enfriadores de Grasa.
- j) Pileta de Cocina, cuando no está conectada a separador enfriador de grasa.
- k) Boca de Desobstrucción
- l) Cámara de Inspección
- m) Todo otro accesorio que sirva de acceso a la instalación primaria.

3.2.- Desagües Secundarios

Los siguientes artefactos y accesorios pertenecen al sistema secundario:

- n) Pileta de Cocina, cuando está conectada a separador enfriador de grasa y éste a Boca de Desagüe con Sifón.
- ñ) Pileta de Lavar.
- o) Pileta Lava Copas, de uso en locales comerciales.
- p) Pileta Lavamanos.
- q) Lavatorio.
- r) Bidé.
- s) Bañera.
- t) Receptáculo de Ducha.
- u) Bebedero, de uso en lugares públicos.
- v) Saliveras, de uso indispensable en consultorios dentales.
- w) Rejilla de Piso.
- x) Todo accesorio que sirva de acceso a la cañería secundaria

4.- Accesorios Sanitarios

4.1.- Cañería Principal

El diámetro de la cañería principal tanto horizontal como vertical será de 100 mm. Cuando la verificación hidráulica demuestre que no es suficiente, se desdoblarán los desagües hacia otra cañería principal, las que se conectarán a la red en forma independiente.

Las cañerías de desagüe, siempre que sea posible serán construidas en tramos rectos. Cuando sea necesario cambiar de dirección se intercalarán curvas a 45°, adicionándose las suficientes bocas de desobstrucción (B.Dt) que permitan acceder a todos los tramos. La acometida de un ramal a la cañería principal se realizará con ángulo máximo de 45°. El uso de la cámara de inspección (C.I.), será restringido solamente a los casos en que no se pueda solucionar con bocas de desobstrucción.

La cañería principal tendrá siempre pendiente uniforme. Sólo podrá variarse aumentándola en el sentido del escurrimiento y en tramos completos, dentro del valor mínimo

del 1,5% hasta el valor máximo del 8%, pendientes éstas que aseguran la autolimpieza.

Con el objeto de no sobrepasar las pendientes máximas, los grandes desniveles serán salvados mediante saltos, en cuyo comienzo se colocará una boca de destape.

Se deberá cuidar muy especialmente que en las uniones no se produzcan saliente ni rebabas, en donde se enganchen los sólidos y generen obstrucciones.

Los caños contruidos con materiales que tengan un alto índice de dilatación deberán contar con juntas de unión deslizante, que permitan absorber las diferencias dimensionales que se producen por las diferencias de temperatura.

Tanto las cañerías como las juntas deben ser estancas e impermeables.

La descarga de los artefactos ubicados en pisos altos se efectuará con cañerías verticales, las que cumplirán la doble función de descargar y ventilar las instalaciones (C.D.V.). Estas cañerías al llegar a la planta baja, se apoyarán en curvas con base (C.c/B.). A 60 cm sobre el nivel del piso terminado de la planta baja, tendrán un acceso con tapa hermética abulonada (C.C.V.) y en su extremo superior la cañería vertical se prolongará hasta los cuatro vientos rematándose con un sombrerete (So). La acometida de cada piso se realizará siguiendo los filetes del escurrimiento a 45° o por lo menos con un ramal curvo (R.Cu). La cañería se sujetará al edificio en dos puntos por piso como mínimo.

No se permitirán colocar accesos a las cañerías horizontales en su mismo nivel o por debajo de él, como ser Caños Cámara Horizontal (C.C.H.) o Codos - Curvas con Acceso, etc. en su lugar se colocarán Bocas de Desobstrucción (B.Dt) con acceso desde el solado superior. En las cañerías verticales no se permitirá colocar acceso por debajo del nivel del piso. La solución adoptada debe asegurar el facil mantenimiento de la instalación.

Las cañerías, siempre que sea posible, se colocarán fuera de recintos habitables. Asimismo cuando la cañería deba atravesar un muro u otra estructura similar, se deberá dejar alrededor del caño un espacio anular de 15 cm como mínimo.

Las zanjas para la instalación de las cañerías deberán excavar-se con toda precaución, cuidando de no afectar la estabilidad de los taludes ni los cimientos de los muros existentes. Tendrán el ancho estrictamente necesario y seguirán los lineamientos del proyecto, en cuanto a dirección y niveles. Cuando el suelo sea poco resistente, se deberá utilizar cañería de material flexible con juntas también flexibles.

La tapada de las zanjás se deberá realizar según lo indica la mecánica de suelos, en capas no mayores de 20 cm. El grado de humedad del suelo debe ser el óptimo de compactación y ésta se comenzará y continuará al costado de los caños hasta superar en 30cm el intradós, a partir de donde la compactación se prolongará en todo lo ancho de la zanja.

De destacarse posteriormente a la construcción pérdidas, filtraciones o cualquier obstrucción que pueda perjudicar a terceros, quién se encuentre en uso inmediato de la instalación, sea propietario o no, deberá proceder a la reparación de todo lo necesario y hasta la total desaparición de la falla. Todo ello independientemente del resarcimiento que por derecho corresponda.

4.2.- Bocas de Acceso, Bocas de Desagüe y Destape, Bocas de Desagüe con Sifón, Bocas de Desobstrucción, Cámaras de Inspección

Cuando exista red colectora de desagües cloacales, el desagüe cloacal domiciliario deberá tener a menos de 10m de la conexión con la red colectora una boca de destape (B.Dt), la que permitirá efectuar fácilmente la desobstrucción.

Las Bocas de Acceso (B.A.), Bocas de Desagüe y Destape (B.D.y Dt), Boca de Desagüe con Sifón (B.D.c/S), Bocas de Desobstrucción (B.Dt) y las Cámaras de Inspección (C.I.), serán impermeables. Las que se construyan in-situ podrán ser de hormigón armado (H°A°), hormigón simple (H°S) o mampostería, asentada con mortero de cemento (MC) 1:3, revocadas interiormente con MC 1:2 y alisado con cemento puro. El espesor total del revoque será de 15 mm como mínimo.

De encontrarse las Bocas de Acceso (B.A.), Bocas de Desagüe y Destape (B.D.y Dt), Bocas de Desobstrucción (B.Dt), Cámara de Inspección (C.I.), en recinto cerrado contarán con cierre que no permita la salida de los gases.

4.3.- Ventilaciones

La cañería principal deberá tener un caño de ventilación en su extremo. Las ramificaciones deberán ventilarse, de encontrarse los artefactos conectados a esas ramificaciones a una distancia mayor de 12 m de la otra ventilación.

Toda cañería de desagüe vertical de piso superior deberá ser también de ventilación.

Las cañerías de ventilación serán de 100mm de diámetro.

Las instalaciones comprendidas en los Art. 2.1. y 2.2. podrán tener cañería de ventilación de $\phi = 60$ mm.

Los caños de ventilación se colocarán verticalmente las desviaciones tendrán como máximo 2 m. Se sujetarán a las paredes o estructura del edificio. Tendrán una altura superior a 2 m por encima de: ventanas, puertas, azoteas, terrazas, que se encuentren a menos de 4 m en proyección horizontal.

Cuando se trate de techo, azotea o terraza inaccesible y cuando no existan dentro de los 4 m puertas, ventanas, tanques de agua, azoteas ni terrazas, la altura del caño de ventilación podrá reducirse a 30 cm con respecto al techo o muro en donde se encuentre.

Al construirse un nuevo edificio o al ampliarse uno ya existente; si se encontrare con caño de ventilación propio o de finca vecina, a menos de 4 m en proyección horizontal, de las nuevas puertas, ventanas, azoteas o terrazas, quien construye deberá adecuar la ventilación a este Reglamento.

Cuando el que construye se vea imposibilitado de adecuar la ventilación de la finca lindera, luego de intimar fehacientemente al propietario vecino, quedará desligado de la obligación y será el propietario de la heredad existente quien esté obligado a adecuar la ventilación a este Reglamento. Todo ello sin perjuicio de las acciones judiciales a que tenga lugar conforme a derecho.

5.- Artefactos Sanitarios

5.1.- Conexión de los Artefactos

Los artefactos primarios (indicados en el punto 3.1. con las letras a) hasta la m) deben conectarse directamente a la cañería principal.

Los desagües de los artefactos secundarios (indicados en punto 3.2. con las letras n) hasta la x) deben conectarse a B.D.c/S abiertas o tapadas. En su defecto, de conectarse directamente a la cañería principal se les deberá interponer solamente un sifón.

No se podrán descargar artefactos de ningún tipo en B.D.c/S, que se encuentren ubicadas en otra planta.

A una B.D.c/S deben concurrir artefactos de un mismo ambiente. Podrán conectarse los desagües de artefactos de distintos ambientes y de la misma planta, siempre que la calidad de esos desagües no afecte la salubridad del ambiente en donde se encuentra ubicada la B.D.c/S.

En el caso de baños múltiples los inodoros (I), los mingitorios (M) y todo otro artefacto similar, deberán instalarse en ambientes ventilados directamente al exterior y en un lugar en donde se pueda efectuar la conexión de la cañería de descarga en forma directa.

Todos los artefactos sanitarios con desagüe directo a la red cloacal deberán estar ubicados a nivel superior al de la acera. No se permitirá colocar bajo ningún concepto un artefacto primario o secundario con desagüe directo si está ubicado a nivel inferior al de la acera.

Cuando no exista otra solución y se quiera instalar artefactos por debajo del nivel de la vereda, el desagüe de ellos se realizará a un pozo impermeable, cerrado y ventilado y con sistema automático de bombeo.

En zonas inundables, todos los artefactos o accesorios por los que pueda ingresar agua, deberán estar ubicados por encima de la línea de máxima creciente.

En todo lugar donde se limpien o reparen automóviles o máquinas o sus partes o se usen derivados del petróleo u otros combustibles líquidos, se deberá interponer previo a la descarga en la cañería principal un Interceptor de Nafta y Aceites (I.N.), proyectado y dimensionado para retener esas sustancias, a fin de evitar que al llegar al desagüe cloacal los combustibles desprendan gases inflamables que al combinarse con los gases cloacales provoquen explosiones y que los lubricantes no inhiban los procesos de depuración.

5.2.- Limpieza de los Artefactos

Todos los artefactos o accesorios provistos con sifón deberán tener descarga periódica de agua; en su defecto se deberá colocar una canilla de servicio (C.S.) para poder completar el agua del sello hidráulico.

En donde se cuente con abastecimiento de agua por red distribuidora o en donde se tenga provisión de agua individual, para la limpieza de los inodoros (I.) y mingitorios (M.) se deberá colocar un tanque o depósito, los que tendrán accionamiento manual para efectuar la descarga. Los depósitos automáticos para inodoros (D.A.I.) serán de capacidad comprendida entre 7 y 15 L y para los mingitorios (D.A.M.) tendrán una capacidad de 4 L por cada artefacto.

Los depósitos de descarga continua, intermitente o constante no pueden ser usados por el derroche de agua a que dan lugar, solamente podrán usarse con accionamiento manual.

6.- Revestimientos Impermeables

6.1.- Será exigido revestimiento impermeable:

En los pisos y paredes de los baños, letrinas y locales análogos.

En los pisos que reciban agua de un surtidor de agua de cualquier tipo y alrededor de las canillas u otros artefactos.

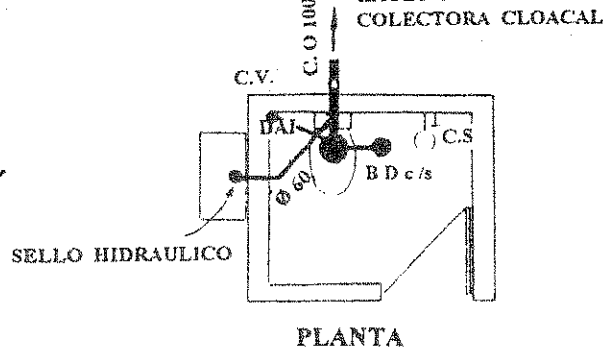
Las dimensiones del revestimiento variará según el artefacto y si la pared es propia o medianera y nunca podrá ser menor a las dimensiones que ha continuación se indican.

- 1) Todo ambiente sanitario deberá contar como mínimo con un zócalo de 15 cm de altura.
- 2) En P.C., o P.L.C., o P.L. o Lo. sobre muro medianero, será de 20 cm por encima de la canilla y 20 cm más ancho a cada costado del artefacto continuando hasta el piso. Cuando se trate de muro propio se eliminará la parte que continúa hasta el piso.
- 3) Las C.S. tendrán un revestimiento de 30 cm de ancho y una altura de 20 cm por encima de ella, continuando hasta el piso.
- 4) En los retretes o baños 20 cm por encima del artefacto y 30 cm a cada lado, luego 15 cm de altura de zócalo.
- 5) En los retretes o baños en donde se instale ducha, el revestimiento impermeable tendrá una altura de 1,80 m en todos los paramentos.
- 6) La zona en donde se instalen M. deberá tener revestimiento impermeable hasta una altura de 1,20 m del N.P.T.
- 7) En los baños completos la altura del revestimiento será de 1,80 m del N.P.T. (nive 1 de piso terminado) en todos los paramentos.

6.2.- Materiales

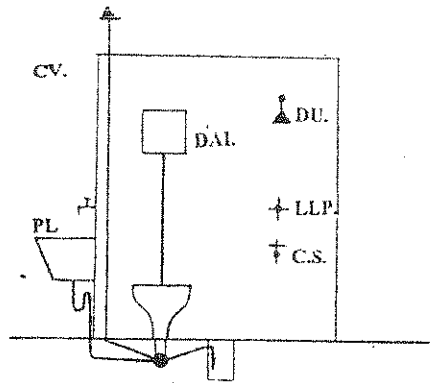
Los revestimientos impermeables podrán ejecutarse:

- 1) Revoques de M.C. 1:3 de espesor mínimo 1 cm con terminación alisado de cemento puro.
- 2) Cualquier terminación lisa sobre el M.C. 1:3 de 1 cm de espesor.
- 3) Azulejos, cerámicos, baldosas, mármoles o cualquier otro material natural o artificial suficientemente impermeable.



PLANTA

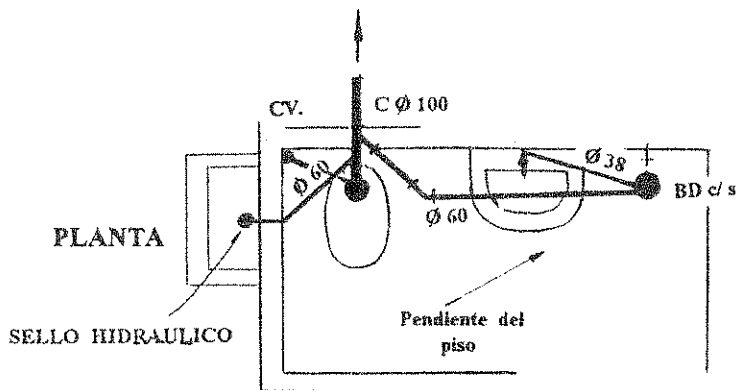
ESQUEMA INSTALACION SANITARIA DOMICILIARIA REDUCIDA



CORTE

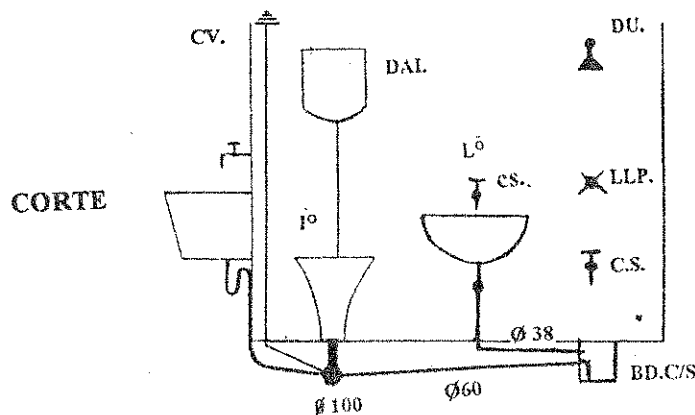
REFERENCIAS

C.V.	CAÑERIA DE VENTILACION.
D.A.I.	DEPOSITO AUTOMATICO DE INODORO.
C.S.	CANILLA DE SERVICIO.
LL.P.	LLAVE DE PASO.
Du.	DUCHA.
BD. c/s	BOCA DE DESAGÜE CON SIFON.
L°	LAVATORIO.
I°	INODORO.
I.P.	INODORO PEDESTAL.
B.D.T.	BOCA DE DESAGÜE TAPADA.
BE.	BIDET.
PL.	PILETA DE LAVAR.
PC.	PILETA DE COCINA.
C.C.V.	CAÑO CAMARA VERTICAL.
C.D.V.	CAÑO DESCARGA Y VENTILACION.
R.P.	REJILLA DE PISO.



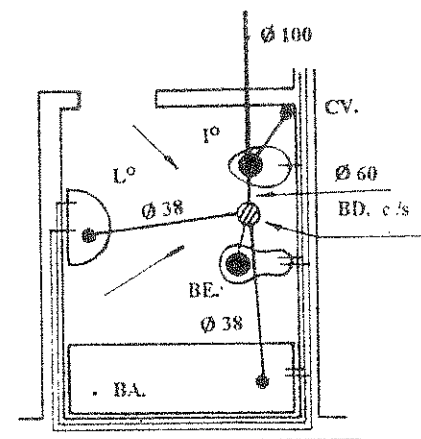
PLANTA

ESQUEMA INSTALACION SANITARIA DOMICILIARIA COMPLETA MINIMA



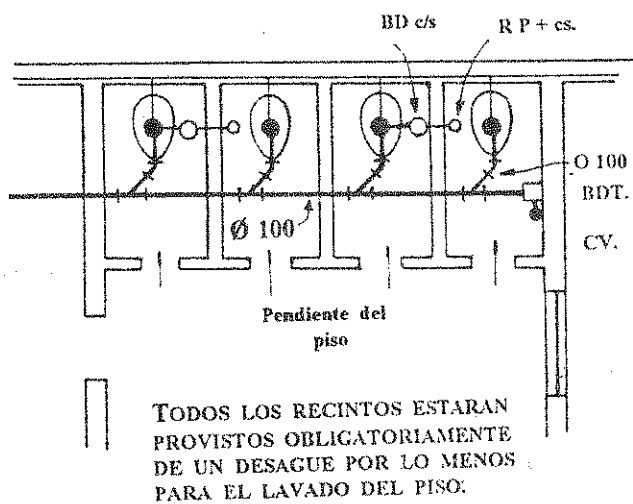
CORTE

RECINTO DE INODOROS

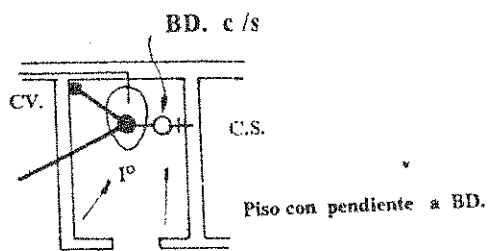


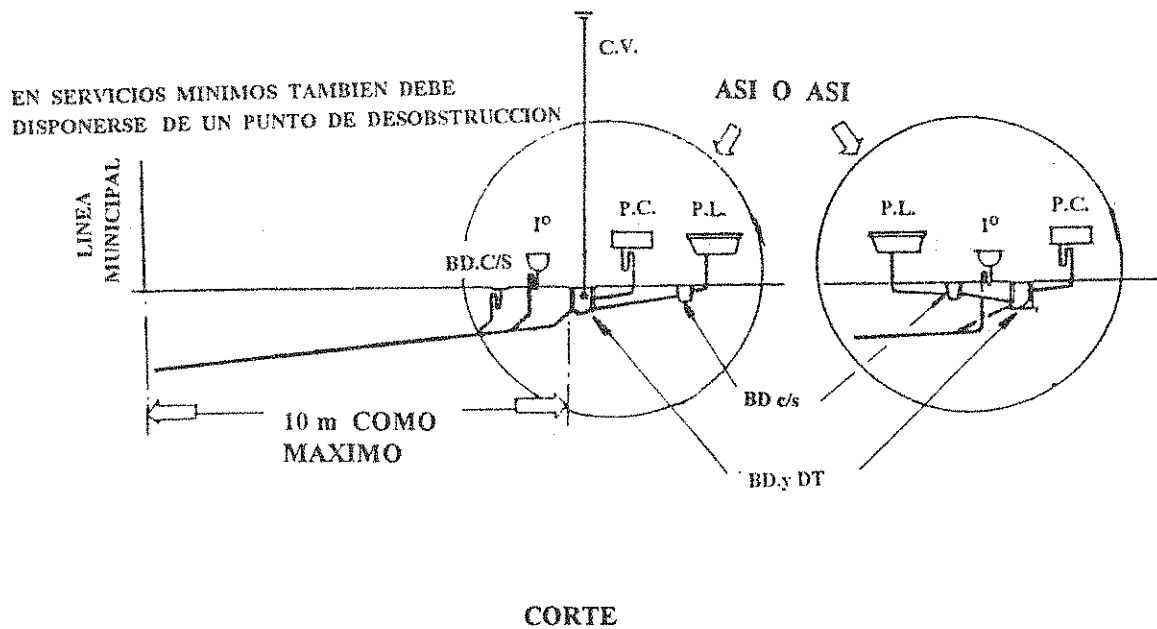
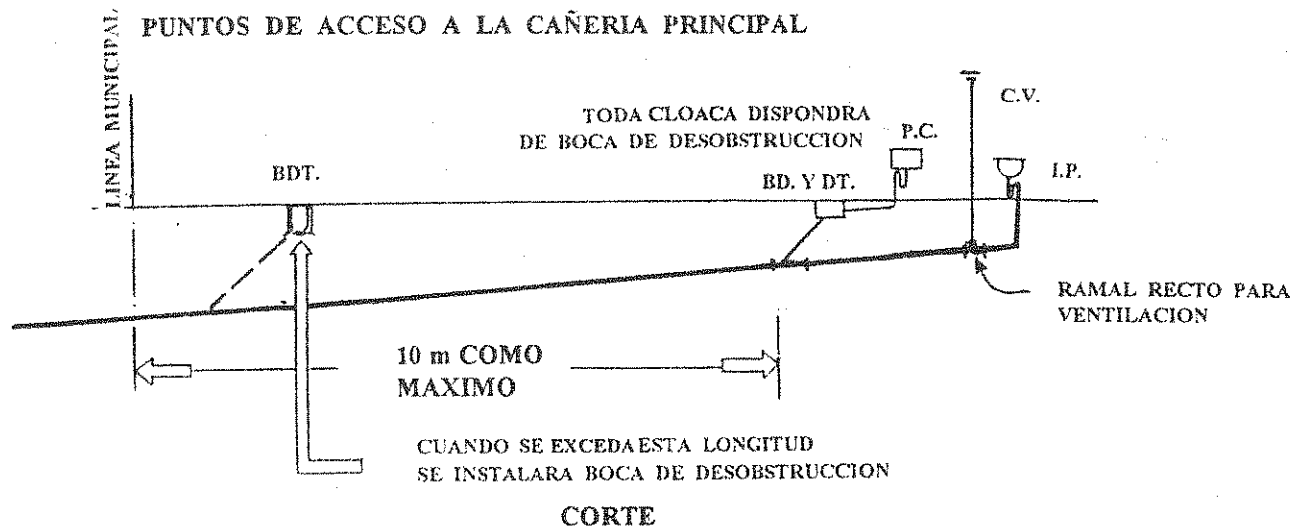
PLANTA

SERIE DE DOS O MAS INODOROS

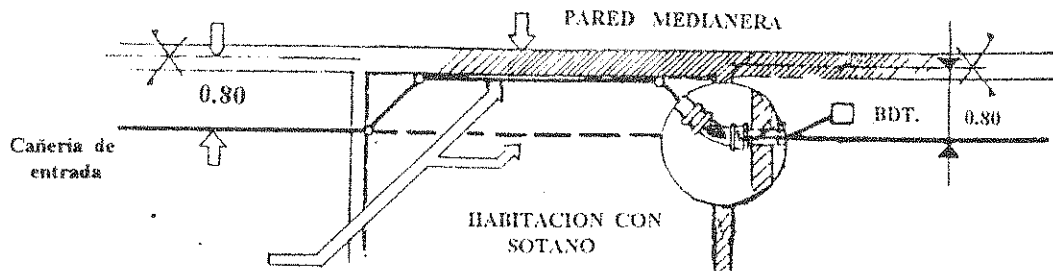


DESAGUE DE PISO EN TODO RECINTO SANITARIO HACIA BD. c/s





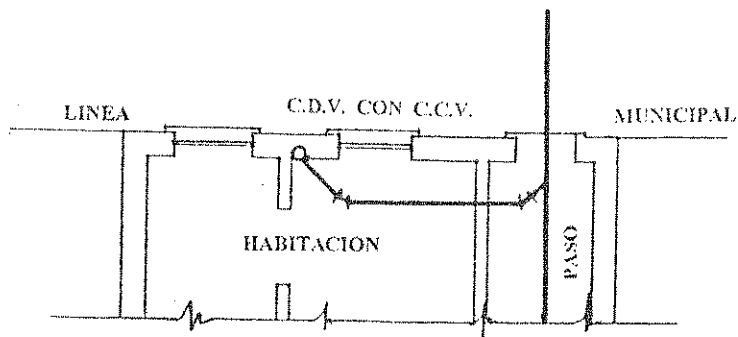
UBICACION DE CAÑERÍA PRINCIPAL RESPECTO A PAREDES MEDIANERAS



LAS CAÑERIAS SUSPENDIDAS EN SOTANO Y A LA VISTA PUEDEN ADOSARSE A LA MEDIANERA

PLANTA

CAÑOS DE DESCARGA Y VENTILACION EN LA PARED DEL FRENTE



PLANTA