UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
DEPARTAMENTO DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA

ESTUDIO DE ALGUNOS METODOS DE LA PRACTICA DE HIDROLOGIA SUPERFICIAL APLICADOS EN VENEZUELA

TRABAJO PRESENTADO ANTE LA ILUSTRE UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA PARA ASCENDER DE LA CATEGORIA DE ASISTENTE A LA DE AGREGADO EN EL ESCALAFON UNIVERSITARIO

Ramón José Guilarte R.

CARACAS, OCTUBRE DE 1.984

UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA
FACULTAD DE INGENIERIA
ESCUELA DE INGENIERIA CIVIL
DEPARTAMENTO DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA

ESTUDIO DE ALGUNOS METODOS DE LA PRACTICA DE HIDROLOGIA SUPERFICIAL APLICADOS EN VENEZUELA

TRABAJO PRESENTADO ANTE LA ILUSTRE UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA PARA ASCENDER DE LA CATEGORIA DE ASISTENTE A LA DE AGREGADO EN EL ESCALAFON UNIVERSITARIO

Ramón José Guilarte R.

CARACAS, OCTUBRE DE 1.984

Que se visite las vertientes de los ríos, se observe el curso de ellos y se determine los lugares por donde pueda conducirse agua a los terrenos que están privados de ellos.

SIMON BOLIVAR.

Decreto de Chuquisaca, 19 - 12 - 1825

CONTENIDO

Pág.

1. GENERALIDADES 2
1.1.- Aplicacion a la Ingeniería 2
1.2.- El Ciclo Hidrológico 3
1.3.- Papel del Agua en la Actividad Económica 10
1.4.- La Organizacion Meteorologica Mundial (OMM) 12
1.5.- Servicios Hidrológicos Nacionales 15
1.5.1 Ministerio del Ambiente y de los Recursos Naturales Renovables (M.A.R.N.R.) 16
1.5.2 Servicio de Meteorologia y Comunicaciones (SM-FAV) 17
1.5.3 Observatorio Naval Juan M. Cajigal 17
1.5.4 Electrificación del Caroni (EDELCA) 18
1.5.5 Ministerio de Agricultura y Cria 18
1.5.6 Instituto Nacional de Obras Sanitarias INOS 18
1.5.7 Ministerio de Sanidad y Asistencia Social 19
1.5.8 Instituto Agrario Nacional 19
1.5.9 Ministerio de Energía y Minas 20
1.5.10 Central El Palmar S.A. 20
1.5.11 Fundacion La Salle de Ciencias Naturales 20
1.6.- Coordinación de las Labores Hidrometeorológicas en el Pais ... 21
2.- CUENCA HIDROGRAFICA 23
2.1.- Concepto de Cuenca 23
2.2.- Trazado de Divisorias 24
2.3.- Factores Fisiograficos 25
2.3.1 Area 25
2.3.2 Forma 27
2.3.3 Elevación 30
2.3.4 Pendiente Media de la Cuenca 30
2.3.5 Longitud del Cauce Principal 35
2.3.6 Pendiente Media del Cauce Principal 35
2.3.7 Orientacion 36

CONTENIDO

		Pág.-
3.-	CLIMA	38
3.1.-	Circulación General de los Vientos en Venezuela	38
3.2.-	Control del Agua por la Vegetación	40
3.2.1	Acción de la Selva Sobre las Crecidas	40
3.2.2	Acción de la Selva Sobre el Balance Hidrológico	42
3.2.3	Vegetación y Erosión	43
3.2.4	Distribucion y Tipo de Vegetacion	44
3.3.-	El Clima de Venezuela	46
3.3.1	Temperatura	46
3.3.2	Presión	48
3.3.3	Vientos	48
3.3.4	Precipitación	49
4.-	ESTACIONES CLIMATOLOGICAS PARA PROPOSITOS HIDROLOGICOS .	50
4.1.-	Mediciones e Instrumentos Usuales en una Estación Cli-- matológica	51
5.-	REDES HIDROMETEOROLOGICAS	60
5.1.-	Principios Generales Para la Planificación de las Redes.	60
5.2.-	Red Optima	60
5.3.-	Red Mínima	61
5.4.-	Desarrollo de una Red Mínima	62
5.5.-	Datos Hidrometeorológicos que hay que Tener en Cuenta -- para Determinar la Densidad de una Red	62
5.6.-	Densidad de las Estaciones de Observación para una Red Mínima	64
5.7.-	Densidad Mínima Límite de las Redes Climatológicas	64
5.7.1	Estaciones Pluviométricas. Densidad de una Red Mínima ..	65
5.7.2	Estaciones de Evaporacion en una Red Minima	68
5.7.3	Red Hidrométrica de Densidad Mínima	68
5.7.4	Transporte y Depósito de Sedimentos	71
5.7.5	Calidad Química	72

CONTENIDO

		Pág.-
6.-	ESTADISTICA APLICADA A LA HIDROLOGIA	73
6.1.-	Los Procesos Hidrológicos	73
6.2.-	Distribución de Frecuencias	75
6.2.1	Construcción de una Dstribución de Frecuencias	76
6.2.2	Histograma	76
6.2.3	Poligono de Frecuencias	76
6.2.4	Distribución Acumulativa de Frecuencias	77
6.3.-	Medida de Tendencia Central	77
6.4.-	Medida de la Dispersión	79
6.5.-	La Distribución Normal	80
6.6.-	Parámetros y Estimadores	81
6.7.-	Análisis Estadístico de Valores Extremos	81
6.8.-	Series Estadisticas	89
6.9.-	Probabilidad de Ocurrencia de un Evento Dentro de su -- Período de Retorno	89
6.10	Riesgo	90
6.11	Frecuencia Conjunta	91
6.12	Sequía	93
6.13	Correlación y Regresión	94
6.13.1	Correlación	94
6.13.2	Correlacion	95
6.13.3	Correlación Lineal Simple	96
	6.13.3.1.- Coeficiente de Correlación	96
	6.13.3.2.- Coeficiente de Determinación	97
	6.13.3.3.- Desviación Típica de los Resíduos	97
6.13.4	Regresión Lineal	98
6.13.5	Límites de Confianza Sobre la Recta de Regresión	100
7.-	PRECIPITACION	103
7.1.-	Medición de La Lluvia	103
7.1.1	Pluviométro de Cántaro	104
7.1.2	Pluviométro Registrador ó Pluviógrafo	105
7.1.3	Pluviométro Totalizador	106
7.2.-	Aplicación de los Datos de Lluvia	106

CONTENIDO

		Pág.-
7.3.-	Presentacion de los Resultados de la Medición de la Lluvia	108
7.3.1	Tablas y Gráficos Cronologicos	109
7.3.2	Curvas de Altura de Lluvia Acumulada o Curvas de - Masa	109
7.3.3	Tablas y Datos Estadísticos	110
7.3.4	Lluvia Media Anual	110
7.3.5	Lluvia Media Mensual	112
7.4.-	Análisis de los Datos de Precipitación	112
7.4.1	Estimacion de Datos Faltantes	112
	7.4.1.1.- Promedio Aritmético	113
	7.4.1.2.- Proporcion Normal	113
	7.4.1.3.- Correlación	115
7.4.2	Ajuste de los Datos de Lluvia	115
7.4.3	Compensación de Registros Pluviométricos Heterogeneos	119
7.5.-	Precipitación Media Sobre Area	124
7.5.2	El Método de los Polígonos de Thiessen	125
7.5.3	El Método Isoyètico	126
7.6.-	Trazado de Isoyetas	127
7.6.1	Intervalos	127
7.6.2	Mapas Bases	129
7.6.3	Trazado	129
7.6.4	Extensión del Análisis	132
7.6.5	Método de Anomalías	133
7.7.-	Intensidad de la Lluvia	133
7.8.-	Duración de la Lluvia	135
7.9.-	Frecuencia de la Lluvia	135
7.10.	Relaciónes de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF).	136
7.11	Distribucion de la Lluvia en el Area	138
7.12.	Distribución de la Lluvia en el Tiempo	139
7.13	Análisis de Altura-Area-Duración de Lluvias	141
7.13.1	Metodologia	141

CONTENIDO

		Pag.-
7.13.2	Análisis de Zonas	144
7.13.3	Curva de Altura-Area	145
7.13.4	Datos Máximos de Altura-Duración	146
7.13.5	Combinación de Zonas	148
7.13.6	Alturas Máximas Absolutas Puntuales	149
7.13.7	Curva Máxima de AAD	149
7.13.8	Resumen	158
7.14	Precipitación Máxima Probable (PMP)	158
7.14.1	Tormenta Máxima Probable	159
7.14.2	Métodos para Estimar la PMP	160
7.14.2.1.-	Modelos de Tormentas	160
7.14.2.2.-	Maximación y Transposición de Tormentas .	161
7.14.2.2.a	Zonas Meteorológicamente Homogeneas	168
7.14.2.2.b	Orientación de la Tormenta	169
7.14.2.2.c	Factores de Ajuste	170
7.14.2.2.d	Transposición y Maximación en Zonas Montañosas	170
7.14.2.3.-	Fórmulas Empíricas	172
7.14.2.4.-	Método Estadístico	173
7.14.2.5.-	PMP en Regiones Tropicales	176
7.15.-	Las Lluvias en Venezuela	182
7.15.1	Fenómenos de Zonas Ecuatoriales	183
7.15.2	Fenómenos Propios de Zonas Templadas	183
8.-	EVAPORACION	187
8.1.-	Medicion de la Evaporación	187
8.2.-	Métodos Indirectos para Estimar la Evaporación	194
8.3.-	Coeficiente Evaporimétrico	195
8.4.-	Transpiración	197
8.5.-	Evapotranspiración	198
8.5.1	Evapotranspiración Potencial y Real	199
8.5.2	Métodos de Estimación de la Evapotranspiración	199

CONTENIDO

		Pag.-
8.5.2.1.-	Metodo de Thornthawaite	199
8.5.2.2.-	Metodo de Turc	207
8.5.2.3.-	Consideraciones Sobre la Exactitud de las - Fórmulas Utilizadas	209
8.6.-	Cálculo del Balance Hídrico	211
9.-	INFILTRACION	217
9.1.-	Concepto	217
9.2.-	La Habilidad del Suelo para Conducir el Agua	217
9.3.-	Velocidad de Infiltracion	218
9.4.1	Infiltrómetros Circulares	221
9.4.2	Simuladores de Lluvia	221
9.5.-	Infiltración Sobre una Cuenca Grande	223
9.6.-	Indice de Infiltración	233
10.-	ESCURRIMIENTO	236
10.1	El Ciclo del Escurrimiento	236
10.2	Medición del Escurrimiento	242
10.2.1	Métodos de Medición	245
10.2.1.1.-	Procedimiento Sección Promedio	246
10.2.1.2.-	Procedimiento Sección Media	253
10.2.2	Descripción de Correntímetros	254
10.2.3	Relación Altura-Gasto	255
10.3	La Estacion Hidrometrica	258
10.3.1	Partes de que Consta una Estación	258
10.3.2	Elección del Tramo de Aforo	261
10.3.3	Fluviogramas	263
11.-	SEDIMENTACION	265
11.1	Medición del Sedimento	266
11.2	Curva de Sedimentación	269
11.3	Estimación del Acarreo de Sedimento de una Corriente	270
11.4	Elementos de Erosión y Sedimentación	273

CONTENIDO

		Pág.-
19.4.1.1.-	Curva de Masa	420
19.4.2	Volumen Muerto	424
19.5	Criterios de Diseño	428
19.6	Estudio de Operación de Embalses	431
19.6.1	Funcionamiento del Vaso de un Embalse	433
19.6.2	Extracciones con Gastos Variables	436
19.6.3	Curva de Extracciones	437
19.6.4	Movimientos de Embalse	437
19.7	Sedimento en Embalses	440
19.8	Mareas y Oleajes Causados por el Viento en los Embalses	444
19.9	Filtracion en el Vaso	448
	BIBLIOGRAFIA	

LISTA DE TABLAS

Tabla:		Pág.-
2.1	Cálculo de la Curva Hipsométrica (Cuenca del Río Los Caracas)	31
4.1	Estimación de la Velocidad del Viento en la Veleta Wild	53
5.1	Densidad Mínima de las Redes de Estaciones Pluviométricas ...	66
5.2	Densidad Mínima de las Redes de Aforo	70
6.1	Valores de Y_n y σ_n en Función de n	86
6.2	Valores de Tr y b Para Construir el Papel de Gumbel	88
7.1	Diferencias Observadas entre la Lluvia Anual y las Lluvias Medias Anuales Calculadas Según el Número de Años Escogidos Como Período de Referencia	110
7.2	Totales Anuales de Precipitación ,,,.....	121
7.3	Valores del Grupo de Estaciones Acumulada en Orden Cronolo-- gico Inverso	121
7.4	Fluctuación Anual de la Precipitación Para el Período 1943-1962 Segun la Estación Piloto Sabana Grande	122
7.5	Registro Pluviométrico Compensado al Período 1943-1962 Se-- gún la Estación Piloto Sabana Grande	122
7.6	Datos de Intensidad de Lluvia. Estación Santo Domingo	137
7.7	Intensidad de Lluvia. Análisis de Frecuencia	138
7.8	Computo de Curvas de Altura-Area a Partir del Mapa Isoyético de la Tormenta Completa	150
7.9	Cálculo de Datos de Altura-Area por Zonas	150
7.10	Ejemplo de Análisis de una Tormenta. Lluvia Acumulada e -- Incrementos para Estaciones en la Cuenca del Rio Yaracuy ...	151
7.11	Ejemplo de Análisis de Tormentas. Lluvias a Partir de las Curvas de Masa	154
8.1	Cálculo de la Evaporación Diaria	193
8.2	Valores de Coeficients Evaporimétricos en Venezuela	196
8.3	Gradiente Vertical Medio	203
8.4	Datos de Temperatura de las Estaciones Tucupita y Zaraza ...	204

LISTA DE TABLAS

		Pág.-
8.5	Ajuste de los Datos de ETP Estimada por el Método de - Thornthwaite	205
8.6	Capacidad Provisional de Almacenaje de Agua en Diferentes Combinaciones de Suelo y Vegetación (Segun Thornthwaite - Mather, 1957)	213
8.7	Cálculo de un Balance Hídrico	216
9.1	Ejemplo de Cálculo de Capácidad de Infiltración Promedio Según una Tormenta Promedio	230
9.2	Ejemplo de Cálculo de Excedencia de Lluvia a Partir de la Capacidad de Infiltración Promedio Segun una Tormenta -- Promedio	231
10.1	Ejemplo de Cálculo de un Aforo	251
10.2	Lecturas de Mira Correspondientes a un Aforo para el Cál-- culo de la Mira Media Compensada	260
10.3	Cálculo de Escurrimiento. Río San Pedro. Estación Manza-- nares. Mes Octubre año 1967	264
11.1	Cálculo de la Carga de Sedimento. Río Doradas Hasta Puente Doradas Período 1/4/64 - 31/3/65	272
12.1	Tiempo de Flujo del Escurrimiento Directo Desde una Sub-- sección Hasta el Sitio de la Estacion Hidrometrica para - una Cuenca Hipotética	280
12.2	Guía Para la Estimacion de Velocidades	286
12.3	Cálculo del Excedente de Lluvia	305
13.1	Elementos de Cálculo de un Tránsito por Embalse Simple ..	315
13.2	Iteración de la Curva 2S/t-O de la Figura 13.1	315
14.1	Análisis de la Creciente del 12-13 de Septiembre de 1964 Rio Guacara en Puente Autopista. Hidrograma Registrado ..	324
14.2	Cálculo del Volumen del Hidrograma Neto	325
14.3	Aplicación del Método de la Curva S. Río Guárico en Boca de Cagua	327

LISTA DE TABLAS

Pág.-

14.4 Cálculo del Hidrograma Unitario Instantaneo 340
14.5 Cálculo del Hidrograma Curvililineo (Triangular) 341
14.6 Cálculo del Hidrograma Total (Triangular) 341
15.1 Coeficientes de Escorrentía C 354
15.2 Cálculo del Hidrograma Total. Aplicación de la Lluvia Instantanea. 356
15.3 Ejemplo de Cálculo de Frecuencia de Caudales Utilizando las Distribuciones de Pearson y Gumbel 358
15.4 Límites Inferior y Superior de la Carta de Prueba de Homogeneidad. 361
15.5 Datos de Crecientes Para Varios Ríos en los Andes Venezolanos 368
15.6 Datos Para la Prueba de Homogeneidad. Período Base 1957-1971 ,.... 368
15.7 Gastos Picos Para los Períodos de Retorno Señalados 369
15.8 Mediana de las Proporciones de Crecientes. Período 1957-1971 369
15.9 Serie de Duración Parcial - 1962-1971 371
16.1 Gastos Medios Mensuales en m^3/seg. Río Boconó en Boconó 379
16.2 Gastos Medios Mensuales en m^3/seg. Río Boconó en Peña Larga 379
16.3 Correlación de Gastos Mensuales 385
17.1 Cálculo de la Curva de Duración de Gastos. Río Doradas Hasta -- Puente Doradas 388
17.2 Cálculo del Indice de Variabilidad Para el Río Paguey en El -- Paso. Año 1969 391
17.3 Correcciones del Indice de Variabilidad 391
17.4 Datos de Precipitación Mensual en la Estación Barinas Socony 397
17.5 Cálculo Para la Derivación de la Curva de Variación Estacional -- Para los Datos Mensuales de Precipitación de la Estación Pluvio-- métrica Barinas - Socony 398
18.1 Modelo de Planilla de Cálculo de la Curva de Masa por Diferencias 402
18.2 Cálculo de la Curva de Masa Acumulada. Río Portuguesa Hasta Puente Portuguesa (1963-1969) 405

LISTA DE TABLAS

		Pág.-
18.3	Cálculo de la Curva de Masas por Diferencias Acumuladas. Río Portuguesa hasta Puente Portuguesa (1963-1969)	406
18.4	Volúmenes Mensuales Acumulados en HM3. Río Portuguesa - Hasta Puente Portuguesa (1963-1969)	409
19.1	Movimiento de Embalse. Embalse El Isiro, Edo. Falcón ,..	441
19.2	Relación Entre Viento Sobre Terreno y Viento Sobre Agua.	445
19.3	Porcentaje de Olas que Superan a Diversas Alturas Mayores de Zw	447

LISTA DE FIGURAS

Figura:		Pág.-
1.1	El Ciclo Hidrológico	5
1.2	Uso y Conservación del Agua	13
2.1	Filtración de Hoya con Estrato Impermeable	26
2.2	Filtración de Hoya sin Estrato Impermeable	26
2.3	Trazado de Divisoria	26
2.4	Curva Hipsométrica (Río Los Caracas)	37
2.5	Histograma de Distribución de Frecuencias de Elevaciones	37
2.6	Pendiente Promedio de la Cuenca	37
2.7	Perfil Longitudinal del Cauce (Río Los Caracas)	37
3.1	Circulación General de los Vientos en Venezuela	41
4.1	Instrumentos de una Estación Meteorológica	55
4.2	Estación Climatológica Típica	56
4.3	Presentación Típica de Datos de Temperatura, Humedad, Radiación Solar e Insolación	57
4.4	Presentación Típica de Datos de Evaporación y Viento	58
4.5	Representación Gráfica de Elementos Climatológicos	59
5.1	Error Absoluto en Porcentaje como Función de la Densidad de Estaciones Usando Datos Mensuales	66
6.1	Diagrama de Flujo Definitorio del Tratamiento de un Proceso Hidrológico	74
6.2	Histograma y Poligono de Frecuencias	78
6.3	Poligono Acumulativo de Frecuencias Relativas	78
6.4	Distribución de Frecuencias Mostrando Las Medidas de Tendencia Central y Dispersión	78
6.5	Distribución Normal Típica	87
6.6	Datos Hidrológicos Ordenados para su Ocurrencia y por su Magnitud	87
6.7	Linealización de una Distribución Estadistica	87
6.8	Caudal Medio Diario Máximo. Papel de Probabilidad Normal	88
6.9	Caudal Medio Diario Máximo. Papel Logarítmo Normal	88

LISTA DE FIGURAS

Figura:		Pág.-
6.10	Caudal Medio Diario Máximo. Papel Gumbel Powel	88
6.11	Curva de Frecuencia de Sequías	92
6.12	Frecuencia de Ocurrencia de las Crecidas un Río C como -- Función de las Crecidas de sus Afluentes	92
7.1	Pluviométro de Cantaro	107
7.2	Pluviógrafo de Balancín	107
7.3	Pluviógrafo de Sifón	107
7.4	Pluviómetro Totalizador	107
7.5	Presentación de Datos de Lluvia	111
7.6	Curvas de Masa. Cuenca del Río Yaracuy. Tormenta del 19 y 20 de Abril de 1977	111
7.7	Análisis de Consistencia de Datos de Lluvia Mediante la Curva de Doble Masa (Estación Cantaura)	118
7.8	Homogenización de Datos Pluviométricos.Poligonos de Thiessen.	123
7.9	Desviación del Promedio Anual de Precipitación en %	123
7.10	Curva de Masa Diferencial de Precipitaciones. Estación Piloto Sabana Grande. Período 1943-1944/1962-1963	123
7.11	Doble Ploteo de Masa para la Estación Piloto Sabana Grande ..	123
7.12	Cálculo de Lluvia Media Sobre Area. Método de los Polígonos - de Thiessen	128
7.14	Cálculo de Lluvia Media Sobre Area. Método Ysoyético	128
7.15	Ilustración de Criterios para el Trazado de las Isoyetas. Estrechamiento Pronunciado de las Isoyetas	128
7.16	Ilustración de Criterios para el Trazado de las Isoyetas. -- Isoyetas del Mismo Valor muy Próximas	131
7.17	Ilustración de Criterios para el Trazado de las Isoyetas. Caso Conflictivo	131
7.18	Ilustracion de Criterios para el Trazado de las Isoyetas. Casos Comunes de Análisis Errores de Isoyetas	131

LISTA DE FIGURAS

Figura:		Pág.-
7.19	Semejanza de los Patrones Isoyéticos Medio Anual y de Tormentas en Zonas Orograficas	134
7.19.a	Cuenca del Río Yacambú en Paso Angostura. Isoyetas Medias -- Anuales Compensadas al Período 1953-1972	134
7.19 b	Análisis Isoyètico. Tormenta del 23-06-72 Sobre la Cuenca -- del Rio Yacambu	134
7.19.c	Análisis Isoyético. Tormenta del 20-10-70 Sobre la Cuenca -- del Rio Yacambú	134
7.19.d	Análisis Isoyético. Tormenta del 10-02-70 Sobre la Cuenca -- del Río Yacambú.....	134
7.20	Curvas de Reduccion de Lluvia por Area	140
7.21	Curva de Distribución de la Lluvia de 24 horas	140
7.22	Isolíneas de Intensidad-Frecuencia-Duración	140
7.23	Curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia(Estacion Cúa Tovar).	140
7.24	Cuenca del Río Yaracuy. Mapa Base	155
7.25	**Cuenca del Río Yaracuy. Tormenta del 19-20 de Abril de 1972 Mapa Isoyético Preliminar**	155
7.26	Cuenca del Río Yaracuy. Tormenta del 19-20 de Abril de 1972 Mapa Isoyético Final	155
7.27	Cuenca del Río Yaracuy. Tormenta del 19-20 de Abril de 1972 Areas de Influencia de las Estaciones Pluviométricas	155
7.28	Cuenca del Río Yaracuy. Tormenta del 19-20 de Abril de 1972 Líneas Isocronas	156
7.29	Cuenca del Río Yaracuy. Tormenta del 19-20 de Abril de 1972 Curvas de Masa de La Marroquina y Albarico	156
7.30	Cuenca del Río Yaracuy. Tormenta del 29-30 de Abril de 1972 Curvas de Masa de Urama, Hacienda Caucaguita, Dique Morón, -- El Hacha, El Trigal y Aroa	156

LISTA DE FIGURAS

Figura:		Pág.-
7.31	Cuenca del Río Yaracuy. Tormenta del 19-20 de Abril de 1972 Curvas de Masa de las Estaciones Albarico y Taria	157
7.32	Curva de Altura-Area Máxima para Varias Duraciones. Tormenta del 19-04-72 Sobre la Cuenca del Río Yaracuy.	157
7.33	Cuenca del Río Yaracuy. Tormenta del 19-20 de Abril de 1972 Curva de Masa de las Estaciones La Marroquina, San Felipe - Las Peñitas, Guarabo, Guama, Campo Elías y Central Matilde.	157
7.34	Diagrama de Flujo del Procedimiento para el Análisis de -- Tormentas.....	157
7.35	Transposición y Maximación de Una Tormenta	175
7.36	Máximas Alturas de Lluvias Mundiales Medidas	175
7.37	Relación Entre la Lluvia Máxima Medida Anual, El Factor -- de Frecuencia y la Duración de la Tormenta	175
7.38	Lluvias de Diseño Para las Hoyas de los Ríos Tuy y Guapo ..	180
7.39	Convergencia Intertropical	186
7.40	Frentes Fríos	186
7.41.a	Onda del Este	186
7.41.b	Convergencia del Sur del Lago de Maracaibo	186
7.41.c	Convergencia Sobre la Cordillera	186
7.41.d	Convergencia de Barlovento	186
7.42	Burbuja de Aire Frío	186
8.1	Tina de Evaporación	191
8.2	Gráfico de Correlación Entre T y E. Método de Thornthwaite. Estación Cúa	206
8.3	Relación Temperatura Media Anual - Altitud	210
8.4	Relación Geotemperatura-Parámetro de Geotemperatura	210
8.5	Relación Precipitación-Evapotranspiración-Geotemperatura ..	210
9.1	Efecto de la Variación de K en la Ecuación de la Curva de Infiltración según Horton	220
9.2	Efecto del Contenido de Humedad Inicial en el Suelo Sobre - La Curva de Infiltración (Según Free, Browing y Musgrave) .	220

LISTA DE FIGURAS

Figura:		Pág.-
9.3	Diagrama Esquemático Ilustrativo de la Determinación y Significado del Indice de Infiltración ϕ (Según Linsley, Kohler y Paulhus)	220
9.4	Análisis de Hidrogramas	227
9.5	Determinación de la Curva de Infiltración en una Cuenca	228
9.6	Relación Lluvia-Excedencia de Lluvia para una Cuenca	232
9.7	Relación Excedencia de Lluvia-Capacidad de Infiltración para una Cuenca	232
9.8	Ilustración del Indice ϕ	235
10.1	Ciclo del Escurrimiento	239
10.2	Ciclo del Escurrimiento. Diagrama Esquemático de la Disposición de la Lluvia Durante una tormenta	241
10.3	Ilustración Esquemática de la Disposición de la Lluvia en -- una Cuenca Impermeable y una Cuenca Altamente Permeable	241
10.4	Ilustración de un Aforo Tradicional	252
10.5	Aforo por el Método de Sección y Velocidad. Procedimiento -- Sección Media	256
10.6	Río Quinimari en Buenos Aires - Curva de Gastos 1974	256
10.7	Correntímetro Gurley	257
10.8	Correntímetro OTT	257
10.9	Sección de Aforo	259
10.10	Mira Típica	262
10.11	Limnigrafo	262
11.1	Muestreadores de Sedimento en Suspensión	274
11.2	Curva de Sedimentación del Río Doradas	275
11.3	Esfuerzo Cortante Crítico Obtenido de la Información Experimental de Shields en Función del Diámetro del Material no - cohesivo del fondo	277
11.4	Esfuerzo Cortante Crítico en Suelos Cohesivos Según Datos -- de la U.R.S.S. Publicados en Hidrotechnical Construction -- 1936 Moscu	277

LISTA DE FIGURAS

Figura:		Pág.-
12.1	Definición del Hidrograma	280
12.2	Cuenca Hipotética	280
12.3	Contribución al Escurrimiento por las Sub-Cuencas de la Figura 12.2	280
12.4	Hidrogramas de Caudales de Equilibrio	285
12.5	Determinación del Tiempo de Concentración	285
12.6	Hidrograma Teórico para Lluvia Infinita y Cuenca Rectangular Impermeable de Longitud Infinita	289
12.7	Hidrograma Teórico para Lluvia Ilimitada y Cuenca Rectangular de Longitud Finita	289
12.8	Hidrograma Para una Cuenca Rectangular y Lluvia de Duración Finita	289
12.9	Hidrograma de Período Corto Correspondiente a la Corriente Principal de una Cuenca Hipotética	289
12.10	Hidrogramas que Representan los Principales Tipos de Incrementos de Escurrimiento	292
12.11	Hidrogramas de los Ríos Itchen y Mississippi que Ilustran la Contribución del Escurrimiento del Agua Subterránea	294
12.12	Hidrograma de Caudales Medios Diarios del Rio Black Volta en 1958	294
12.13	Hidrograma de Caudales Medios Diarios del Río Konkoure en 1955	296
12.14	Creciente del 10-05-70 del Rio Pao en Paso La Balsa	296
12.15	Excedentes de Lluvia	305
12.16	Relación de Abstraciones para el Cálculo del Escurrimiento Directo	305
12.17	Componentes Lluvia-Escurrimiento	305
13.1	Curva de Elevación-Capacidad y de Caudales	314
13.2	Tránsito de una Avenidad por un Embalse Simple	314

LISTA DE FIGURAS

FIGURA:		Pág.-
14.1	Principios del Hidrograma Unitario	318
14.2	Comparación de Dos Hidrogramas de una Misma Cuenca y para una Misma Tormenta	318
14.3a	Río Guacara a Puente Autopista. Creciente del 12-13de Septiembre de 1964. Hidrograma Medido	336
14.3.b	Procedimiento de Análisis	336
14.3.c	Río Guacara en Puente Autopista Creciente del 12-13 de Septiembre de 1964, Hidrograma Adimensional	336
14.4.a	Cuenca del Río Los Guayos	337
14.4.b	Curva de Retardo Típica	337
14.4.c	Río Los Guayos. Hidrograma Adimensional	337
14.4.d	Curva de Volumen Acumulados vs. Tiempo Usada para Calcular el Tiempo de Ocurrencia de la Mitad del Volumen del Hidrograma	337
14.4.e	Deduccion del Hidrograma Unitario	337
14.5	Curva de Retardo Aplicable en Venezuela	338
14.6	Construcción de un Hidrograma Unitario de Duración 2T	339
14.7	Ilustración Gráfica de la Curva S de la Tabla 14.3	339
14.8	Determinación de la Constante de Almacenaje	339
14.9	Cuenca del Río Pao Hasta Paso La Balsa. Mapa de Isocronas ...	340
14.10	Diagrama de Porcentaje de Area-Tiempo	340
14.11	Relación TL vs. Tc Sobre la Base de las Características de las Curvas de Recesión.	340
14.12	Cálculo del Hidrograma Unitario de Duración Finita	340
14.13a	Hidrograma Unitario Típico	340
14.13b	Análisis del Hidrograma Triangular, Representación Esquemática del Hidrograma Unitario.	340
14.14	Hidrograma Triangular del Río Guataparo en Compañía Inglesa .	341
14.15	Aplicación del Hidrograma Triangular - Río Guaire Puente Soublette	341

LISTA DE FIGURAS

FIGURA:		Pág.-
15.1	Escurrimiento a Partir de una Lluvia Uniforme Visualizado por el Método Racional	348
15.2	Histograma de una Lluvia Típica	348
15.3	Hidrograma de Escurrimiento para un Bloque de Lluvia -- Uniforme	348
15.4	Hidrograma de Escurrimiento para un Bloque de Una Duración Uniforme de Lluvia	348
15.5	Esquema de Hidrogramas Linealizados	352
15.6	Quebrada Las Pailas. Mapa de Conjunto	352
15.7	Curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia. Estación Maiquetía, Dto. Federal, 1947-1967	352
15.8	Río Pao en Paso La Balsa. Creciente del 10-05-70, Hidrograma de Escurrimiento Directo.....	363
15.9	Ejemplo de Curva de Probabilidades de Gumbel. Período -- 1957-1971	363
15.10	Listado de Datos de Crecientes Medidas. Río Las Marías - en Puente Las Marias	363
15.11	Tabulación de Datos de Crecientes para Análisis de Frecuencia. Rio Las Marías en Puente Las Marías	363
15.12	Correlación de Crecientes Anuales Rio Morador vs. Río -- Guache	363
15.13	Rio Las Marias en Puente Las Marias. Curva de Frecuencia Preliminar	370
15.14	Carta de Prueba de Homogeneidad	370
15.15	Curva Regional de Frecuencia	370
15.16	Variación de la Creciente Media Anual con el Area de -- Drenaje	370
15.17	Determinación de la Creciente Media Anual a Partir de un Registro Corto	371
15.18	Curva de Frecuencia para un Area de 100 km^2	371

LISTA DE FIGURAS

FIGURA:		Pág.-
16.1	Cuenca del Río Boconó	381
16.2	Correlación de Gastos Mensuales. Período 1962-1970	381
16.3	Diagrama de Correlación	381
17.1	Distribución de Frecuencia de Caudales. Río Doradas en Puente Doradas.	395
17.2	Curva de Duración de Caudales. Río Doradas en Puente Doradas. Período 01-04-64 a 31-03-65	395
17.3	Derivación de la Curva de Duración de 20 años con los Datos - de Escorrentía Mensual del Rio Santo Domingo a partir del Registro del Río Paguey y de Tres Años de Registro en Sto. Domingo	395
17.4	Curva de Duración Ploteada Usando la Razon Entre los Caudales y el Caudal Promedio	395
17.5	Curvas de Frecuencia de los Valores Mensuales de la Precipitación en Barinas Socony	396
17.6	Variación Estacional de la Pluviosidad	396
18.1	Diagrama de Masa para una Corriente de Caudal Constante	407
18.2a	Diagrama de Masa por Diferencias	407
18.2b	Escala de Gastos	407
18.2c	Diagrama de Masa por Diferencias Gasto Base Igual a Gasto - Medio	407
18.2d	Escala Gráfica	407
18.3	Curva de Masa por Diferencias Acumuladas. Río Portuguesa -- Hasta Puente Portuguesa	408
18.4a	Análisis de la Curva de Masa Acumulada	411
18.4b	Escala Gráfica	411
18.5	Curva de Masa Acumulada. Río Protuguesa Hasta Puente -- Portúguesa	411
19.1	Curva de Altura-Area-Capacidad. Embalse Mitare	414
19.2	Zonas de Almacenamiento de un Embalse	416
19.3	Ubicacion del Embalse Cuatricentenario	418
19.4	Sección de la Presa Cuatricentenerio	418
19.5	Esquema del Vaso del Embalse Cuatricentenario	418

LISTA DE FIGURAS

FIGURA:		Pág:-
19.6	Diagrama de Masa por Diferencias de Caudales para un Período Largo	425
19.7	Diagrama de Masa por Diferencias para un Caudal de Extracción Dado	425
19.8	Escala Gráfica	426
19.9	Curva de Eficiencia de Atrape (Según Brune)	427
19.10	Escala Gráfica	427
19.11	Funcionamiento del Vaso	427
19.12	Embalse El Isiro. Curva de Area-Capacidad	438
19.13	Curva de Extracciones	438
19.14	Un Diagrama Esquematico de la Acumulación de Sedimentos en un Vaso de Almacenamiento Típico	446
19.15	Distribución del Sedimento en Varios Vasos, y una Curva de Diseño Sugerida	446
19.16	Cálculo del Fetch Efectivo	446
19.17	Diagrama para Determinar el Período Máximo de la Ola en -- Funcion de la Velocidad del Viento del Fetch	450
19.18	Diagrama para Calcular el Ascenso de las Olas en Embalses .	450
19.19	Velocidad Media del Viento y Dirección Prevalecien-- te Mensual. Velocidad Máxima Mensual y Dirección Correspondiente. Estación Coro Estado Falcon. Período 10 años	451
19.20	Porcentaje de Ocurrencia de Cada Dirección del Viento. - Estación Coro. Período 2 años	451

INTRODUCCION

El presente Estudio sobre Algunos Métodos de la Práctica de Hidrología Superficial Aplicados en Venezuela, lo he elaborado como parte de los requisitos exigidos por el Reglamento de Ingreso en el Personal Docente y de Investigación y de Ubicación y Ascenso en el Escalafón Universitario, para ascender a la categoría de Profesor Agregado.

En este trabajo presento en una forma sencilla pero completa algunos - métodos de hidrología superficial clásica de uso común en la práctica de la Ingeniería en el país.

Aunque es mi intención estudiar los métodos desde el punto de vista de su aplicación práctica, he procurado, en cada caso, brindar, previo a la exposición del método, los fundamentos teóricos que lo respaldan y se ha enfocado la estructuración del estudio en la forma de un análisis directo, sistemático y secuencial de los procesos que conforman - el ciclo hidrológico.

A partir de libros de texto y trabajos publicados en el país y en el exterior, he seleccionado aquel material que he considerado de interés y lo presento en la forma que he concebido como adecuada, completa y organizada para su mejor compresión y posible aplicación. Particularmente, he adoptado como material de base aquellos trabajos -- publicados en el país en materia de hidrología, cuya investigación - bibliográfica pude realizar. Adicionalmente he hecho uso del conocimiento que tengo sobre el clima y la hidrología típicos de Venezuela mediante la utilización de información hidroclimática venezolana en los numerosos ejemplos de aplicación expuestos en el trabajo.

El estudio se ha dividido en 19 capítulos que abarcan desde los principios del ciclo hidrológico hasta las metodologías aplicables al diseño hidrológico de embalses, pasando por el análisis y tratamiento de la información hidroclimática, el análisis de crecientes y la extensión sintética de datos hidrológicos. Finalmente se presenta una lista de bibliografía en la materia.

1.- GENERALIDADES

La Hidrología es la ciencia que trata las propiedades, la distribución y la circulación del agua; especialmente, el estudio del agua sobre la superficie del terreno, en el subsuelo y las rocas subyacentes y en la atmósfera. El dominio de la Hidrología abarca completamente la historia del agua sobre la tierra.(1)

1.1.- Aplicación a la Ingeniería

La Hidrología, aplicada a problemas de ingeniería, incluye basicamente aquellos aspectos del muy amplio campo de ésta relativos a la investigación y estudio, y al diseño y operación de obras para el aprovechamiento, control y conservación del agua.

En general los resultados hidrológicos se obtienen no a través de la aplicación de una ley física básica y del razonamiento deductivo, sino en base a una serie de eventos observados, los cuales se analiza estadísticamente a fin de establecer modelos de predicción, mediante la aplicación de técnicas estadísticas modernas especialmente adaptadas a la Hidrología, combinadas con la computación electrónica.

La inexistencia de datos hidrológicos, adecuados que permitan la obtención de parámetros estadísticos fidedignos, acarreará graves dificultades en el diseño y operación de las obras hidráulicas.

Cada problema hidrológico es diferente a otro, por lo que no debe transferirse directamente las conclusiones de una cuenca a otra; utilizando procedimientos apropiados se puede lograr dicha transferencia en forma válida bastante aproximada; siendo el desarrollo de estos procedimientos una de las principales funciones del Hidrólogo.

(1) Chow V. T. Handbook of Applied Hydrology. Mc Graw Hill N. Y. 1964.

1.2.- El Ciclo Hidrológico

La Hidrología puede enfocarse como el examen cientifico y la evaluación de un ciclo contínuo del agua o ciclo hidrológico. El ciclo hidrológico puede visualizarse como el conjunto de los diferentes caminos a través de los cuales circula el agua y va experimentando transformaciones. Estos caminos penetran las tres áreas del sistema terráqueo total: atmósfera, hidrósfera y litósfera. La atmósfera es la envoltura gaseosa que hay sobre el globo, la hidrósfera está constituida por los cuerpos de agua que cubren la superficie de la tierra y la litósfera es la roca sólida que se encuentra debajo de la hidrósfera. Las Actividades del agua se extienden a través de estas tres partes del sistema terráqueo desde una profundidad promedio menor de 1 kilómetro en la litósfera hasta una altura de unos 15 kilómetros en la atmósfera.

El ciclo hidrológico no tiene comienzo ni final. El agua se evapora en los océanos y del suelo y se convierte en parte de la atmósfera; la humedad evaporada asciende y es transportada en la atmósfera hasta que finalmente precipita hacia la tierra, ya sea sobre el suelo o sobre los océanos. El agua precipitada puede ser interceptada o transpirada por las plantas, puede correr sobre la superficie del terreno, y hacia las corrientes, o se puede infiltrar en el suelo. Gran parte del agua interceptada y transpirada y del escurrimiento superficial retorna al aire a través de la evaporación. El agua infiltrada puede percolar hacia zonas profundas para ser almacenada como agua subterránea, la cual puede fluir más tarde en forma de manantiales, o llegar a las corrientes como escurrimiento, y finalmente, evaporarse hacia la atmósfera para completar el ciclo hidrológico. De manera que el ciclo hidrológico se compone de varios procesos complicados como lo son la evaporación, la precipitación, la intercepción, las transpiración, la infiltración, la percolación, el almacenaje y el escurrimiento.

Este último es el producto final de las distribuciones variables en el tiempo y el área, de la precipitación, la transpiración, las características físicas de la cuenca y las condiciones de humedad del suelo. El diagrama de la fig. 1.1 permite describir el ciclo hidrológico en forma más detallada.

La intercepción o retención en las hojas, las ramas y los tallos de la vegetación, es la primera pérdida a la cual está sujeta la lluvia. Durante una tormenta en particular la intercepción es pequeña en cantidad y no es importante en las tormentas productoras de crecientes; sin embargo, en el conjunto, la intercepción puede tener un efecto significativo sobre los volúmenes anuales escurridos. En la naturaleza, la intercepción es una función del tipo y de la extensión de la vegetación y, para la vegetación decidua, de la época del año. El agua almacenada por intercepción es removida mediante la evapotranspiración a la tasa potencial. La evapotranspiración puede ocurrir inclusive durante la lluvia, de manera que después que el almacenaje está lleno existe una intercepción contínua igual a la evapotranspiración potencial.

El proceso de la infiltración, o sea, el movimiento del agua a través de la superficie del suelo hacia el pérfil del mismo, es importante en el ciclo hidrológico. Las tasas de infiltración son altamente variables y cambian con el contenido de humedad del perfil del suelo. La infiltración es el proceso individual que resta la mayor cantidad de agua de lluvia al escurrimiento inmediato. Usualmente más de la mitad del agua que se infiltra es retenida en el suelo hasta que es devuelta a la atmósfera por evapotranspiración. Sin embargo no toda el agua infiltrada es excluída permanentemente del escurrimiento, alguna parte de esta agua se mueve a través de la capa superior del suelo como flujo intermedio y otra puede almacenarse temporalmente y más tarde descargar en los cauces como flujo base o gasto de agua subterránea.

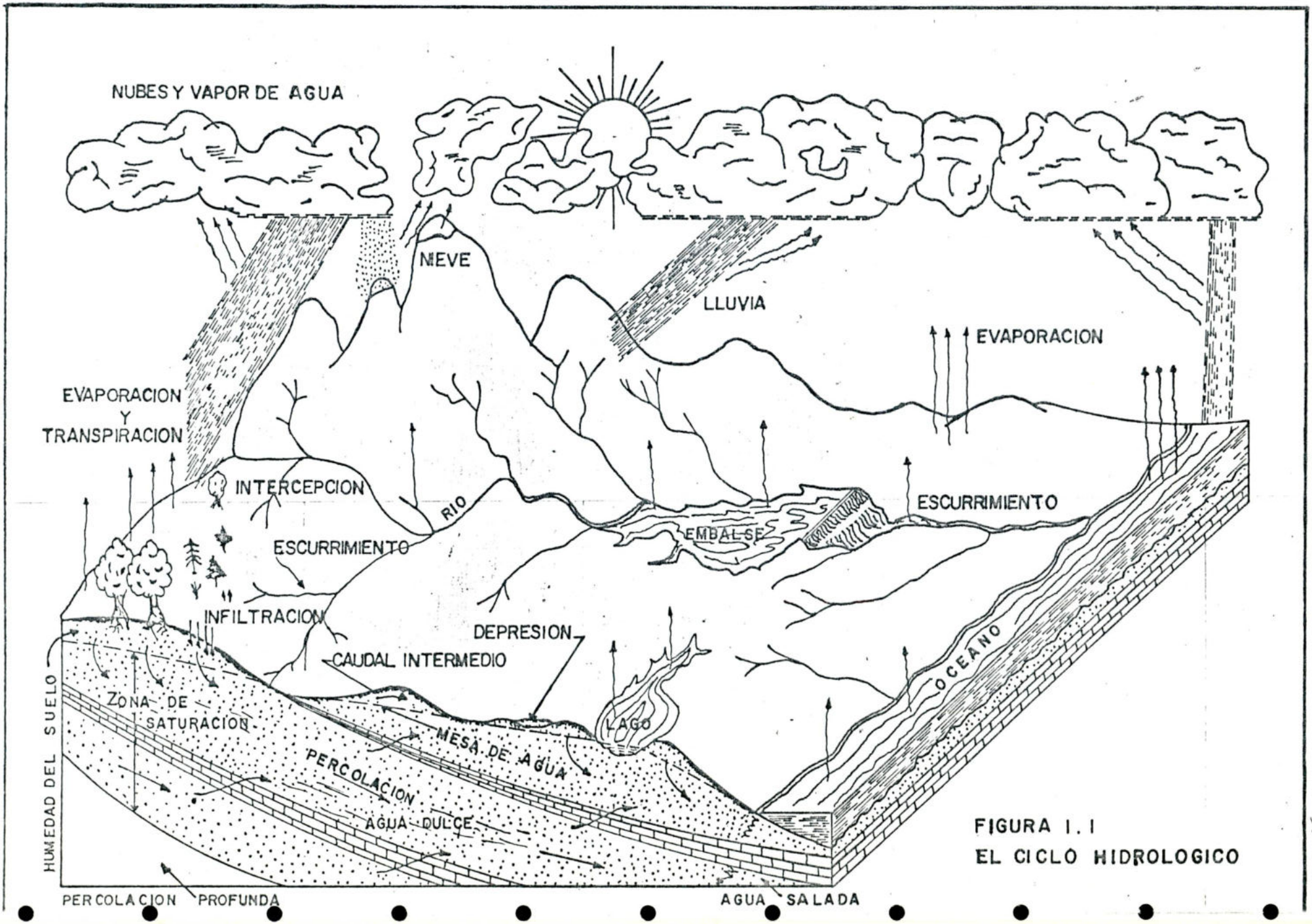


FIGURA I. I
EL CICLO HIDROLOGICO

El flujo intermedio está constituido por el agua que se mueve lateralmente en el suelo durante alguna parte de su camino hacia un canal. Es estimulado por cualesquiera capas de suelo relativamente impermeables y se ha observado que sigue las cavidades dejadas en el suelo por las ráices y los anímales. Si su camino intercepta la superficie, el flujo intermedio puede salir a la misma para unirse con el flujo superficial. El flujo intermedio es una función de la tasa de infiltración local y de la humedad del suelo; es decir, mientras mayor sea la humedad del suelo, mayor será la fracción de la infiltración que se transformará en flujo intermedio.

El almacenaje de detención superficial es alimentado por la humedad que no se infiltra directamente en el suelo. El incremento de la detención superficial contribuirá al escurrimiento superficial o entrará a formar parte del almacenaje de las depresiones o de los suelos con superficie altamente permeable.

El agua que se mueve sobre la superficie del terreno como escurrimiento superficial está sujeta a infiltración retardada y a retención en las depresiones de la superficie. Este es un proceso importante de la superficie del terreno, y ocurre simultáneamente con la infiltración. Las variaciones en las tasas de infiltración permiten que ocurra el flujo sobre el terreno en áreas con baja infiltración, mientras que lo impiden en otras áreas. Durante el flujo superficial el agua retenida en el almacenaje de detención sigue disponible para la infiltración. Las condiciones superficiales tales como la hierba densa o las pendientes muy suaves que restringen la velocidad del flujo, tienden a reducir la cantidad total de escurrimiento permitiendo un tiempo mayor para infiltración. Los aguaceros cortos de alta intensidad son atenuados por el almacenaje de detención de superficie, reduciendose, de esta forma, el caudal máximo del flujo superficial. La detención del flujo superficial es una parte

importante del tiempo de retardo total en el escurrimiento en cuencas pequeñas; en las cuencas grandes sus efectos sobre la forma del hidrograma son relativamente pequeños.

El almacenamiento de depresiones es definido como el agua que es retenida en pequeñas depresiones del terreno y que no se convierte en escurrimiento superficial pero puede contribuir a ambos, infiltración y evaporación, durante el tiempo que permanece en estas depresiones del terreno. La infiltración de estas depresiones no es tan grande como se podría esperar debido a los sedimentos finos transportados por el agua, los cuales se depósitan y sellan los poros del terreno, lo que podría convertirlo en casi impermeable.

El porcentaje de agua que entra al almacenaje de depresión es independiente de la intensidad de la lluvia; la capacidad de almacenamiento de las depresiones es baja. Esta humedad se pierde debido a la evaporación y a la percolación hacia los almacenajes del subsuelo. El almacenaje por depresión impide el flujo sobre el terreno en una porción de la cuenca y su porcentaje de retención decrece rápidamente con los primeros incrementos almacenados.

El almacenaje en el subsuelo es el principal almacenamiento de humedad del perfil del suelo. Una parte del agua almacenada aquí, percola hacia el almacenaje del agua subterránea profunda y se pierde de la fase superficial del ciclo hidrológico. Puede abandonar la cuenca en la forma de flujo-subsuperficial pero no contribuye al escurrimiento.

El volumen de agua que abandona una cuenca como evaporación y transpiración excede el volumen total de escurrimiento en la mayoría de los regímenes hidrológicos. Se supone que la evapotranspiración potencial es igual a la evaporación desde un lago, la cual se puede estimar a partir de las mediciones de una tina o en base a datos meteorológicos.

La evapotranspiración ocurre desde el almacenaje de intercepción a la tasa potencial, así como desde la superficie -

de los ríos y embalses y desde el almacenaje de agua subterránea. La evapotranspiración potencial dará como resultado una pérdida de agua o evapotranspiración real sólo si hay agua disponible. La principal fuente de agua para la evaporación, la constituyen los óceanos. El vapor de agua es entonces transportado por las masas de aire y bajo condiciones apropiadas es condensado formando nubes las cuales a su vez, originan la lluvia.

Aunque el ciclo hidrológico parece muy sencillo, no ha sido entendido y aceptado sino hasta hace poco tiempo. Las antiguas escrituras griegas y romanas indican que esta gente aceptaba los océanos como la mayor fuente de agua pero no podía comprender que la lluvia igualara o excediera al escurrimiento. Una idea típica de aquella época era que el agua del mar se movía por debajo del suelo hasta la base de las montañas, allí un pozo natural desalinizaba el agua y el vapor se elevaba a través de un conducto hasta las cimas donde se condensaba y emanaba en la cabecera de los ríos.

Una de las primeras personas en reconocer el ciclo hidrológico fué Leonardo Da Vinci, pero la primera prueba registrada la dió un francés de nombre PERREAULT en 1650; él midió el caudal del río Sena y encontró que éste era sólo 1/6 del volumen de la lluvia. En el año 1700 el astrónomo inglés, Halley, confirmó que la evaporación de los océanos era una fuente adecuada de humedad para la lluvia.(2)

Las cantidades de agua envueltas en alguno o varios de los procesos del ciclo hidrológico se pueden evaluar usualmente mediante la llamada "ecuación hidrológica", la cual establece sencillamente que:

$$I - O = \Delta S \qquad (1.1)$$

donde "I" es el agua afluente a un área problema durante un período de tiempo dado, incluyendo, por ejemplo, el escurrimiento superficial total afluente y el agua subterránea a través de los bordes del área, más la precipitación total

(2) Linsley R. K. y Kohler M. A. y Paulhus J. L. Hydrology for Engineers Mc Graw Hill. N. Y. 1958.

sobre el área, durante el período considerado; "O" es el -- agua efluente del área durante el período considerado, in-- cluyendo, por ejemplo, la evaporación total, la transpira-- ción y el escurrimiento superficial efluente más el eflujo de agua subterránea, y "ΔS" es el cambio en el almacenaje - en forma de intercepción, retención y depresión. La ecua-- ción (1.1) es esencialmente una forma de la ecuación de con tinuidad.

El conocimiento del ciclo hidrológico es indispensable en - la planificación, diseño, construcción y operación de las - obras hidráulicas para el control o aprovechamiento del -- agua y para los muchos beneficios que ésta puede aportar al hombre. Se puede anticipar la ocurrencia de la lluvia y pro nosticar la cantidad de escurrimiento que ésta produce en - una creciente. Su conocimiento permite diseñar presas, con- ductos para transportar el agua, plantas hidroeléctricas pa ra convertir la energía del agua en trabajo útil, o proveer agua para el riego y para el consumo humano e industrial.

Las investigaciones hidrológicas son tan esenciales en el de sarrollo de un proyecto como los estudios económicos lo son en su utilización. Estas investigaciones fijan los requeri- mientos básicos para el diseño, construcción y operación de de los proyectos.

Debido a que los usos del agua son múltiples, las investiga ciones hidrológicas son de muchos tipos. La más simple es - la evaluación de los recursos hídricos, la cual consiste en la realización de mediciones continuas de escurrimiento y - niveles de agua subterránea, cuyo punto de partida es una - cobertura adecuada de todas las fuentes de suministro en -- puntos de interés presente o futuro, considerando los posi- bles usos. La evaluación requiere el estudio de la hidrolo- gía de la zona basado en datos históricos generados por una red de estaciones hidrometeorológicas. La formulación de -- tal red determinaría el número óptimo de estaciones y mini- mizaría los costos de instalación y operación. La informa

ción básica suministrada por la red así como la ya existente, debe ser evaluada, procesada, analizada y almacenada en forma adecuada para ser utilizada en un proyecto.

1.3.- Papel del Agua en la Actividad Económica

Las investigaciones de suministro de agua consisten en comparar los resultados que se obtendrían con estructuras de diferentes tamaños o diseños, o con diferentes demandas, con el objeto de determinar el plan más eficiente, económico o deseable para utilizar los recursos hídricos. Los resultados finales se comparan en términos de costos o beneficios medidos, según la energía eléctrica firme, la producción de agua para riego, el control de crecientes para reducir los caudales picos de las mismas o las áreas inundadas, la navegación en los meses críticos, el control de sedimentos, etc.

Los dos factores básicos en el desarrollo del riego: tierra y agua, están relacionados por la determinación de los requerimientos unitarios de agua para riego. Si la tierra es el factor limitante, los requerimientos unitarios de agua determinan la cantidad de agua a aprovechar. Si el agua es el factor limitante, los requerimientos unitarios de agua determinan el tamaño del área a regar.

La potencia hidroeléctrica utiliza la energía de las caidas o saltos de agua. El caudal es uno de los tres factores que determinan la cantidad de energía disponible.

Los requerimientos de agua para la navegación dependen de las características del canal y de las profundidades de agua que se pueden garantizar a las embarcaciones en puntos críticos de la corriente. La garantía de una disponibilidad de agua contínua para propósitos de navegación se alcanza cuando se lleva a cabo desarrollos de operación sobre toda la cuenca con coordinación completa de las operaciones de

todos los tributarios.

La cantidad de agua requerida para el uso doméstico, municipal e industrial varía con muchos factores, incluyendo el tamaño de la ciudad, carácter de la población, número y tipos de industrias, etc. El carácter, la cantidad y la distribución de los requerimientos para estos propósitos deben ser investigados en detalle para cada caso individualmente.

Desde el punto de vista sanitario, las corrientes de agua ofrecen el medio más fácil de disposición de desperdicios. El incremento de la población y el crecimiento del desarrollo industrial van a incrementar las cargas sobre las corrientes. Bajo consideraciones del contenido de oxigeno disuelto, la demanda bioquímica de oxígeno, y la cantidad y velocidad del agua, es posible complementar los requerimientos de agua para el control de la polución de las corrientes.

El alto contenido de salinidad del agua puede reducir sustancialmente la capacidad productiva de las tierras. Si hay una fuente de agua dulce que se pueda añadir al agua salina, es fácil diluir las soluciones hasta un punto no dañino. Con este objeto, se puede almacenar el agua dulce durante los períodos secos; también se puede importar agua de otra cuenca para lograr el mismo efecto.

El caudal necesario en una corriente para preservar los peces y mantener cualquier tipo de vida silvestre depende de las características de la corriente. Es necesario entonces determinar el caudal apropiado con este propósito.

Con el objeto de visualizar la manera como trabajará un determinado proyecto, se realiza estudios de operación de proyectos de suministro de agua. En su forma final esta técnica da un panorama del proyecto en acción basado en experiencias pasadas y proyecciones futuras de condiciones de escurrimiento y demandas.

La hidrología permite determinar datos para diseño hidráulico. Los datos de capacidad de embalse son parte esencial de la información requerida para la preparación y revisión del diseño estructural y las estimaciones de costos de los principales aspectos del proyecto. Estos datos están relacionados internamente con otros elementos tales como: operación del embalse, efecto de sedimentos en la vida del embalse, - mapas topográficos, curvas de área-capacidad, factores climáticos que influyen en el diseño del embalse, requerimiento de derivación durante la construcción y condiciones físicas y económicas que plantean limitaciones en la capacidad del embalse.

La capacidad de los canales debe ser diseñada para permitir el transporte del caudal requerido con la sección más práctica y económica. En el caso de canales de navegación el ancho y la profundidad son de primera importancia tomando en cuenta que la velocidad debe mantenerse en un mínimo para - facilitar la navegación.

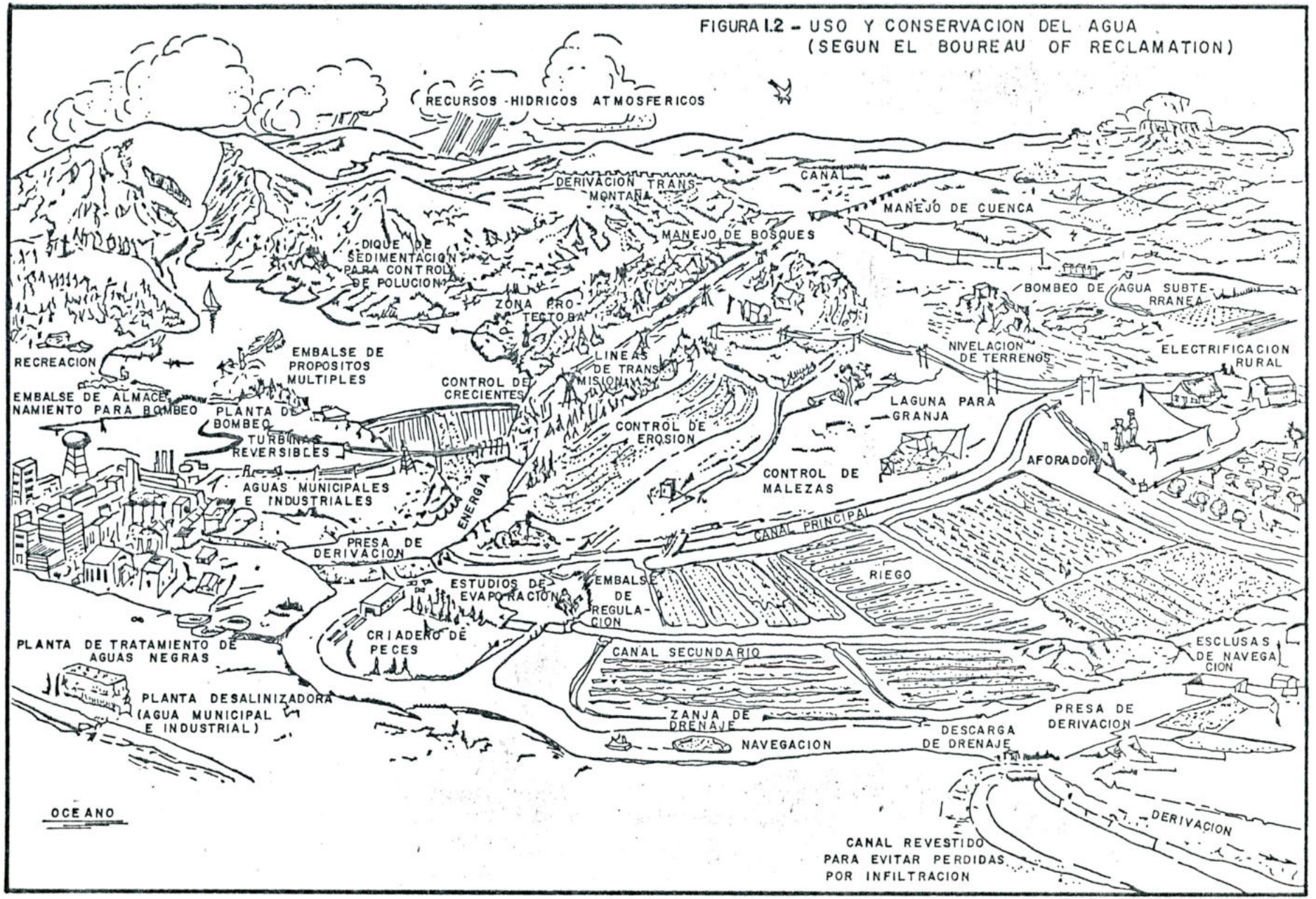
Utilizando embalses es posible reducir la capacidad de las plantas de bombeo tomando en cuenta la operación de las -- mismas; dichos embalses también producen ahorros en el costo de energía consumida debido a que permiten utilizar la - energía en aquellas horas del día, durante las cuales es -- más barata.

En la figura 1.2 se ilustra los distintos usos del agua.

1.4.- La Organización Meteorológica Mundial (O.M.M.)

La O.M.M. es un organismo especializado de las Naciones Unidas, que tiene como objetivo coordinar, normalizar y mejorar los servicios que presta la Meteorología en el mundo para beneficio de las actividades humanas. La constituyen 139 estados y 8 territorios, cada uno de los cuales administra su propio servicio meteorológico. Venezuela ingresó a la -- O.M.M. el 15 de Junio de 1950.

FIGURA I.2 - USO Y CONSERVACION DEL AGUA
(SEGUN EL BOUREAU OF RECLAMATION)



El órgano supremo de la Organización es el Congreso Meteorológico Mundial, formando por un miembro de cada entidad. Se reúne una vez cada cuatro años para establecer la política general, el programa y el presupuesto de la O.M.M.

La O.M.M. posee un Comité Ejecutivo, que se reúne por los menos una vez anualmente, prepara estudios y recomendaciones para el Congreso, supervisa la ejecución de las resoluciones del Congreso, informa y asesora a los miembros sobre asuntos técnicos.

Sus miembros están agrupados en seis asociaciones regionales, cada una de las cuales coordina las actividades meteorológicas dentro de sus respectivas regiones. En la actualidad la O.M.M. tiene ocho comisiones técnicas, compuestas por expertos que estudian las aplicaciones de la meteorología, los problemas y progresos relativos a sectores especializados. Se completa la estructura de la organización con una secretaría con sede en Ginebra, Suiza, con la dirección del Secretario General. Esta secretaría lleva a cabo el trabajo técnico y administrativo de la O.M.M., es responsable de los diversos programas de cooperación técnica, efectúa estudios técnicos, prepara publicaciones especializadas y facilita los servicios de conferencia para las diversas reuniones de la O.M.M.

El programa de actividades científicas de la O.M.M. abarca los siguientes sectores:

1) La vigilancia meteorológica mundial con el uso de un sistema mundial de observaciones meteorológicas preciso y completo, con técnicas actualizadas, como satélites y otros dispositivos automáticos.

2) Programa de investigación de la O.M.M. Los centros mundiales recopilan datos útiles al investigador de los problemas meteorológicos.

3) Programa de la O.M.M. sobre la acción mutua entre el hombre y su medio ambiente. Este programa abarca la agricultura y la producción de alimentos, la utilización y desarrollo de recursos hídricos, los servicios a las diversas categorías de transporte y la explotación de los océanos. También se concede una atención cada vez mayor a los estudios relativos a la contaminación del aire, del agua y a la conservación del medio ambiente.

4) Programa de Cooperación Técnica de la O.M.M.
La O.M.M. ayuda a los países miembros a desarrollar sus servicios meteorológicos y a capacitar a su personal.

1.5.- Servicios Hidrológicos Nacionales

En la actualidad existe en Venezuela una red de observación compuesta de más de dos mil estaciones pluviométricas y más de 500 estaciones fluviométricas. La información hidrometeorológica se ha venido obteniendo de acuerdo a las necesidades de cada organismo tanto oficial como privado, a través de servicios creados para tal fin.

Las organizaciones nacionales más importantes relacionadas con la recopilación de datos hidrometeorológicos y la realización de estudios hidrológicos son las siguientes:

1) MARNR: Ministerio del Ambiente y de los Recursos Naturales Renovables
2) SM-FAV: Servicio de Meteorología de las Fuerzas Aéreas
3) Observatorio Naval J. M. Cajigal
4) EDELCA: Comisión de Electrificación del Caroní
5) MAC: Ministerio de Agricultura y Cría
6) INOS: Instituto Nacional de Obras Sanitarias
7) SAS: Ministerio de Sanidad y Asistencia Social
8) IAN: Instituto Agrario Nacional

9) MEM: Ministerio de Energía y Minas
10) Central El Palmar
11) Fundación La Salle

Cada uno de estos organismos tiene funciones particulares y de acuerdo a dichas funciones enfoca la recopilación de datos y los estudios que realiza.

1.5.1 Ministerio del Ambiente y de los Recursos Naturales Renovables - (M.A.R.N.R.)

Antes de 1977 se llamó Ministerio de Obras Públicas, y tenía una División de Hidrología adscrita a la Dirección General de Recursos Hidráulicos, la cual comenzó sus actividades de recabación de información hidrometeorológica en 1939. Tenía su oficina central en Caracas, Zona Rental, - UCV, en la Plaza Venezuela.

Las actividades de la División de Hidrología eran realizadas a través de 7 Distritos Hidrológicos, distribuidos sobre el territorio nacional, en los cuales se procesaba y publicaba la información. En la actualidad la División de Hidrología ha pasado a ser Dirección de Hidrología, adscrita a la Dirección General de Información e Investigación Ambiental del MARNR. La información se recaba y procesa a través de los Departamentos de Hidrología adscritos a las 14 zonas administrativas del MARNR, cuyas sedes están localizadas normalmente en las capitales de estados.

Su coordinación está centralizada en Caracas.

La Dirección de Hidrología tiene a su cargo la mayor parte de la red hidrométrica existente en todo el pais y realiza investigaciones hidrológicas para proyectos de presas, sistemas de riego, drenaje de zonas amplias, estudios de disponibilidades del recurso agua, etc.

1.5.2 Servicio de Meteorología y Comunicaciones SM-FAV

Pertenece al Ministerio de la Defensa. Fué creado en 1947. Originalmente se denominó Servicio de Meteorología Nacional; centraliza las estaciones que tenía el Observatorio - Cajigal y amplía la red de estaciones meteorológicas.

El servicio de Meteorología de la Fuerza Aérea posee estaciones climatológicas en las cuales se mide los diferentes parámetros, tales como precipitación, evaporación, vientos, temperatura, etc., su función principal es dar información con fines aeronáuticos. Cumple con las siguientes actividades: brinda información meteorológica aeronáutica de carácter nacional e internacional, elabora pronósticos diarios, suministra a los interesados datos climatológicos y asesoramiento técnico y elabora publicaciones de datos y - manuales.

El asesor Técnico de este Servicio es el Representante Permanente de Venezuela ante la Organización Meteorológica -- Mundial.

En la actualidad, hay planes para incorporar este Servicio al MARNR, como una Dirección de Meteorología, manteniendo, en cierto modo, su organización actual.

1.5.3 Observatorio Naval Juan M. Cajigal

Se fundó por el año de 1888 como observatorio astronómico y meteorológico, dependiendo durante 70 años del Ministerio de Educaicón Nacional, hoy es una dependencia de la - Comandancia General de la Marina del Ministerio de la Defensa y posee un Departamento de Meteorología.

Hace pronósticos para Caracas y el área del Caribe, publica boletines mensuales y anuales y realiza algunos trabajos estádisticos y de investigación.

1.5.4 Electriticación del Caroní (EDELCA)

El servicio de Hidrología y Meteorología de EDELCA tiene su sede en Ciudad Guayana, Estado Bolívar y controla la red hidrometeorológica de la Hoya del río Caroní, de la cual viene publicando información desde 1958 en boletines mensuales. Tiene su oficina principal en la Ciudad Comercial Tamanaco, Chuao, Caracas.

1.5.5 Ministerio de Agrícultura y Cría

Posee un Servicio de Meteorología Agrícola en Maracay, -- Estado Aragua, desde 1941.

Tiene por objeto atender las necesidades de datos climatológicos de la agrícultura y de la investigación agropecuaria. Controla una red de estaciones agrometeorologicas. Pública boletines diarios de sus estaciones experimentales y boletines mensuales agrometeorológicos con información regional y nacional.

En este mismo Ministerio operó la División de Conservación de Suelos y Aguas, que tuvo su sede en Caracas y efectuó mediciones en algunas fuentes, tendientes a determinar la degradación de los suelos por la erosión y transporte de sedimentos. Su actividad se circunscribía a la conserva-- ción de los recursos naturales, especialmente a los estados andinos y el estado Sucre. Las actividades que desa-- rrollaba la División de Suelos y Aguas pasaron a ser responsabilidad del MARNR.

1.5.6 Instituto Nacional de Obras Sanitarias INOS

Hasta el año 1977 existió una División de Hidrología del INOS, con sede en la Planta de Tratamiento La Mariposa, Caracas.

Este servicio comenzó a operar en 1947 y le correspondió recabar información hidrológica de utilidad para la elaboración de sistemas de abastecimiento de aguas, disposición de aguas servidas, drenajes de aguas pluviales y calidad de agua, asi como también, de diversos estudios de carácter hidrometeorológico requeridos para los proyectos de abastecimiento de agua potable y de alcantarillados que necesita el país y que son de la incumbencia del INOS.

Esta División de Hidrología, para el momento de su eliminación por el Ejecutivo Nacional en 1974, manejaba 341 estaciones pluviométricas y recabó información hidrológica de más de 1160 sitios de mediciones. Realizó más de 70 publicaciones entre anuarios, boletines climatológicos y de publicaciones técnicas. Toda la información que recopiló debe de estar en la Dirección de Hidrología del MARNR, servicio al cual fué incorporada.

La Dirección General de Proyectos del INOS realiza estudios Hidrológicos dirigidos principalmente al diseño de acueductos y cloacas, su Oficina Central se encuentra en Caracas.

1.5.7 Ministerio de Sanidad y Asistencia Social

Realizó observaciones climatológicas paralelamente a su lucha antipalúdica. La poca información que queda debe encontrarse en los archivos del MARNR, al igual que parte de la información que recabó el Gran Ferrocarril de Venezuela.

1.5.8 Instituto Agrario Nacional

En este Instituto funcionó la Sección de Geología e Hidrología, con sede en Caracas. Elaboraba estudios preliminares para el desarrollo y aprovechamiento de cuencas hidrológicas. Realizaba estudios y obras de consolidación en -

el campo de la Hidrología y Geotecnia para el desarrollo - de los asentamientos campesinos, y estudios climatológicos para fines de desarrollo agrícola-pecuario. Debe existir - un inventario nacional de pozos útiles y en producción en asentamientos campesinos, elaborado por este Instituto. -- También recopilaba y procesaba datos hidrológicos y climatológicos. Hoy día carece de personal especializado y en - la actualidad se denomina Unidad de Geohidrología y sólo - cumple funciones de supervisión en la perforación de pozos y construcción de lagunas en asentamientos campesinos.

1.5.9 Ministerio de Energía y Minas

Antes de 1977 se llamó Ministerio de Minas e Hidrocarbu-- ros. En este Ministerio funcionó una División de Hidrogeología en Caracas, la cual recopiló toda la información -- existente sobre pozos de agua en el país, e hizo un inventario a escala nacional. También recabó información sobre pozos de petróleo con el propósito de seleccionar aquellos que pueden ser convertidos en pozos de agua. Tenía una red de puntos de observaciones de niveles de agua y calidad -- físico-química para conocer el comportamiento de los acuíferos del país. En la actualidad, ésta oficina ha pasado a formar parte de la Dirección de Hidrología del MARNR.

1.5.10 Central El Palmar S.A.

Está localizado en San Mateo, Estado Aragua.

Centraliza los datos pluviométricos de las estaciones si-- tuadas en unas cincuenta haciendas que constituyen el Central. Realiza estudios de balance hídrico para los fines - de determinar los usos consuntivos de los cultivos.

1.5.11 Fundación La Salle de Ciencias Naturales

Tiene un Departamento de Meteorología en Margarita, Esta-

do Nueva Esparta. Tiene una estación meteorológica en Punta de Piedra, la cual, junto a las 20 estaciones climatológicas que operaba la eliminada División de Hidrología del INOS, en Margarita, formaba parte de una amplia red climatológica en esa Isla.

1.6.- Coordinación de las Labores Hidrometeorológicas en el País

Debido a la diversificación de servicios y actividades en el campo de la hidrología y la meteorología y por la necesidad de coordinar, uniformar y mejorar las actividades meteorológicas e hidrológicas en el país y de propiciar el intercambio eficaz de informes hidrometeorológicos en beneficio de las diversas actividades nacionales, se consideró necesario la creación de un "Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología", proposición que fué planteada el 11 de Marzo de 1959 por la "Comisión Organizadora de los Servicios Hidrológicos y Meteorológicos del País", la cual fué nombrada por disposición de la Junta de Gobierno y Resolución del Ministerio de Obras Públicas (hoy MARNR) del 11 de Noviembre de 1958. En espera de ese hipotético Instituto, el Gobierno Nacional creó un comité coordinador, llamado Comité Nacional de Meteorología e Hidrología, mediante el Decreto N° 470 de la Presidencia de la República con fecha 20 de Febrero de 1961 y que apareció en la Gaceta Oficial N° 26-485. Este Comité tuvo su sede en la ciudad de Caracas y sus miembros eran los funcionarios jefes de los distintos servicios hidrometeorológicos que operaban en el país, además del Representante Permanente de Venezuela ante la OMM, quienes debían realizar todos los esfuerzos posibles para poner en ejecución las decisiones del Comité en sus respectivos servicios.

La Primera reunión del Comité se realizó el miercoles 8 de Marzo de 1961 en la Sala de Conferencias de la Dirección de Organismos Internacionales, Ministerio de Relaciones Ex

teriores. Su primer Presidente fué el Dr. Armando Michelangeli y, su último, el Dr. Rafael Convit G.

El 16 de Marzo de 1973, aparece en la Gaceta Oficial N° 30 057, un decreto (el N° 1248 del Presidente de la República) con el cual se reestructura el Comité Nacional Permanente de Meteorología e Hidrología, para que coordinara las actividades de los servicios afines de los diferentes organismos, mantenimiento, procesamiento y suministro de información de la red hidrometeorológica nacional. Este Comité fracasó y no pudo solucionar los grandes problemas existentes en Venezuela en el campo de la hidrometeorología.

Las últimas sesiones del Comité se hicieron en las oficinas de la eliminada Comisión del Plan Nacional de Aprovechamiento de los Recursos Hidráulicos, COPLANARH, y como coordinador tuvo al Secretario Ejecutivo de ese organismo.

El Comité realizó algunas labores meritorias mediante sus grupos de trabajo tales como:

- Censo de las Estaciones Meteorológicas de Venezuela, que se publicó en 1968
- Censo de las Estaciones Hidrométricas, 1973, que se llevó en forma parcial, ya que sólo la División de Hidrología del INOS, atendió la solicitud.
- Recomendación del Cifrado de las Estaciones Hidrometeorológicas para Venezuela.

En la actualidad el Comité esta inactivo y, hasta se puede decir que no existe, aunque si persiste, cada vez con más fuerza, la necesidad de su funcionamiento.(3)

(3) Perez M. J. L. Fundamentos del Ciclo Hidrológico. Dep. Meteorología e Hidrología, U.C.V. 1979.

2.- CUENCA HIDROGRAFICA

2.1.- Concepto de Cuenca

Se considera como cuenca a toda aquella parte del terreno donde el agua de lluvia que corre por la superficie, se concentra y pasa por un punto del cauce principal que la drena. El concepto de cuenca está ligado al cauce y a un punto o sección del mismo. Si se trata de toda la cuenca de un río, el punto sería la desembocadura, o si el río es afluente de otro mayor, la confluencia con el río principal.

Toda cuenca de drenaje está rodeada por una "divisoria", formada generalmente por las máximas alturas y llamada así porque es una línea de separación que divide la precipitación que cae sobre dos cuencas vecinas y dirige las aguas hacia uno u otro sistema fluvial. Se ha visto ya que en el ciclo hidrológico el volumen total de agua que llega al cauce de una corriente está compuesto de escurrimiento superficial y flujo de agua subterránea. Muy raras veces provienen estos dos componentes de áreas idénticamente iguales. En otras palabras, rodeando cada cuenca existe una divisoria superficial o topográfica la cual demarca el área donde se origina el escurrimiento superficial; determinada usualmente por la geología, aunque algunas veces con influencia topográfica, existe una divisoria subterránea o freática, la cual fija los límites del área que contribuye con agua subterránea a cada sistema fluvial.

La localización de la divisoria freática usualmente no es fija ni permanente sino que cambia con las variaciones de la altura del agua subterránea; mientra mayor sea ésta, mayor será la coincidencia entre las divisorias topográfica y freática. A medida que esa altura disminuye, las dos divisorias estarán más separadas. Puesto que el perfil de

la mesa de agua sigue, en general, aproximadamente el perfil de la superficie del suelo, las divisorias superficial y fréatica diferirán menos en áreas impermeables y con -- fuertes pendientes que en áreas planas y con suelo permeable.

Cuando esas dos divisorias no coinciden se dice que existe una filtración de hoya que es igual al flujo de agua subterránea del área entre ellas. Esta filtración de hoya, siempre fluye a través de la divisoria topográfica. El área de la hoya en este caso, se considera como la que contribuye con el escurrimiento superficial y es limitada por la divisoria topográfica. La localización exacta de la divisoria freatica es generalmente desconocida.

La figura 2.1 muestra como la filtración de hoya puede tener por causa la formación geológica. En la figura se puede ver también que debido a la inclinación del estrato impermeable hacia la corriente A, el agua subterránea que -- fluye desde el área situada entre C y D, pasa desde la corriente B hasta la A. En la figura 2.2, se muestra una sección a través de la divisoria entre las dos hoyas, la cual es similar desde el punto de vista topográfico a la mostrada en la figura 2.1, pero sin estratos impermeables. Tal - como muestra la figura 2.2, la dirección del flujo de agua subterránea es desde A hacia B.(4)

En general, si la información disponible no revela lo contrario, se supone que las dos divisorias son coincidentes.

2.2.- Trazado de Divisorias

A continuación se da algunas reglas prácticas para el trazado de las divisorias topográficas:

1) La línea divisoria corta ortogonalmente a las curvas - de nivel.
2) Cuando la divisoria va aumentando su altitud, corta a

(4) Wisler F. F. Brater. Hidrología. C. O. Editora Pedagogica La Habana, 1966.

las curvas de nivel por su parte convexa. Cuando la altitud va disminuyendo, la divisoria corta las curvas de nivel por su parte cóncava.

3) Si se corta el terreno por el plano normal a la divisoria, el punto de intersección con ésta ha de ser el punto de mayor altitud de la intersección del terreno con el plano.

4) Como comprobación, la línea divisoria nunca debe cortar a un río, arroyo o vaguada, excepto el cauce cuya divisoria se esté trazando.

En la figura 2.3 se ilustra el trazado de divisoria.

2.3.- Factores Fisiográficos

2.3.1 Area

Se define como área de una cuenca, el área de la superficie comprendida dentro de la divisoria de aguas hasta un punto de una corriente. Se determina sobre mapas topográficos hechos a escala conveniente y se expresa en km^2 o en Ha.

El área de una cuenca afecta de diferentes maneras las magnitudes de las crecientes, de los caudales mínimos y de los caudales promedios. Si los otros factores, tales como la cantidad y la intensidad de la lluvia, permanecen constantes en todos los instantes, el escurrimiento total expresado en milímetros de espesor sobre la hoya, será el mismo sin tomar en cuenta el tamaño de la hoya. Sin embargo, la base del hidrograma de creciente será más ancha a medida que aumenta el área de la hoya; es decir, que mientras mayor sea el área, mayor será el tiempo requerido para el paso de la cantidad total de escurrimiento por una estación dada; sin embargo el escurrimiento total por kilómetro cuadrado permanecerá igual de acuerdo a esta suposición. De aquí se deduce que, necesariamente, el pico del escurrimiento debe decrecer a medida que el área de la --

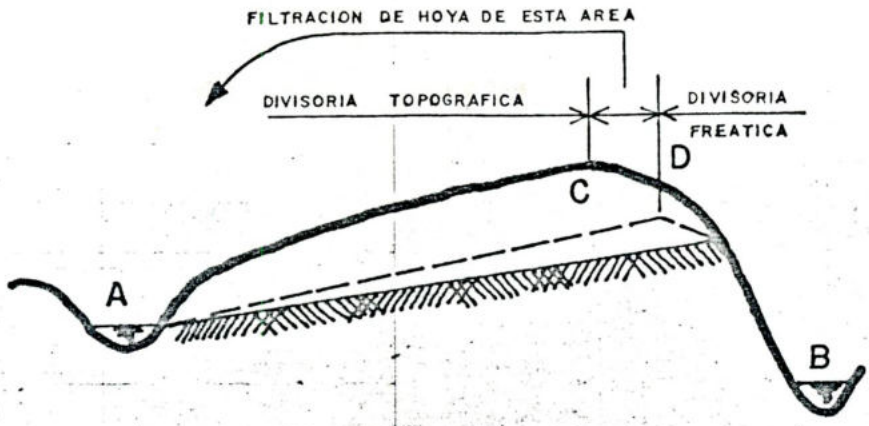


Figura : 2.1 Filtración de Hoya con Estrato Impermeable

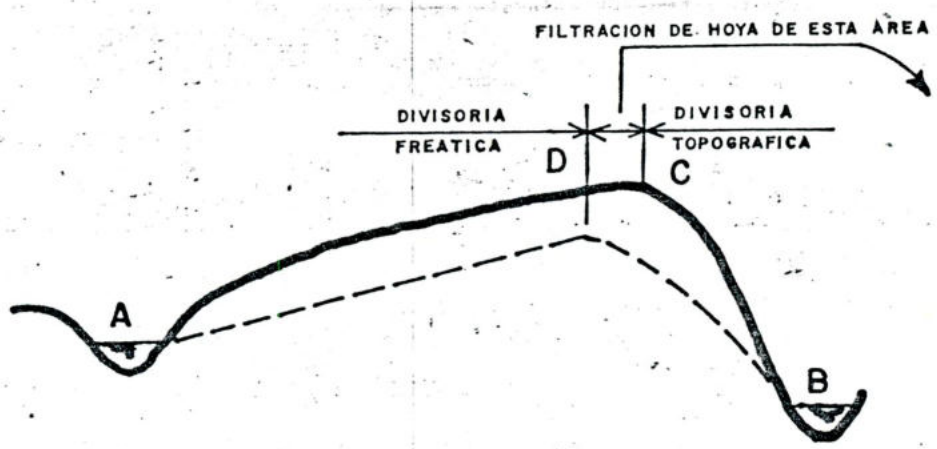


Figura : 2.2 Filtración de Hoya sin Estrato Impermeable

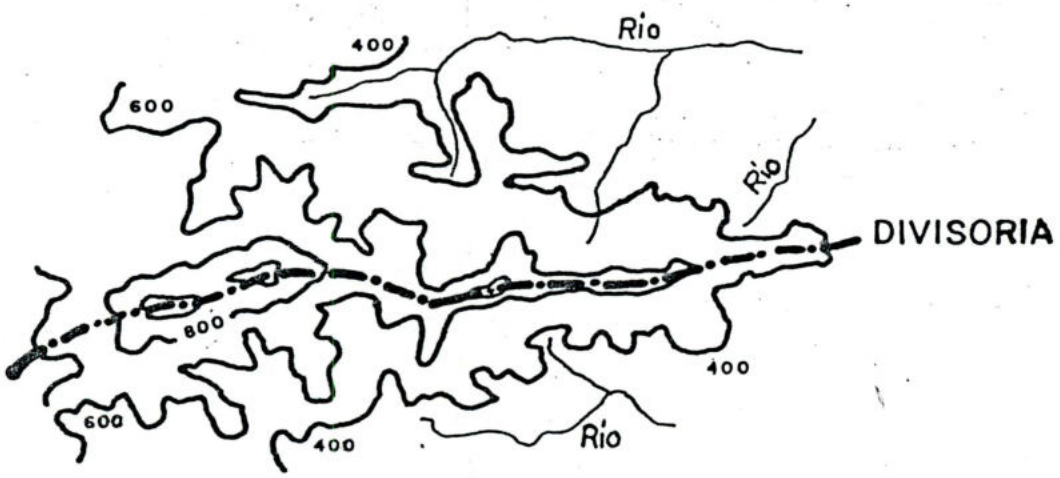


Figura : 2.3 Trazado de divisoria.

hoya aumenta. Existe otro factor que afecta también esta relación. Anteriormente se dijo que la cantidad de lluvia es la misma para todos los instantes, sin embargo para -- cualquier localidad la intensidad máxima de la lluvia que se requiere que ocurra con una frecuencia dada, varía inversamente con el área cubierta por la tormenta; por consiguiente, mientras mayor sea la hoya menor será la intensidad de la tormenta y menor será el pico de la creciente. Esto es consecuencia de que el escurrimiento superficial, es igual a la lluvia menos la infiltración sin tomar en - cuenta otras pérdidas.

Después que el escurrimiento termina, el gasto total de - la corriente es debido al agua subterránea almacenada. -- Consecuentemente, como este almacenaje se va reduciendo - a lo largo del tiempo, la corriente que fluye se hace menor hasta quedar seca o hasta que el suministro es de nuevo repuesto por lluvia. Su efecto se hace mayor mientras más grande es el área de la hoya; por esto, las corrientes que tienen mayores áreas tienden a mantener más su escurrimiento que las pequeñas corrientes.

2.3.2 Forma

La forma de las cuencas gobierna principalmente la tasa - a la cual se suministra agua a la corriente principal a - lo largo de su curso desde su nacimiento hasta su desembocadura. Este factor tiene una influencia importante sobre la utilidad económica de la corriente al igual que en su perfil y en las dimensiones del cauce.

Una cuenca tiene siempre un área y un perímetro perfectamente definidos, pero dos cuencas de igual área y formas diferentes, no se comportan igual. Puede variar el tiempo necesario para que todos los puntos de la cuenca contribuyan al escurrimiento que pasa por la sección de desagüe - considerada; o sea, el tiempo que tarda una gota de agua

en llegar desde el punto más lejano de la cuenca hasta la sección de desagüe. Entonces, en una cuenca rectangular - alargada con el cauce principal a lo largo del eje mayor del rectángulo, las distancias a recorrer son mucho mayores que en una cuenca de igual área pero con forma cuadrada. Se ve pués, que la relación área-perímetro tiene influencia en las características hidrográficas de la cuenca. Aunque la forma de la cuenca puede ser cualquiera, la mayoría de las cuencas son de forma oboide con la desembocadura en el extremo angosto. Las hoyas de forma triangular con vértices hacia arriba reciben la mayor parte de - su agua en los tramos más bajos y son de menor valor económico. Las cuencas con forma trapezoidal con su desembocadura en la parte rectangular angosta tienen la mayor -- parte del escurrimiento concentrado en el tramo medio y - dan el mayor potencial de energía.

Aunque es dificultoso expresar la forma de la cuenca satisfactoriamente mediante un índice número, se ha sugerido, sin embargo, algunos índices importantes. Gravelius sugirió el uso del índice "Factor de Forma" para expresar la proporción del ancho promedio de la cuenca a la longitud axial de la misma. La longitud axial se mide desde la desembocadura hasta el punto más remoto de la cuenca; el ancho promedio se obtiene dividiendo el área entre la longitud axial. Para cuencas chatas el ancho puede exceder - la longitud axial, dando una relación mayor que la unidad. El factor de forma da una indicación de la tendencia de - la cuenca respecto a las crecientes, porque en una cuenca con factor de forma bajo es menos probable que ocurra una lluvia intensa simultáneamente sobre toda su extensión -- que en un área de igual tamaño pero con factor de forma - mayor. El factor de forma viene dado como:

$$F_f = \frac{A}{Lax^2} \qquad (2.1)$$

donde:

F_f = factor de forma
A = área de la cuenca en km^2
Lax = longitud axial en km
a = ancho promedio de la cuenca en km

Otro indice de la forma de la cuenca sugerido también por Gravelius, es la relación del perímetro de la hoya a la - circunferencia de un círculo cuya área sea igual a la de la cuenca; esta relación se denomina "Coeficiente de Compactibilidad". Si C es la circunferencia de ese círculo y P es la longitud del perímetro de la cuenca en kilómetros, el coeficiente de compactibilidad se define como:

$$K_c = \frac{P}{C} = 0,28 \frac{P}{\sqrt{A}} \qquad (2.2)$$

Este coeficiente es un número abstracto y dependiente de la forma, teniendo un valor mínimo igual a la unidad, para una cuenca circular. Mientras mayor sea su valor, mayor será la irregularidad de la cuenca y su desviación de la forma circular. Entre dos cuencas del mismo tamaño y - con todas las demás características iguales, la creciente máxima a esperarse debe provenir de la que tenga el coeficiente de compactibilidad menor.

2.3.3 Elevación

La variación de la elevación y la elevación media de una cuenca son factores importantes en relación a la temperatura y la lluvia. Debido a las diferencias resultantes en la temperatura como consecuencia de la elevación, ésta -- tiene un efecto importante sobre las pérdidas de agua causadas por la evaporación.

El relieve de una cuenca queda perfectamente representado por las curvas de nivel, pero, en ocasiones, éstas son demasiado complejas y contienen más datos de los que se necesita; por lo cual se trata de obtener de las curvas de nivel una información sintetizada que sea más adecuada para el trabajo. En lo que se refiere a la elevación media de la cuenca, ésta se puede determinar fácilmente por el método de las intersecciones. Se subdivide un mapa topo-- gráfico de la cuenca en cuadrados pequeños de igual tamaño, de manera que queden por lo menos 100 intersecciones dentro del área. La elevación media de la cuenca se obtiene como el promedio de las elevaciones de todas las intersecciones. Un análisis más completo de las características de elevación de una cuenca puede hacerse midiendo sobre - un mapa adecuado el área comprendida entre dos curvas de nivel sucesivas. Se calcula, entonces, los porcentajes de cada una de esas áreas respecto al total y sumando estos porcentajes se obtiene la porción del área total comprendida por encima o por debajo de cada curva de nivel, tal - como se muestra a continuación para la cuenca del río Los Caracas.

Tabla 2.1.-

Cálculo de la Curva Hipsométrica. (Cuenca del Río Los Caracas)

Curvas de nivel del intervalo (1)	Area entre C. N. (2)	Porcentaje del total (3)	Porcentaje sobre un límite inferior (4)
0-100	1,2	2,2	100,0
100-200	3,2	5,8	97,8
200-300	4,8	8,7	92,0
300-400	5,7	10,4	83,3
400-500	4,9	8,9	72,9
500-600	4,2	7,6	64,0
600-700	3,5	6,4	56,4
700-800	3,1	5,6	50,0
800-900	2,8	5,1	44,4
900-1000	3,4	6,2	39,3
1000-1100	3,3	6,0	33,1
1100-1200	2,3	4,2	27,1
1200-1300	2,3	4,2	22,9
1300-1400	2,5	4,5	18,7
1400-1500	1,5	2,7	14,2
1500-1600	1,3	2,4	11,5
1600-1700	1,4	2,5	9,1
1700-1800	1,2	2,2	6,6
1800-1900	1,0	1,8	4,4
1900-2000	0,8	1,5	2,6
2000-2100	0,6	1,1	1,1

Si "a" es el área entre un par de curvas de nivel dadas para las cuales la elevación es "e", la elevación media de la -- cuenca es:

$$\bar{e} = \frac{\Sigma ae}{A} \qquad (2.3)$$

donde: A es el área total de la cuenca. Sustituyendo los datos de la tabla 2.1 en la ecuación (2.3), se determina que la elevación media para la cuenca del río Los Caracas es -- 783,50 m. Si los datos contenidos en la tabla 2.1 se muestran en forma gráfica ploteando la columna 4 contra las elevaciones inferiores en la columna 1, se obtendrá la Curva Hipsométrica de la cuenca (Fig. 2.4). Esta curva muestra que el 50 por ciento del área de drenaje está comprendida sobre la elevación 750 m, denominada elevación mediana, la cual es más representativa del efecto de la elevación en relación a la hidrología que la elevación media. Usualmente la elevación media es mayor que la mediana, pero la diferencia es generalmente insignificante. Además de la mediana, se puede calcular también la altura media de la cuenca sencillamente integrando el área bajo la curva. Utilizando los incrementos de la curva, o,lo que es lo mismo, los valores de las columnas 1 y 3 de la tabla 2.1 se puede construir un histograma para llevar las frecuencias correspondientes a una serie de intervalos dados (Ver fig. 2.5). El máximo del histograma indica el modo, o valor que más se repite. Se obtiene así tres valores interesantes referentes a las características de elevación de la cuenca: mediana, media y modo.

La interpretación de las pendientes de la curva hipsométrica o de su forma, suministra información de interés para el hidrólogo. Por ejemplo, si en la zona de 100% la curva presenta una variación muy suave, ello significa que entre dos elevaciones que varían relativamente poco, hay mucha extensión de área, es decir, que en terrenos de poca elevación hay mucha superficie y la cuenca tendría una gran llanura en los niveles bajos. Si por el contrario la curva variase bruscamente en esa zona del 100% ello indicaría que entre los niveles correspondientes hay poca superficie; es decir, que la cuenca baja del río sería poco extensa, con laderas abruptas, como sería el caso de un valle muy encajonado que daría muy poca superficie para una variación grande de la

elevación. Inversamente, si la curva es muy suave entre - dos elevaciones próximas a la máxima cota, entonces entre esas elevaciones hay un gran porcentaje de superficie, o sea, llanuras altas. Si la variaicón en los niveles bajos fuese más suave aún, indicaría zonas inundables en la desembocadura del río.

Los ejemplos expuestos dan una idea de como es la cuenca examinando simplemente el aspecto de la curva hipsométrica, claro que no punto por punto, sino en su conjunto.

2.3.4 Pendiente Media de la Cuenca

La pendiente media de una cuenca es uno de los principales parámetros que caracterizan el relieve de la misma -- permitiendo hacer comparaciones entre cuencas, en referencia a una pendiente que sustituya a las infinitas pendientes que existen dentro de una cuenca y que sea representativa de esas pendientes. Está estrechamente relacionada - con los fenómenos erosivos que se manifiestan en la superficie de la cuenca, y guarda, además, una relación importante, aunque compleja, con la infiltración, el escurrimiento superficial, la humedad delsuelo y la contribución del agua subterránea al caudal de las corrientes; por -- otra parte, es uno de los principales factores que controlan el tiempo de concentración de la lluvia en los cauces de los ríos, teniendo, por lo tanto, una importancia directa en las magnitudes de las crecientes.

La pendiente media de la cuenca es definida por la media ponderada de las pendientes correspondientes a superficies elementales en las cuales la pendiente se puede considerar constante. Para el cálculo del valor de este parámetro se sigue el siguiente procedimiento basado en el área encerrada por diferentes curvas de nivel en la cuenca. En - la figura 2.6 se muestra una cuenca cualquiera, la cual - está cruzada por una serie de curvas de nivel con iguales

diferencias en elevación. Considérese tres curvas de nivel consecutivas correspondientes a las cotas (i-D), i, e (i+D); atribúyase a cada una de ellas una faja de terreno. Sean:

ai = el área de la banda comprendida entre dos curvas de nivel

di = el ancho promedio de la banda considerada anteriormente = ai/li

li = longitud de la curva de nivel i

si = pendiente media de la banda comprendida entre dos curvas de nivel

$\bar{S}_c$ = pendiente media de la cuenca

D = intervalo entre curvas de nivel

A = área de la cuenca = Σai

L = longitud total de las curvas de nivel comprendidas en la cuenca = Σli

La pendiente media de una banda tal como la efgh, viene a ser:

$$s_i = \frac{D}{di} = \frac{D\ li}{ai}$$

Si se pondera las pendientes elementales en relación al área (A) de la cuenca y se suman, se obtiene la pendiente media de la cuenca, así:

$$\bar{S}_c = \frac{D\ l_1}{a_1}\ \frac{a_1}{A} + \frac{D\ l_2}{a_2}\ \frac{a_2}{A} + \frac{D\ l_3}{a_3}\ \frac{a^3}{A} + .. + \frac{D\ l_n}{an}\ \frac{a_n}{A} \qquad (2.4)$$

de donde:

$$\bar{S}_c = \frac{D}{A}(l_1 + l_2 + l_3 + ... + l_n) = \frac{D}{A}\Sigma l_i$$

$$\bar{S}_c = \frac{DL}{A} \qquad (2.5)$$

Es decir que la pendiente media de la cuenca se puede obtener sencillamente multiplicando la longitud total de -- las curvas de nivel por el intervalo entre ellas, y dividiendo por el área de la cuenca.

Algunos autores proponen otros índices de pendientes con la idea de tratar de sintetizar las tendencias diferentes de la cuenca en un valor único. Una forma de hacerlo es - tomar una serie de puntos en la cuenca a través de una retícula transparente y en cada uno de ellos determinar la pendiente real por las curvas de nivel, y establecer la - distribución de frecuencias de pendientes; en lugar de representar toda la cuenca por un valor de pendiente único. Lo que se obtiene entonces es una curva de distribución - de frecuencias; en un eje se lleva pendientes, y en otro frecuencias acumuladas, y la curva resultante permite ver si predominan pendientes fuertes, suaves, etc.

2.3.5 Longitud del Cauce Principal (L)

Se define como la longitud a lo largo del cauce de orden mayor comprendido entre el punto más alejado en las cabeceras de las fuentes y la estación hidrométrica o punto - de concentración. Se mide sobre mapas topográficos y se - expresa en km.

2.3.6 Pendiente Media del Cauce Principal (S)

Para calcular la pendiente media del cauce principal, se determina previamente el perfil del río desde sus cabeceras hasta el punto de concentración deseado, a partir de un mapa topográfico, midiendo longitudes acumuladas hasta cada cota dada. El perfil se dibuja luego sobre papel milimetrado. Gráficamente se divide la longitud del cauce - principal (L) en N partes iguales y se aplica la siguiente ecuación:

$$S = \left[\frac{N}{S_1^{-1/2} + S_2^{-1/2} + \ldots\ldots + S_N^{-1/2}} \right]^2 \qquad (2.6)$$

donde:

N = número de partes en que se divide a L

S_1, S_2 ... S_n = pendientes de los sucesivos intervalos de longitud

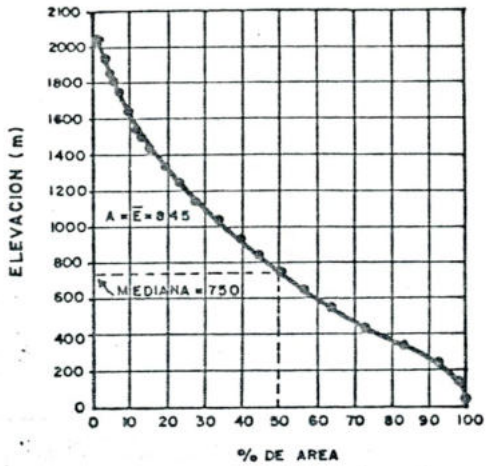
S = pendiente media del cauce principal expresada en m/m o m/km

También se puede obtener la pendiente media gráficamente por el método conocido como compensación de áreas, utilizando una escuadra transparente. Se hace coincidir el borde más largo de la escuadra con el extremo inferior de la línea que define el perfil del río, y se mueve la escuadra pivoteando sobre el mencionado punto hasta lograr que las áreas comprendidas entre el borde de la escuadra y la línea de pendiente sean iguales por encima y por debajo del borde de la escuadra.

En la figura 2.7, se ilustra el perfil del cauce del río Los Caracas y la aplicación del método de compensación de áreas.

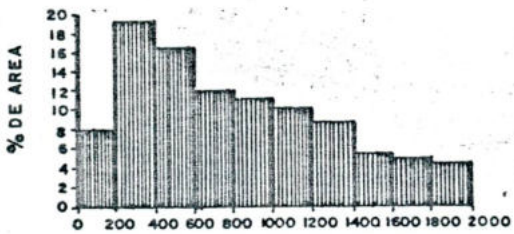
2.3.7 Orientación

Aunque la pendiente de la cuenca afecta significativamente las relaciones de lluvia-escurrimiento, debe tomarse en cuenta una influencia secundaria resultante de la orientación de la hoya. Este factor afecta las pérdidas por evaporación y transpiración debido a la influencia que representa la cantidad de radiación recibida del sol, y, en las latitudes medias, afecta también el derretimiento de la nieve.



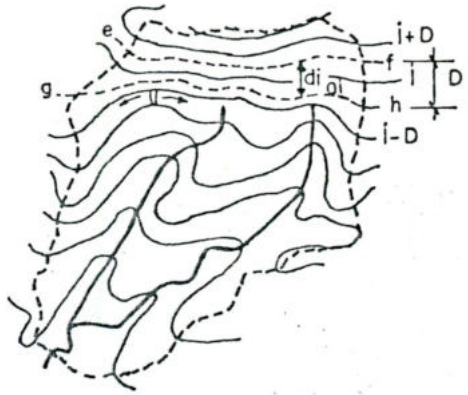
CURVA HIPSOMETRICA (Rio Los Caracas)

FIGURA 2.4



HISTOGRAMA DE DISTRIBUCION DE FRECUENCIA DE ELEVACIONES (CUENCA DEL RIO LOS CARACAS)

FIGURA 2.5



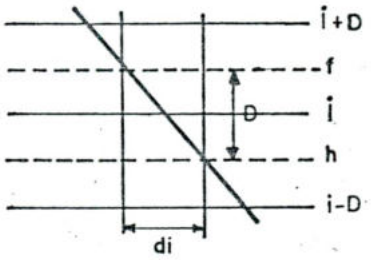


FIGURA 2.6 PENDIENTE PROMEDIO DE LA CUENCA (Cuenca del Rio los Caracas)

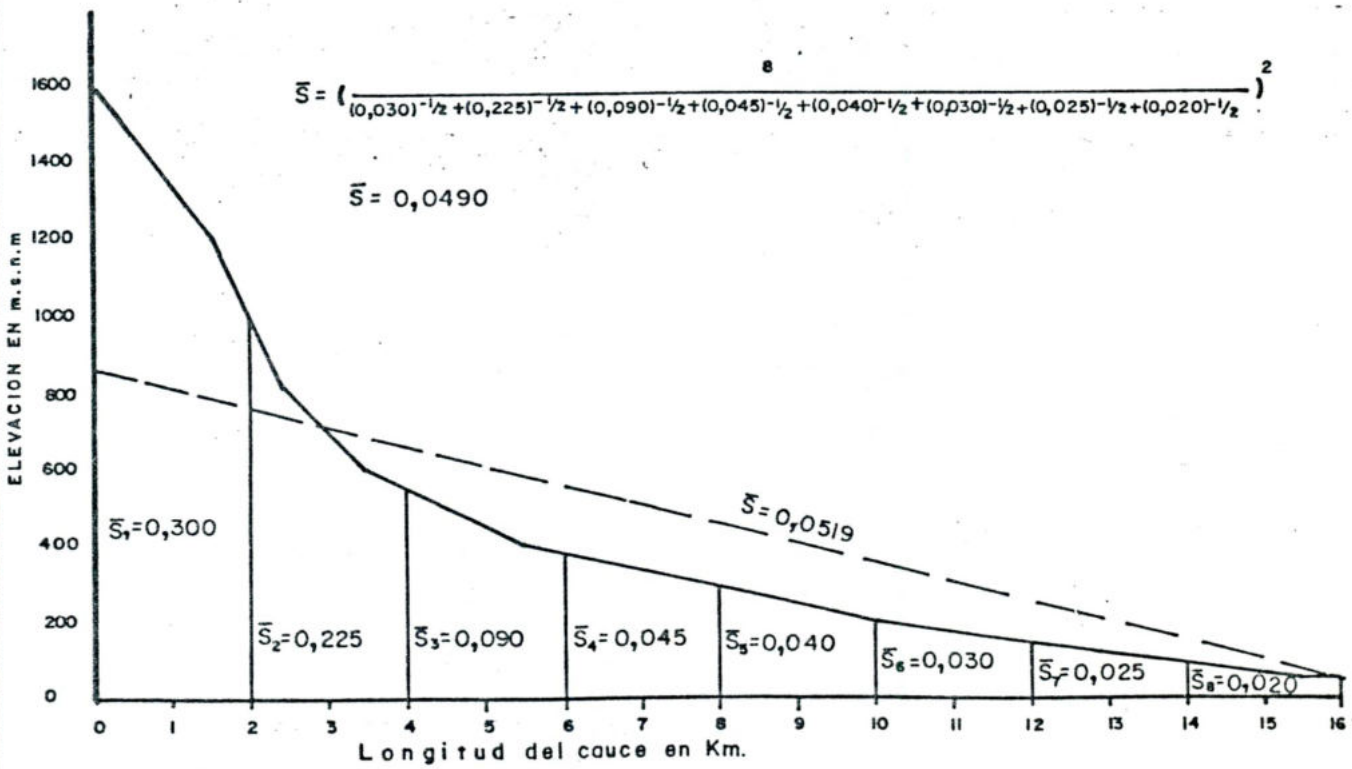


FIGURA 2.7 Perfil longitudinal del cauce. (Rio Los Caracas)

Si en la región centro-norte de Venezuela la orientación - de las cuencas es hacia el Este (como es el caso de la hoya de los ríos Tuy, Guaire, etc.), hay más probabilidades de que se produzcan crecientes que si la orientación es hacia el Norte. El mismo efecto se obtiene con las cuencas - orientadas hacia el Sur debido a la influencia de la con-- vegencia intertropical que se desplaza hacia el Norte en - las épocas de lluvia. La exposición de la hoya con relación al movimiento de las tormentas, es importante en la producción de escurrimiento.

3.- CLIMA

Se entiende por TIEMPO la suma total de las condiciones atmosféricas (Temperatura, precipitación, presión, vientos, humedad) para un período corto y es el estado atmosférico momentáneo. La generalización o estado promedio del tiempo, en un período largo, en un lugar determinado de la superficie terrestre, constituye EL CLIMA y es por esta razón que el estudio climático requiere el análisis de los factores del mismo durante un lapso ininterrumpido de tiempo, para lo cual es necesario una red de estaciones meteorológicas que en forma contínua y sistemática registren estos fenómenos.

3.1.- Circulación General de los Vientos en Venezuela

Son los Alisios del noreste o comunmente llamados "nortes fríos", los que soplan sobre las regiones norte de nuestro territorio. Por su carácter de tipo planetario soplan con regular periodicidad durante todo el año y son estables, - especialmente sobre los océanos, con las características - de brisas moderadas de unos 15 a 25 km/hora. Pero en las - regiones continentales la dirección de estos vientos es -- más irregular.

Existen además, masas de aire continental de la llamada -- "convergencia intertropical" provenientes del hemisferio - sur, que afectan en especial a las regiones sur y centro - del país. Estas masas de aire continental se recargan al - paso por las pluviosas selvas amazónicas produciendo luego copiosas lluvias. Tienen su influencia especialmente durante unos seis meses, desde Abril o Mayo (principios de primavera para el hemisferio norte) hasta Septiembre u Octubre (final del otoño para el hemisferio norte). En los -- seis meses restantes, las regiones norte y centro se encuentran bajo la influencia de los Alisios, los cuales se comportan como vientos secos en algunas regiones continentales del país.

Durante el solsticio de verano (Junio-Julio-Agosto) el -- viento Alisio transporta gran cantidad de humedad y sopla, en especial, sobre las regiones costeras del país; la convergencia intertropical sopla con gran fuerza sobre las regiones sur y central y avanza hacia el norte.

Durante el solsticio de invierno (Diciembre-Enero-Febrero) la Alta de las Azores se intensifica y el Alisio sopla con gran fuerza, en especial, sobre la región norte del país, comenzando a avanzar sobre la central; la convergencia intertropical se retira hasta el sur produciendo un descenso relativo de las lluvias, en especial en la región central. En el equinoccio de primavera (Marzo-Abril-Mayo), por ser el Alisio un viento dominante en las costas, se establecen corrientes opuestas debido al avance de la convergencia intertropical, iniciándose así, en las regiones continentales centrales, la estación lluviosa, entanto que en algunas zonas costeras hay períodos de sequía relativa, debido a - las corrientes opuestas de tendencia monzónica.

En el equinoccio de otoño (Septiembre-Octubre-Noviembre) - la alta de las Azores comienza a intensificarse, pero, por conservarse aún en el Océano Atlántico cálido, transporta una masa de aire húmedo; la convergencia intertropical co-

mienza a retirarse y la dirección general de los vientos - es hacia el sur, produciéndose un descenso relativo de las lluvias en las regiones central y sur del país. En algunas regiones de la costa, por fenómenos de caldeamiento local, pueden producirse tendencias monzónicas.

En la figura 3.1 se ilustra la circulación general de los - vientos en Venezuela.

3.2.- Control del Agua por la Vegetación

El control del agua por la vegetación es doble. Actúa so-- bre el escurrimiento que proviene de las lluvias individua les, generalmente los aguaceros generadores de las creci-- das, y actúa a una escala más larga (un año e incluso un - período de años) provocando un incremento en los aportes - de agua a los ríos. Inversamente, puede alargar la influen cia de una sequía. Pero eso en realidad sería más bien un problema de suelos. Por lo regular la selva actúa sobre el régimen de los ríos provocando subidas graduales en perío- do de aguas altas durante la estación húmeda, y un descen- so más lento en los períodos secos, con estiajes abundan-- tes. Todo depende del clima (variación estacional de las - lluvias), y de la posición de la selva en relación con las cabeceras y parte superior de la cuenca

3.2.1 Acción de la Selva Sobre las Crecidas

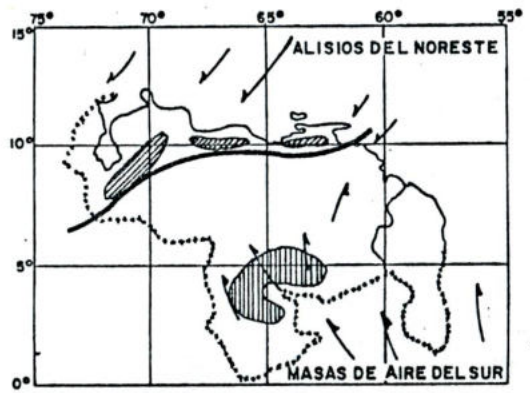
La vegetación impide la concentración rápida del agua en- los ríos. Es decir, durante un aguacero, las crecidas de una cuenca arboreada tienen un tiempo de ascenso extendido, y los picos son achatados y alargados. El papel de la sel- va es sobretodo importante en las cuencas de superficie in ferior a 1000 km^2.

FIGURA 3.1 CIRCULACION GENERAL DE LOS VIENTOS EN VENEZUELA

DIRECCION DEL VIENTO ESTACIONAL PLANETARIO

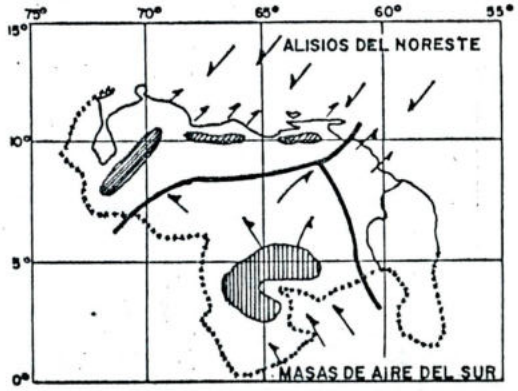
(ALISIOS DEL NOR-ESTE Y FRENTE INTERTROPICAL DEL SUR)

SOLSTICIO DE VERANO—HEMISFERIO NORTE (BAJA PRESION) { JUNIO, JULIO, AGOSTO



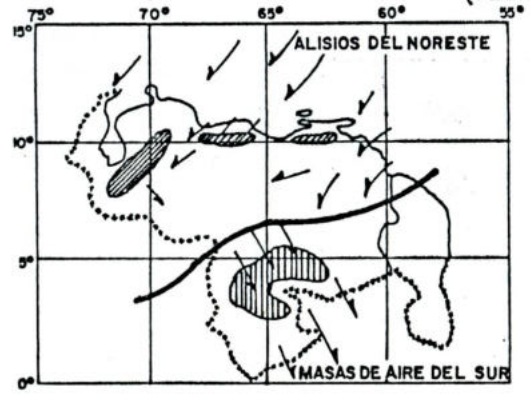
(HEMISFERIO SUR) (ALTA PRESION)

EQUINOCCIO DE PRIMAVERA—HEMISFERIO NORTE (BAJA RELATIVA DE PRESION) { MARZO, ABRIL, MAYO



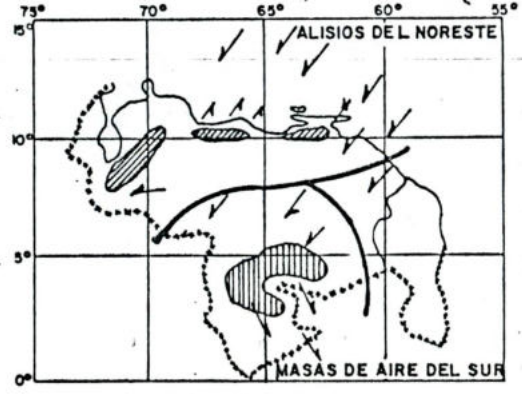
(HEMISFERIO SUR) (ALTA RELATIVA DE PRESION)

SOLSTICIO DE INVIERNO—HEMISFERIO NORTE (ALTA PRESION) { DICIEMBRE, ENERO, FEBRERO



(HEMISFERIO SUR) (BAJA PRESION)

EQUINOCCIO DE OTOÑO—HEMISFERIO NORTE (ALTA RELATIVA DE PRESION) { SEPTIEMBRE, OCTUBRE, NOVIEMBRE



(HEMISFERIO SUR) (BAJA RELATIVA DE PRESION)

LIMITE DEL FRENTE

MASAS MONTAÑOSAS

En realidad los datos referentes al efecto de las selvas - sobre el escurrimiento son a menudo contradictorios, por-- que los suelos son diferentes, los tipos y edad de los árboles también, así como el clima. La acción de una selva - en una región que recibe 800 mm, y otra que recibe 500 mm no puede ser igual. Igualmente, y en una mayor proporción, es importante la frecuencia de las lluvias superiores de - 30 ó 50 mm.

No hay que olvidar tampoco que son el clima y los suelos, los que determinan la distribución de la vegetación. Mientras más irregular es el clima, menor será la tasa de co-- bertura vegetal, y más precario su mantenimiento. Generalmente es en esos climas irregulares donde las lluvias caen en forma de aguaceros y, por lo tanto, la vegetación, in-- cluso en su estado natural, desempeña una acción más poten te contra la erosión que contra el escurrimiento.

3.2.2 Acción de la Selva Sobre el Balance Hidrológico

Esta acción es variable, pués no depende sólo de la selva como entidad, sino de los tipos de árboles, su edad, de -- los suelos y del clima. Se trata de una cuestión compleja, y los resultados de las investigaciones no concuerdan siem pre generalmente porque el cuadro físico es diferente.

En ciertas cuencas, el balance hidrológico no parece muy - afectado por la ausencia de árboles. Pero, los estudios se refieren sólo a pequeñas cuencas, mucho más homogéneas que las grandes. Englor ha calculado los elementos del balance para dos cuencas del Emmenthal: una arbolada en 97% y la - otra en 35%. Los elementos del balance son diferentes pero el escurrimiento es idéntico en porcentaje en las dos cuen cas, a pesar de que las superficies arboladas difieren.

	Cuenca 1 97% árboles	Cuenca 2 35% árboles
	155 mm	1648 mm
Evaporación desde el follaje	15%	10%
Transpiración	20%	6%
Evaporación desde el suelo	5%	24%
Escurrimiento	60%	60%

En ciertos casos, pués, la cobertura vegetal afecta poco - el balance hidrológico. Para ríos torrenciales, la influencia de la vegetación no es importante en el balance sino - en la eliminación de los extremos (estiajes y crecidas). - Sin embargo, en las regiones humedas expuestas a chubascos de tipo frontal y orográfico, la vegetación arbórea no puede siempre eliminar las crecidas. De todas maneras las selvas regularizan los regímenes fluviales.

3.2.3 Vegetación y Erosión

La vegetación natural es factor antagonista de la erosión por el agua. Este papel, lo desempeña en las vertientes y de una manera menos marcada en los lechos fluviales.

La tala intempestiva de la vegetación, para fines lucrativos y de subsistencia conduce poco a poco a reducir las - superficies arables y como consecuencia a aumentar el hambre. Por ejemplo en las regiones montañosas del cercano - oriente durante siglos, ha aumentado el escurrimiento en proporciones catastróficas, acentuando así la aridez de - la región.

La mayor parte de los sedimentos que transportan los ríos proviene de sus lechos y riberas (terrazas); pero el material de las partes montañosas proviene de las vertientes. Generalmente, la turbidez de las aguas aumenta durante -- las crecidas, y en esos momentos se efectúa casí todo el arrastre de material grueso en tracción sobre el fondo de los lechos. El aumento de turbidez no proviene sólo del -

volumen mayor de agua que escurre, sino de un aporte mayor de elementos procedentes de las vertientes. La vegetación por su follaje (intercepción), su litera (disminución de - la velocidad de escurrimiento, infiltración) y las raíces (mantenimiento del suelo), disminuye esos aportes de material a lor ríos. Siendo mayor la acción protectora del suelo cuando la cobertura vegetal es continua.

Cuando la estructura del suelo es mala (suelos polverentes) y las rocas friables (arenisca, lutita) con buzamiento en el sentido de la pendiente (esquistos), el papel de la vegetación es menor, y su mantenimiento precario. Es en esos casos que la erosión natural es mayor.

A esos fenómenos espectaculares, se añade otro menos visible que contribuye a empobrecer más y más los suelos. Es - el transporte en solución de las bases.

En las cuencas montañosas, la selva impide que el mate-- rial grueso vaya a los fondos. Pero, los árboles se elevan hasta una altitud límite, variable en una misma zona según la exposición y los suelos. Por encima de esos límites, -- las condiciones morfogenéticas mecánicas son lo suficiente mente intensas para abastecer en material grueso los to-- rrentes. Es por eso que ciertos ríos pueden transportar -- más material grueso que material fino.

3.2.4 Distribución y Tipo de Vegetación

Aquí se considera dos aspectos:

a) La descripción cualitativa con el fín de describir la - hoya y

b) El cálculo de los porcentajes de área cubiertas por -- los diferentes tipos de vegetación para la determina-- ción del valor de la intercepción media de la hoya.

La descripción cualitativa de los tipos de vegetación debe incluir un recuento de todos los tipos de vegetación, ca--

rácter de los cultivos con respecto al tiempo y cualquier detalle que se considere que define la hoya.

Para estimar la intercepción se agrupa todos aquellos tipos de vegetación de características de intercepción aproximadamente iguales dentro de un sólo grupo (una parte de la hoya desprovista de vegetación se considera de intercepción cero), luego se determina las áreas cubiertas por cada uno de estos tipos de vegetación y el porcentaje con respecto a el área total en fracción decimal (% cobertura). Se prepara una lista de estos tipos como se ilustra a continuación: (5)

Tipo	Descripción	Porcentaje de Cobertura (% C)	Valor de la Intercepción en mm (I_i)
A	Terreno descubierto	0,20	0
B	Gramineas y vegetación baja	0,30	2,5
C	Vegetación media de poca densidad	0,15	3,8
D	Vegetación mayor de gran densidad	0,35	5,0

A partir de estos valores, la intercepción media se calcula según:

$$ITM = \Sigma \% C x I_i \qquad (3.1)$$

$$ITM = 0,20 \times 0 + 0,30 \times 2,5 + 0,15 \times 3,8 + 0,35 \times 5,0 = 3,1$$

(5) G. Aubert. Influence de la Vegetation Sur le Sol en zone tropicale Humide et semi-Humide. Matson et Cie. Paris, 1960

3.3.- El Clima de Venezuela

Venezuela se encuentra en la zona intertropical o de bajas latitudes, entre los 62°45' longitud Oeste de Greenwich y los 0° 12' latitud Norte. Por lo tanto su extremo meridional casí alcanza el Ecuador, en tanto que en el extremo -- norte está casí a media distancia entre el Ecuador y el -- trópico de Cancer. Esta posición geográfica determina lo - siguiente:

a) La insolación recibida durante todo el año es constante y abundante.
b) La oscilación media anual es inferior a 5°C, es decir todos sus tipos climáticos son isotermos.
c) La oscilación media diaria, al contrario, es grande y, en ocasiones, puede alcanzar valores hasta de 20° C.

Entre Marzo-Mayo y entre Septiembre-Noviembre ocurren los denominados períodos de "Sol Alto", (equinoccios de primavera y otoño respectivamente). Durante el resto del año - los rayos solares inciden con una inclinación menor, "Sol Bajo" Junio--Agosto, y Diciembre--Febrero (solsticio de - verano e invierno, respectivamente).

3.3.1 Temperatura

Las temperaturas medias mínimas se registran entre di-- ciembre y febrero, en aquellos puntos situados cerca del litoral Caribe sujetos a la influencia de los vientos Alisios del Nor-Este o Nortes fríos, que avanzan al Caribe en invierno. También se registra mínimos en Junio-Julio en - altas regiones del interior del país durante la estación lluviosa.

Los dos períodos de temperaturas medias máximas coinciden con el comienzo y terminación de la estación lluviosa Marzo-Mayo y Agosto-Octubre.

En los trópicos la variación anual de la temperatura durante todo el año es mínima en comparación con las latitudes medias o altas de regiones templadas o frías, por lo que en los trópicos los climas resultan ser isotermos.

Es decir, que sus temperaturas no varían mucho entre el mes más frío y el más cálido. Las máximas oscilaciones promedios anuales no pasan de 5°C. En Venezuela las diferencias entre las temperaturas medias anuales extremas resultan mínimas a lo largo de los años.

Según los estudios que realizó el Dr. Rohl en las regiones situadas cerca de la Costa, la oscilación media anual puede calcularse en unos 2°C en tanto que en las regiones continentales es de unos 4°C. La oscilación promedio diaria al contrario de la media anual es muy alta; en Venezuela se calcula en unos 8,3°C cerca de las costas (por acción moderada del mar), pero es mucho mayor en las regiones continentales (Territorio Amazonas o Llanos Centrales).

El gradiente térmico vertical calculado para Venezuela según el Dr. Rohl, es de 0,61°C por cada 100 m. Los estudios más recientes del gradiente atmosférico los ha realizado el Dr. A. W. Goldbrunner del Departamento de Meteorología de la Fuerza Aérea de Venezuela. Según estos estudios, la disminución de la temperatura por cada 100 m de altura resulta ser:

Niveles	Disminución por cada 100 metros
0-1.500	0,64°C
1.500-2.000	0,62°C
2.000-2.500	0,60°C
2.500-4.000	0,58°C
4.000-4.500	0,56°C
4.500-5.000	0,54°C
5.000-5.500	0,52°C

3.3.2 Presión

El estudio de la presión en Venezuela fué iniciado por el Dr. Eduardo Rohl (1953); posteriormente, las investigaciones que se han realizado han sido de carácter local.

El conocimiento de las leyes de la presión atmosférica, así como el de sus variaciones, tiene una importancia secundaria en climatología. Por ejemplo las oscilaciones medias diarias de la presión atmósferica en nuestras latitudes apenas llegan a 3 mm, entre las horas trópicas alrededor de las 9-10 h y 16-17h. Así mismo, las variaciones irregulares cuyos valores extremos anuales apenas llegan a los 8 mm, son pocos perceptibles; estas oscilaciones de la presión tienen poca influencia sobre el cuerpo humano.

3.3.3 Vientos

Dentro del cuadro climático del país existen determinados tipos de vientos que son de importancia por la regularidad con que soplan, entre los cuales se tiene los Alisios.

Los vientos regionales locales en Venezuela tienen una influencia limitada y de menor importancia. Entre ellos se encuentran:

a) Los que resultan de los encauzamientos de los Alisios por el relieve, en especial en los valles interiores, como en los casos de los vientos del Sur-Este (dirección contraria a la de los Alisios), como sucede en el Valle del Chama y el Valle de Caracas.

b) En las costas se presentan las brisas del mar y las terrestres por las diferencias de temperatura y presión debido al desigual caldeamiento de las tierras y mares.

c) En los llanos de Barinas soplan desde la Cordillera de Mérida, entre los meses de Mayo y Agosto, vientos regionales, los cuales se deben a que las masas de aire frío de las altas presiones de la cordillera son atraidas -- por las bajas presiones predominantes en la depresión - llanera.

d) Las calderas son vientos fuertes, secos y cálidos que soplan en el litoral del tramo central de la Cordillera de la Costa entre Junio y Septiembre. Son una especie de fohn producidos por el aire caliente que desde los llanos tramontan la cordillera y descienden hacia el mar.

e) Las tolvaneras son remolinos de aire muy limitados que se forman en ciertas partes del país, especialmente en las tierras bajas y durante el período de sequía.

f) Las brisas de montañas que descienden desde las sie-- rras al fondo de los valles son vientos fríos y secos que a veces producen pequenas tormentas.

3.3.4 Precipitación

En términos generales, se puede decir que en Venezuela la distribución de la lluvia es irregular debido a lo complejo del relieve y muestra valores desde los 4.000 mm anuales, en las regiones más lluviosas del clima selvático, -- hasta menos de 800 mm al año, en las más áridas de climas semi-esteparios. Por tratarse en general, de climas húmedos, la variación anual no suele pasar de más o menos 50%. Es decir, que el año más seco puede tener aproximadamente 50% de la cantidad media normal de la lluvia y el más lluvioso 150%. En los días secos estos valores oscilan entre 30% y 25%. Como regla general la variabilidad aumenta a medida que decrece la cantidad de precipitación.

4.- ESTACIONES CLIMATOLOGICAS PARA PROPOSITOS HIDROLOGICOS

La condición básica para la instalación de una buena estación de observación climatológica, es la seguridad de que las observaciones se realizarán continuamente en forma consistente de acuerdo a las regulaciones de los servicios hidrometeorológicos. Estas regulaciones, basadas en acuerdos internacionales, requieren que cada estación climatológica sea ubicada en un lugar y en una forma tal, que garantice la operación contínua de la estación por lo menos durante 10 anos, y que su exposición permanecerá igual durante un período largo. Las estaciones deben ser ubicadas en espacios abiertos típicos de las áreas que van a representar. El tamaño del área ocupada por la estación varía, dependiendo de la cantidad de instrumentos, entre 6 m x 9 m y - 25 m x 25 m. La estación deberá ser cercada. Los instrumentos se pueden instalar a cielo abierto (pluviómetro, tina de evaporación, veleta de viento, etc.), o en una garita - meteorológica con paredes de persiana, de forma que pueda penetrar el aire pero no los rayos solares directos (psicrometro, termómetro etc.).

Una vez instalada la estación no debe ser mudada ni siquiera una distancia corta, porque ello destruirá la homogeneidad en el tiempo. Las estaciones (con excepción de las sinópticas) conducen sus observaciones de acuerdo a la hora local, la cual defiere de la hora de zona. Puesto que los fenómenos meteorológicos presentan un ciclo diario de -- acuerdo con la posición del sol, las observaciones se hacen a horas fijas, las cuales permanecen constantes a lo - largo del año. En Venezuela estas horas fijas son 08:00, - 14:00 y 20:00.

El observador de la estación registra las lecturas en las libretas de la estación, de las cuales se toman para elaborar un informe mensual que se envía a la jefatura del servicio. La libreta de la estación contiene datos numéricos

así como informes sobre el tiempo indicado en códigos internacionales. Los informes se verifican primero, y luego son procesados en la oficina del servicio. Los datos procesados se publican y son usados en mapas y gráficos.

4.1.- Mediciones e Instrumentos Usuales en una Estación Climatológica

a) Temperatura del Aire

La temperatura ambiental del aire es medida principalmente por un termómetro colocado en la garita meteorológica. El termómetro de norma es de mercurio y su escala está calibrada en grados Celsius (°C) desde -30°C ó -50°C hasta 40°C ó 50°C, con marcas cada 0,2°C ó 0,5°C. Las temperaturas pueden leerse con una precisión de -- 0,1°C. También se usa termómetros de máxima y de mínima, instalados para indicar la mayor y menor temperatura alcanzada entre cada dos observaciones.

b) Temperatura del Suelo

La temperatura del suelo se mide con un termómetro cuyo bulbo de mercurio se encuentra al final de un largo y curvo tubo capilar que es colocado dentro del suelo; la escala permanece en la superficie. Puede medir temperaturas a profundidades de 10 cm, 20 cm y 50 cm, las cuales son leidas sin remover el termómetro. Para profundidades de 1m, se usa termómetro recto normal adosado a una vara de madera y que se saca del suelo para hacer la lectura.

c) Humedad del Aire

La humedad del aire se mide en estaciones meteorológicas mediante un psicrómetro estacionario. Este instrumento consiste de dos termómetros, uno de los cuales tiene su bulbo de mercurio envuelto por una muselina con un extremo sumergido en un depósito de agua desti-

lada. Así que el psicrómetro está compuesto de un termómetro de bulbo seco y uno de bulbo húmedo. La temperatura en el termómetro de bulbo húmedo es proporcional a la evaporación desde la muselina, la cual a su vez, es proporcional a la humedad del aire. A partir de la diferencia de temperatura entre los dos termómetros, se calcula la humedad del aire utilizando las tablas psicrométricas. El instrumento puede ser acondicionado también, de manera que el aire circule alrededor de los termómetros poniéndolos en una envoltura metálica con un pequeno ventilador.

d) Velocidad del Viento

La velocidad del aire que, entre otros usos, puede ser necesaria para calcular la evaporación, es médida comunmente por veletas de viento. La veleta de viento -- Wild, de uso común en Venezuela, es una placa delgada de 200 gm de peso y con dimensiones de 30 cm x 15 cm - suspendida libremente en un eje horizontal y adosada a un mastil, usualmente a una altura de 10 m, orientada en la dirección del viento. La placa pivotea alrededor de un eje horizontal y en base a su desviación de la - vertical, se puede determinar la velocidad del viento expresada en la escala de grados Beaufort. En la tabla 4.1, se da la conversión de la velocidad del viento a m/seg en base a la escala Beaufort.

Tabla 4.1.- Estimación de la Velocidad del Viento con la Veleta Wild

Escala Beaufort en una veleta de viento Wild.	Velocidad del Viento (m/s) a una altura de 10 m sobre el suelo.-		
0	0	-	0,2
1	0,3	-	1,5
2	1,6	-	3,3
3	3,4	-	5,4
4	5,5	-	7,9
5	8,0	-	10,7
6	10,8	-	13,8
7	13,9	-	17,1
8	17,2	-	20,7
9	20,8	-	24,4
10	24,5	-	28,4
11	28,5	-	32,6
12			32,7

Un instrumento más común y preciso es el anemómetro de copas, formado por las llamadas cruces de copas Ronbinsons, compuestas de tres o cuatro copas fijas a un eje vertical; la rotación de este eje se transmite al dial bajo las copas, indicando el número de vueltas por minuto y la velocidad del viento.

e) Evaporación

Evaporímetros en la garita meteorológica:
Estos evaporímetros (o medidores de evaporación) se pueden basar ya sea en el principio de la evaporación desde una superficie libre o desde una superficie porosa mojada; este segundo tipo es conocido como atmómetro. El atmómetro de Bellani consiste de un disco de cerámica fijo al tope de un embudo de cerámica vitrificada al cual se conduce agua desde un pequeno depósito de vidrio. El atmómetro Piché tiene como elemento evaporante, un disco o papel de filtro adosado

o un cilindro de vidrio graduado (tubo de ensayo) -- sostenido boca abajo y conteniendo agua. Los atmóme-- tros son atractivos por su simplicidad, pero las mediciones son insatisfactorias cuando se comparan con la naturaleza, por lo que son de escaso uso.

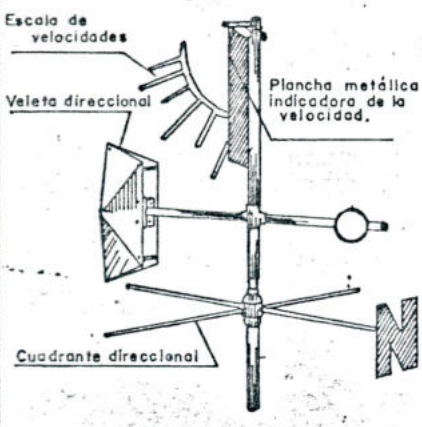
Tina de Evaporación:

El uso de tinas de evaporación, con una mayor superficie evaporante, es extendida en todo el mundo. Durante mucho tiempo y hasta el presente, éste es el instrumento de medición de evaporación más usado, en base a la teoría de que existe una relación determinable entre - la tasa de evaporación desde la pequeña superficie de agua de la tina de evaporación y la de una superficie grande de agua o un lago en la misma localidad, la -- cual ha estado sometida a las mismas influencias naturales. Se ha podido comprobar que efectivamente la relación de evaporación anual entre lago y tina es bas-- tante consistente de año a año y no varía excesivamente de una región a otra. En consecuencia, la aplica-- ción de la tina en el diseño y la operación hidrológicos, se ha hecho común.

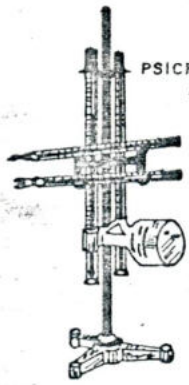
En la figura 4.1, se ilustra los distintos instrumen-- tos de que consta una estación meteorológica, y en la figura 4.2 se muestra el diseño de una estación climatológica típica. En las figuras 4.3, 4.4 y 4.5, se -- muestra la presentación usual de datos climatológicos que publica en Venezuela, la División de Hidrología -- del M.A.R.N.R.

FIGURA: 4.1 Instrumentos de una estación meteorológica.

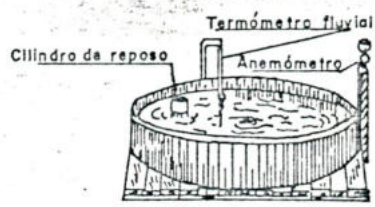
VELETA WILD



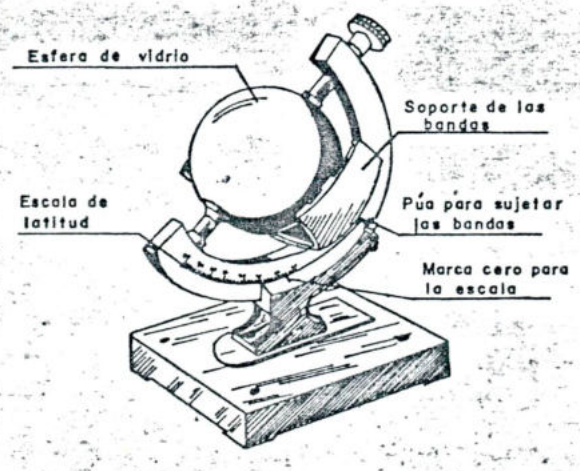
PSICROMETRO TIPO AUGUST.



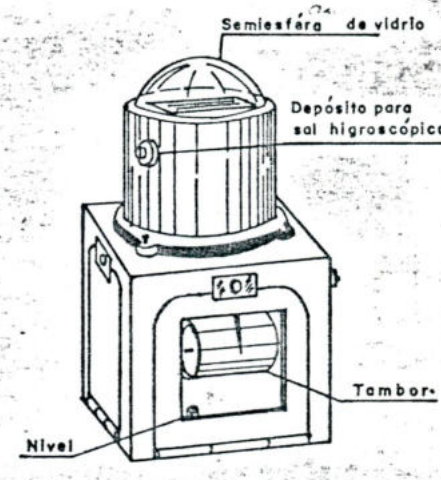
TINA DE EVAPORACION "A" CON ANEMOMETRO CILINDRO DE REPOSO Y TERMOMETRO FLUVIAL.

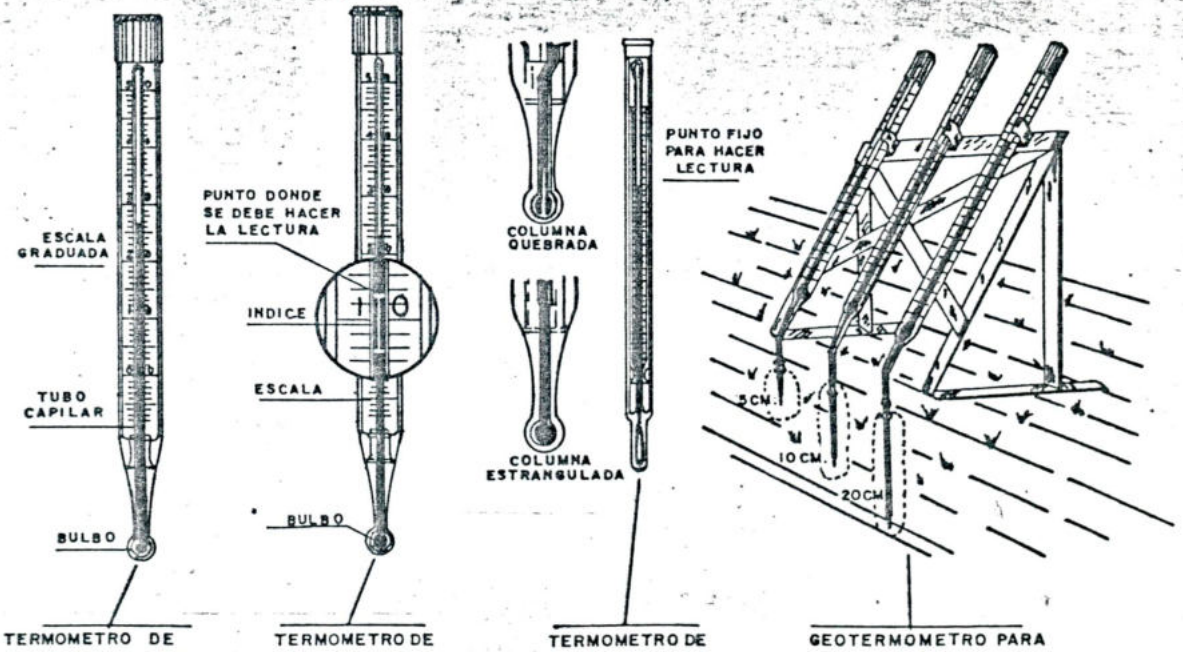


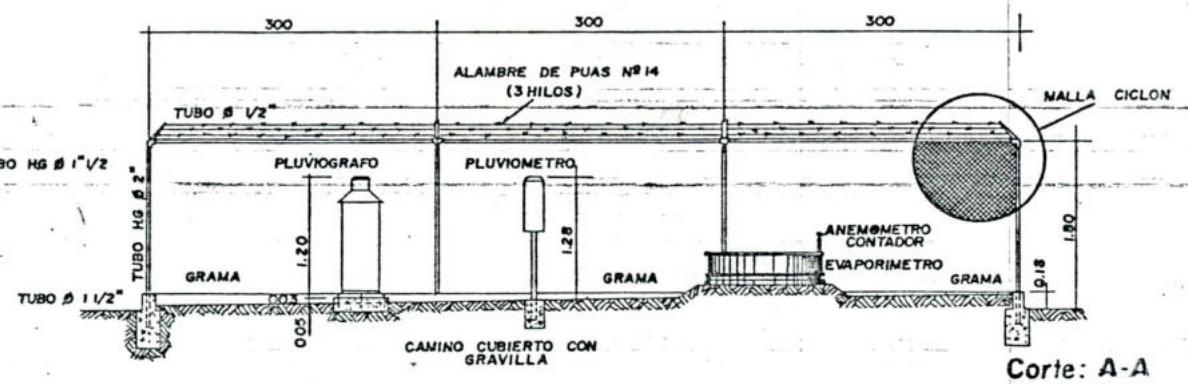
HELIOFANOGRAFO TIPO CAMPBELL STOKES



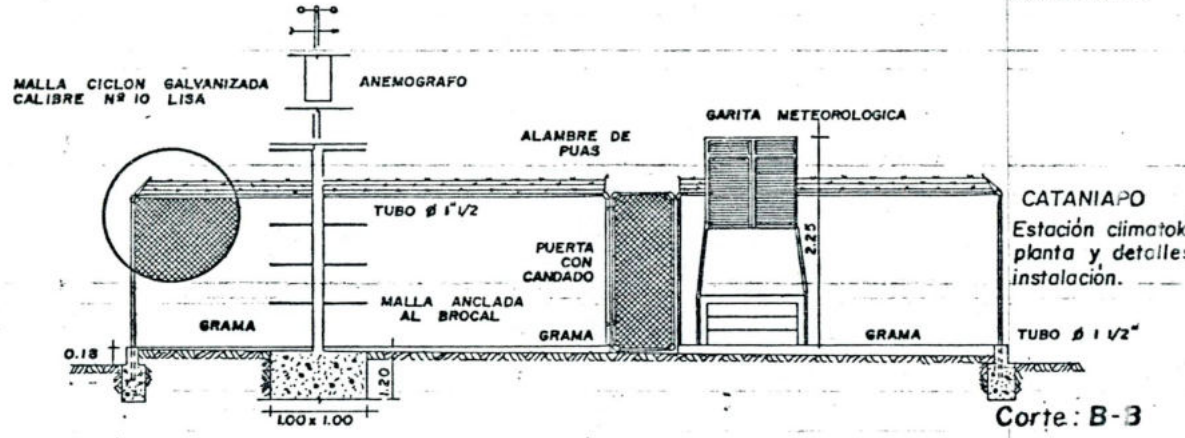
ACTINOGRAFO TIPO ROBITZSCH







Corte: A-A



Corte: B-B

CATANIAPO
Estación climatológica planta y detalles de instalación.

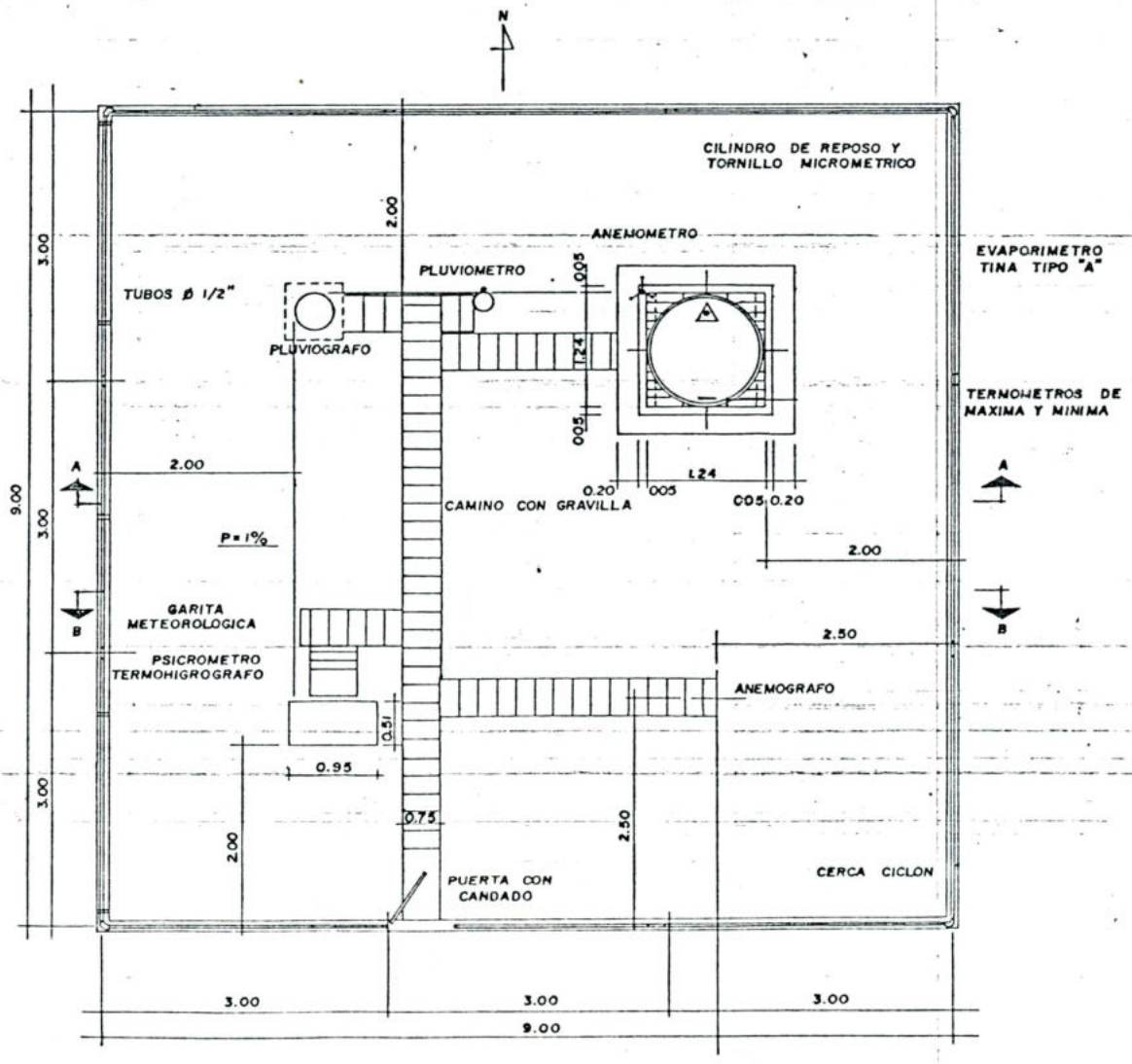


Figura: 4.2 ESTACION CLIMATOLOGICA TIPICA

CARIACO AÑO 1973

ENERO – RESUMEN MENSUAL

TEMPERATURA (°C)

MEDIA	26.3
MAXIMA MEDIA	33.4
MINIMA MEDIA	21.1
MAX. ABSOLUTA	34.6
MIN. ABSOLUTA	16.2

CICLO DIARIO

DIA	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
MEDIA	26.4	27.1	26.9	26.3	24.7	26.4	26.2	27.1	27.4	27.1	25.4	24.3	25.9	25.2	26.2	26.6
MAXIMA	34.2	33.2	33.6	33.2	31.2	33.8	34.6	34.2	34.2	34.0	30.6	33.0	33.8	33.2	33.0	33.4
MINIMA	20.0	22.4	22.6	21.2	19.2	22.0	19.2	22.2	23.0	22.4	21.8	19.2	20.8	18.4	21.2	22.0
DIA	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	
MEDIA	25.5	26.4	26.2	27.5	27.3	26.5	26.4	25.7	26.0	25.4	24.2	25.6	27.2	27.4	29.1	
MAXIMA	33.2	34.0	32.2	34.0	33.8	33.4	34.3	33.0	33.8	34.2	32.8	33.4	33.7	33.8	34.2	
MINIMA	20.6	21.4	21.2	24.2	24.4	21.2	20.6	19.0	21.4	18.2	16.2	18.2	22.7	23.5	23.8	

CICLO HORARIO

HORA	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
MEDIA	22.7	23.4	22.1	21.8	21.6	21.4	21.6	24.9	27.7	29.5	30.6	31.5	32.3	32.3	32.3	31.6	30.1	27.9	26.2	25.1	24.4	23.8	23.5	23.1

CARIACO — ENERO AÑO 1.973 —— HUMEDAD RELATIVA (%) —— CICLO DIARIO

DIA	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	
MEDIA	78	79	77	79	85	75	79	82	78	75	76	78	69	69	69	69	74	67	70	70	70	71	71	71	67	66	66	70	73	70		
MAXIMA	00	100	98	100	100	100	100	100	100	98	93	98	95	96	93	93	98	95	94	87	89	100	100	97	95	95	98	95	100	90		
MINIMA	48	48	47	50	58	40	45	47	48	46	51	43	42	39	42	44	46	35	39	47	46	39	39	43	35	29	33	43	47	44		

RESUMEN MENSUAL

MEDIA	72
MAXIMA MEDIA	96
MINIMA MEDIA	43
MAX. ABSOLUTA	100
MIN. ABSOLUTA	29

CICLO HORARIO

HORA	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
MEDIA	92	92	93	93	93	94	93	80	65	56	52	49	47	47	47	49	52	60	70	79	84	87	88	90

CARIACO 1717 —— ENERO —— RADIACION SOLAR (CAL/CN^2) —— CICLO DIARIO

DIA	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
TOTAL	378	378	372	348	294	414	372	354	366	378	306	324	444	426	432	408	378	450	450	384	438	348	414	432	390	450	456	450	444	402	426

RESUMEN MENSUAL	TOTAL	12306
	MEDIA	396
	MAX. ABSOLUTA	456
	MIN. ABSOLUTA	294

MEDIA MENSUAL HORARIA	HORA	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	
		0	0	11	28	41	48	52	53	51	45	35	21	8	0	

CARIACO 1717 — — INSOLACION (HS. Y DEC.) —

ENERO

CICLO DIARIO

DIA	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
INSOLACION	9.6	9.8	9.4	8.9	5.3	10.0	10.5	7.7	9.7	8.8	6.8	6.9	10.8	10.5	10.1	
DIA	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
INSOLACION	10.6	8.6	10.6	10.1	7.8	10.8	10.2	10.7	10.4	9.9	10.4	10.7	10.3	10.7	9.2	9.7

RESUMEN MENSUAL

TOTAL	295.5
MEDIA	9.5
MAX. ABSOLUTA	10.8
MIN. ABSOLUTA	5.3
INS. RELATIVA (%)	82

CICLO HORARIO

HORA	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
	0.1	0.2	0.9	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	0.9	0.3	0.1

Figura: 4.3 Presentación Tipica de datos de Temperatura, Humedad, Radiación Solar e Insolación

CARIACO 1717 EVAPORACION (m.m.)

DIA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	AÑO
1	7.1	8.7	9.0	10.2	12.8	9.5	9.1	11.0	7.3	6.0	6.0	7.7	
2	9.0	8.4	10.0	8.2	10.2	7.3	7.5	10.0	5.5	8.5	8.4	2.8	
3	6.6	8.4	7.9	9.1	10.2	8.5	8.1	4.4	5.0	2.9	4.5	5.8	
4	7.0	9.2	6.9	8.8	7.2	9.0	8.6	5.7	6.4	5.7	4.2	4.9	
5	6.7	8.7	9.4	12.4	8.3	9.6	6.9	6.9	4.0	5.4	7.5	7.4	
6	3.3	8.5	9.6	11.0	2.7	9.1	8.2	5.2	8.7	10.2	8.8	8.9	
7	7.4	8.2	9.2	10.5	10.7	11.9	7.2	5.5	6.9	8.1	5.0	8.3	
8	6.6	8.4	9.0	12.1	8.1	10.4	8.1	6.2	8.4	6.5	1.0	1.1	
9	5.6	7.4	8.5	12.3	9.8	10.6	7.3	9.0	7.1	2.9	2.1	5.8	
10	6.9	7.7	8.3	9.6	7.6	10.1	9.2	8.9	5.6	7.0	2.6	2.0	
11	8.7	7.4	10.3	10.5	8.6	9.2	9.7	8.0	5.2	9.2	2.9	6.4	
12	3.3	8.5	9.6	10.2	10.7	6.6	8.9	10.2	6.7	10.0	4.5	4.7	
13	5.2	8.5	8.4	10.6	9.8	7.1	7.5	7.9	6.5	7.6	4.5	5.7	
14	8.0	8.0	9.7	11.1	10.6	3.3	8.3	2.9	2.7	11.0	2.6	5.5	
15	8.2	9.2	7.2	5.8	11.3	4.0	4.0	5.6	6.7	9.1	5.0	5.2	
16	8.1	7.2	4.0	4.4	12.3	8.5	9.8	2.8	7.5	7.4	5.3	6.0	
17	8.9	6.5	8.1	9.8	10.3	9.0	4.5	8.4	7.4	8.3	4.1	3.6	
18	6.3	7.4	9.0	12.1	14.6	3.8	9.3	7.9	9.1	8.6	6.3	6.2	
19	9.2	6.9	11.5	12.3	12.5	9.7	10.1	9.3	4.3	9.3	6.7	5.3	
20	8.6	7.5	11.7	11.9	11.7	7.5	9.6	7.1	8.3	6.2	7.7	6.1	
21	8.3	10.0	11.6	12.4	11.0	8.9	9.9	4.9	8.3	5.9	6.7	5.6	
22	9.4	8.5	12.1	6.7	13.8	5.6	9.4	3.1	8.9	7.7	5.8	5.3	
23	7.2	8.7	11.8	1.9	10.1	4.9	9.9	5.5	3.4	6.5	1.0	5.1	
24	7.7	8.3	10.4	4.6	10.9	7.8	5.7	6.1	1.8	9.2	2.4	4.0	
25	7.6	9.3	9.4	8.3	10.4	9.4	8.4	1.6	5.7	6.3	2.4	3.0	
26	7.9	6.3	9.9	10.9	10.6	8.8	9.8	3.7	6.3	7.1	0.3	3.8	
27	8.2	9.0	10.2	6.2	6.8	8.0	8.6	7.4	7.5	7.2	3.1	4.3	
28	8.7	9.6	13.0	13.0	10.0	9.4	6.9	6.8	8.1	8.7	4.1	2.0	
29	8.6		12.2	12.4	9.7	9.3	9.4	7.7	1.9	8.0	5.6	4.5	
30	8.4		12.9	10.4	10.5	4.1	10.2	4.6	7.7	8.3	5.2	2.9	
31	7.9		11.9		8.9		10.2	6.2		4.5		5.0	
TOTAL MENSUAL	230.6	230.6	302.7	289.7	312.7	240.9	255.3	200.5	188.9	229.3	136.3	147.9	2765.2
MEDIA MENSUAL	7.4	8.2	9.8	9.7	10.1	8.0	8.2	6.5	6.3	7.4	4.5	4.8	7.6
MAX. EN UN DIA	9.4	10.0	13.0	13.0	14.6	11.9	10.2	11.0	9.1	11.0	8.8	7.7	14.6
MIN. EN UN DIA	3.3	6.3	4.0	1.9	2.7	3.3	3.6	1.6	1.8	2.9	0.3	1.1	0.3

ESTACION CARIACO —— VIENTO EN SUPERFICIE A 10.0 MTS. DEL SUELO —— ENERO DE 1.973

VELOCIDAD MAXIMA INSTANTANEA		DIRECCION DEL VIENTO MAXIMO INSTANTANEO	#
VELOCIDAD MEDIA	1.8 M/S	DIRECCION PREDOMINANTE	ESE
VELOCIDAD MEDIA EN PERIODOS DE NO CALMA	2.0 M/S		
VELOCIDAD MEDIA EN EL DIA (6 AM. A 6 PM.)	2.6 M/S	DIRECCION PREDOMINANTE EN EL DIA (6 AM. A 6 PM.)	ESE
VELOCIDAD MEDIA EN LA NOCHE (6 PM. A 6 AM.)	1.0 M/S	DIRECCION PREDOMINANTE EN LA NOCHE (6 PM. A 6 AM.)	ESE

PORCENTAJE DEL TOTAL DE OCURRENCIAS EN CADA DIRECCION DENTRO DE LIMITES DE VELOCIDAD ESTABLECIDOS .

LIMITES DE VELOCIDAD (M/SEG)	CALMA	NNE	NE	ENE	E	ESE	SE	SSE	S	SSW	SW	WSW	W	WNW	NW	NNW	N	SUMA	SUMA ACUM.
CALMA – 0.25	11.2																	11.2	11.2
0.25 – 4.0		1.1	8.5	6.6	24.1	40.3	4.0	.1	.1	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	84.8	96.0
4.0 – 8.0		.0	.0	.0	.8	3.2	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	4.0	100.0
8.0 – 17.0		.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	100.0
MAYOR 17.0		.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	100.0
NUM. OCURR.	83	8	63	49	185	324	30	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	744	
TOTAL (%)	11.2	1.1	8.5	6.6	24.9	43.5	4.0	.1	.1	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0		
VEL MEDIA		3.3	.8	1.2	1.6	2.5	2.9	.6	2.5	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0	.0		

CICLO DIARIO TIPICO

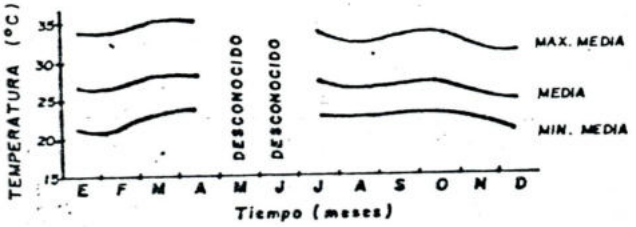
HORA	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
V MED.	.7	.7	.7	.6	.6	.7	.7	1.2	2.1	3.1	3.3	3.3	3.3	3.5	3.5	3.4	3.1	2.6	1.7	1.0	.9	.8	.8	.7
D PRED	ESE	ESE	E	F	E	E	E	E	ESE	ESE	ESE	ESE	ESE	ESE	ESE	ESE	ESE	E	ESE	E	ESE	E	ESE	ESE

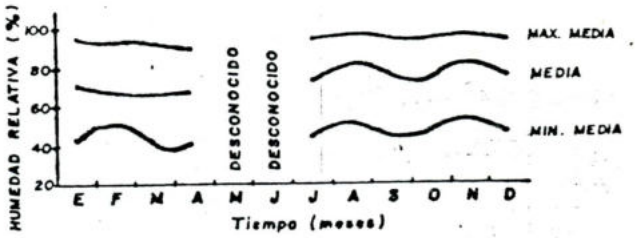
LA DIRECCION DEL VIENTO MAXIMO SE DESCONOCE —— # LA VELOCIDAD DEL VIENTO SE DESCONOCE .

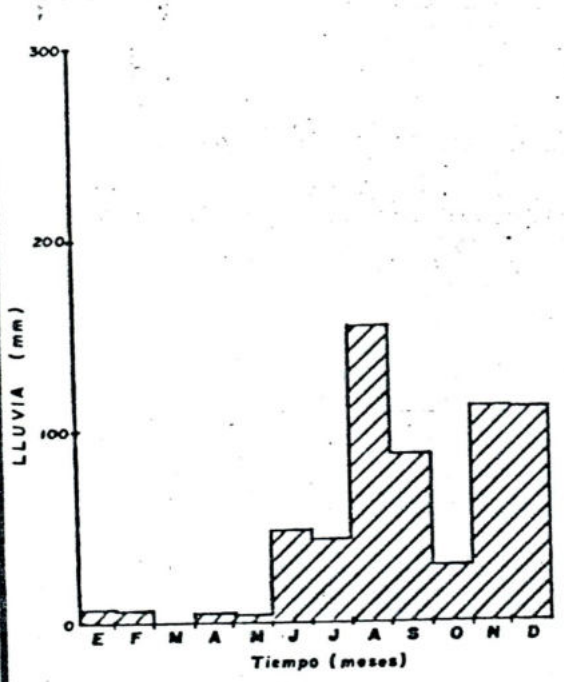
Figura : 4.4 Presentación Tipica de Datos de Evaporación y Viento.

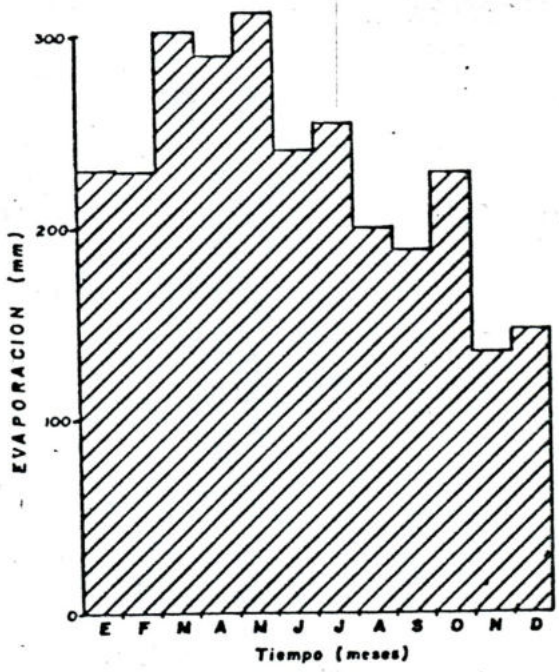
ESTACION "CARIACO"

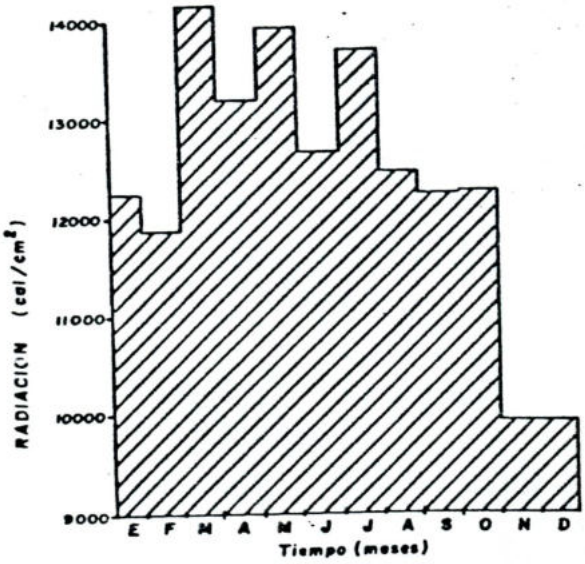
Figura: 4.5 REPRESENTACION GRAFICA DE ELEMENTOS CLIMATICOS

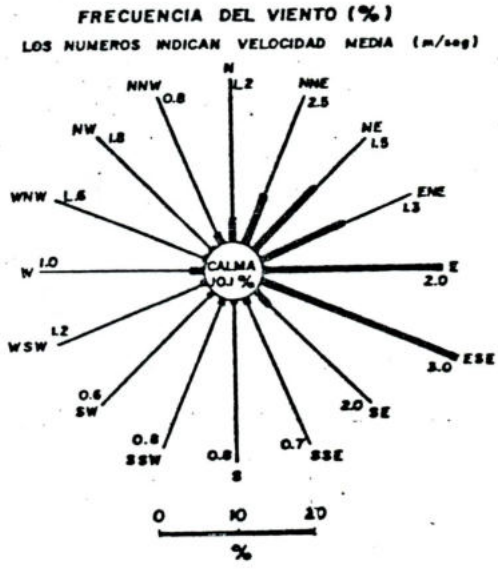












5.- REDES HIDROMETEOROLOGICAS

5.1.- Principios Generales para la Planificación de Redes

El objetivo final en la planificación de redes es el establecimiento de una red óptima y completa; pero, en los países o en las regiones donde se ha iniciado recientemente las mediciones hidrometeorológicas, lo más urgente es que se oriente la planificación de redes hacia una densidad mínima aceptable. La red de densidad mínima es la que basta para evitar errores importantes en el desarrollo y ordenación de los recursos hidráulicos en la escala correspondiente al desarrollo económico general de un país.

Al planificar las redes hidrometeorológicas es esencial tener en cuenta en todo momento su finalidad básica que es dilucidar la hidrología de las cuencas hidrográficas, o unidades hidrológicas, que se consideren.

Por esta razón la planificación de las redes hidrometeorológicas debe estar intimamente relacionada con aquellos factores que afectan más significativamente a la hidrología, es decir, la topografía, morfología, precipitación, geología, utilización del suelo y tipos de terreno.

5.2.- Red Optima

Los países o las regiones desarrollados que ya poseen una red hidrometeorológica relativamente densa, con registros extensos, están en capacidad de establecer una red optima. La finalidad de una red óptima es la ejecución satisfactoria de un programa, definido por una condición bien sencilla: la de que por la interpolación de los valores obtenidos en las diferentes estaciones, se pueda determinar, con exactitud suficiente para la práctica, las características de los elementos hidrometeorológicos fundamentales en cualquier punto del país. Por características se entien

de todos los datos cuantitativos, promedios y valores extremos que determinan la distribución estadística del elemento hidrometeorológico estudiado.

5.3.- Red Mínima

La realización de una red óptima racional requiere mucho tiempo y experiencia. La red óptima no debe ser un objetivo inicial, sino que conviene comenzar por establecer el mínimo número de estaciones que la experiencia haya demostrado suficiente para el desarrollo económico de los recursos hidráulicos en el país. Es importante establecer la red mínima lo antes posible; pero una vez conseguida ésta, habrá que tratar de alcanzar la red óptima. Cuando se ha establecido una red mínima, se puede determinar en cualquier lugar las características generales de precipitación y escorrentía, por interpolación entre las estaciones o por extrapolación.

A causa de la escasa densidad de la red mínima, es muy importante que los registros de todas las estaciones sean de buena calidad; aún suponiendo que las estaciones estén bien instaladas, pueden ser de escaso valor si no se utilizan correctamente; su explotación contínua puede ser difícil, sobre todo cuando hay que hacerlas funcionar durante mucho tiempo (20 años o más). Evidentemente, una red mínima en la cual la mitad de las estaciones estén abandonadas o se utilicen en forma irregular, tiene una densidad real reducida en un 50 por ciento y ya no es ni siquiera una red mínima. Por ello habrá que cuidar no sólo el establecimiento de la estación, sino también su explotación ininterrumpida y el control de los datos que registre.

5.4.- Desarrollo de una Red Mínima

La red mínima, que se ha de considerar sólo como un primer paso, se hará insuficiente rapidamente con el desarrollo del país. El establecimiento de una red óptima constituye una empresa de mucha mayor envergadura; las lagunas que queden después de la instalación de la red mínima pueden ser lo bastante importantes como para que ésta, con cambios escasos y relativamente secundarios, pueda pasar a formar parte de la red óptima.

5.5.- Datos Hidrometeorológicos que hay que tener en cuenta para determinar la densidad de una Red

Antes de decidir la densidad que conviene a una red mínima habrá que considerar los datos que hay que tener en cuenta

Los datos hidrometeorológicos son de diversas clases; en este texto se estudiará los siguientes:

1) Precipitación
2) Nivel y Caudal de los ríos y niveles de los lagos
3) Evaporación y evapotranspiración
4) Transporte y depósito de sedimentos
5) Calidad química del agua superficial

Se concederá especial importancia a los registros de precipitación y caudal de los ríos, pués la observación de estos dos elementos constituye, por lo general, la función primordial de las redes hidrometeorológicas nacionales.

Las observaciones de lluvias son frecuentes en hidrología. Durante la preparación de proyectos estos datos sirven para completar registros hidrométricos defectuosos, y durante la explotación se utilizan para predecir las alturas, caudales y disponibilidades de agua.

Los datos relativos a los niveles y caudales de los ríos son fundamentales para la solución de la mayor parte de --

los problemas que plantea el proyecto y la explotación de los servicios hidrológicos. Los datos de caudal se deducen del registro continuo del nivel y de las mediciones ocasionales del caudal, por lo que ambos datos son inseparables y deben ser compilados y publicados por el mismo organismo. De igual manera, el nivel de un lago o de un embalse se -- utiliza para el cálculo de las variaciones en las reservas de agua, factor decisivo para calcular el balance de agua en una cuenca.

Los informes sinópticos sobre las alturas y caudales son necesarios para la elaboración de las predicciones de los ríos.

El cálculo de la evaporación en una superficie descubierta de agua forma parte de la elaboración del proyecto de un embalse, sobre todo en regiones áridas o semiáridas. La evapotranspiración (o uso consuntivo), considerada en relación con la precipitación, mide las necesidades de -- agua de los proyectos de irrigación.

En una red hidrometeorológica se hace observaciones sobre los materiales en suspensión y el arrastre de fondo de -- las corrientes de agua, y se calcula periódicamente el volumen de sedimentos depositados en los lagos y embalses. Estos datos son especialmente útiles para los proyectos - de embalses, canales y otros muchos tipos de obras de canalización.
El agua destinada a usos domésticos, agrícolas o industriales ha de satisfacer determinadas normas de calidad. Nó - sólo es necesario asegurarse de que el agua reúne las condiciones requerídas, sino también seguir haciendo observaciones continuamente con fines operativos.

Las observaciones sobre la humedad del suelo y las provenientes de estaciones de estudio de las aguas subterráneas, suministran importantes datos hidrometeorológicos de utilidad para los estudios de balanceshídricos y para el --

análisis de datos hidrológicos.

5.6.- Densidad de las Estaciones de Observación para una Red Mínima

Cada uno de los tipos de observaciones descrito ha de ser utilizado de manera que represente una zona; por ejemplo, una medición pluviométrica sólo es útil en la médida en - que sea representativa de la precipitación real de la zona circundante. La médida del caudal de un río no sólo representa el caudal procedente de su propia zona colectora, sino también, dentro de ciertos límites, el de zonas de - las corrientes vecinas. No obstante, esta capacidad de representar una zona tiene un límite, y cuanto mayor sea el número de estaciones en una región determinada, más precisas serán las observaciones suministradas por la red.

Es imposible definir una densidad uniforme para todos los países. Entre los factores que determinan la densidad -- idónea, los más importtantes son las circunstancias fisiográficas e hidrológicas, especialmente la variabilidad local de la precipitación y del régimen hidrológico, y la - naturaleza de la hidrografía (es decir si existen muchas pequeñas corrientes o un escaso número de ríos caudalo-- sos); intervienen asímismo otros factores, como la necesidad de datos hidrometeorológicos para las instalaciones - en creación o en funcionamiento, densidad de población, - actividades económicas, etc..

Los estudios de redes han demostrado la imposibilidad - de tener en cuenta todos los factores, por lo que aquí se precisa es de soluciones sencillas para la definición de criterios de densidad.

5.7.- Densidad Mínima Límite de las Redes Climatológicas

5.7.1 Estaciones Pluviométricas. Densidad de Una Red Mínima

El criterio más sencillo y preciso de clasificaciones locales de precipitación es un buen mapa de precipitaciones -- anuales basado en observaciones que comprenden cierto número de años, a partir del cual se organizará una red mínima.

Se ha adoptado ciertas normas generales para la definición de criterios de densidad. Se ha definido tres categorías - de regiones:

1) Regiones llanas de zonas templadas, mediterráneas y tropicales

2) Regiones montañosas de estas mísmas zonas

3) Zonas áridas y polares.

Puede recomendarse como normas mínimas de densidad para - las estaciones pluviométricas, las cifras que se han resumido en la Tabla 5.1, para las distintas regiones.

Algunas instrucciones generales para la instalación y empleo de las estaciones pluviométricas son las siguientes:

En regiones montañosas se tendrá en cuenta las distintas altitudes y se utilizará pluviómetros totalizadores para medir la precipitación en los puntos más elevados.

En general, los pluviómetros deben estar repartidos con la mayor uniformidad compatible con las necesidades prácticas de datos y con la situación de los observadores.

Habrá que tratar que un 10 por ciento, por lo menos, de las estaciones en clima cálido y un 5 por ciento de las estaciones en clima frío estén equipadas de pluviógrafos.

En regiones poco habitadas o mal comunicadas, desiertos y terrenos abruptos, puede recurrirse a los pluviómetros totalizadores que se leen mensualmente, estacionalmente o cuando es posible inspeccionar las estaciones.

Si se desea que los pluviómetros sirvan después para completar los registros hidrométricos, para predicciones o para el estudio del balance hídrico, no habrá que dejar

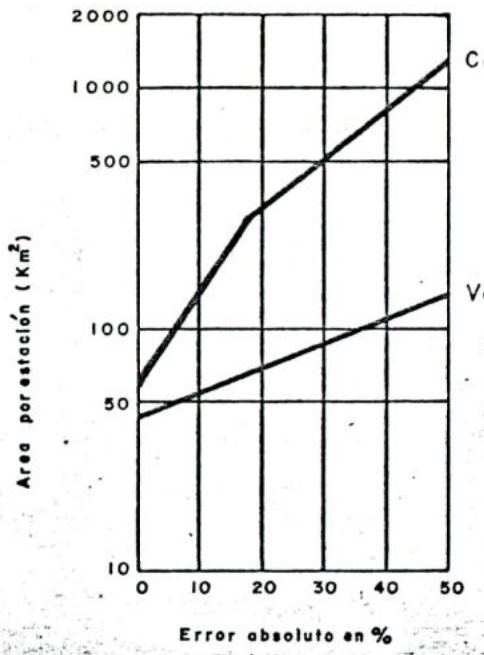


FIGURA: 5.1 Error absoluto en porcentaje como función de la densidad de estaciones usando datos mensuales.

Tabla 5.1 Densidad mínima de las redes de estaciones Pluviometricas

Categoría de regiones	Límites de las normas para una red mínima Superficie en Km² por estación	Límites de las normas admisibles en circunstáncias especiales difíciles.[1] Superficie en Km² por estación
I.– Regiones llanas de zonas templadas, mediterráneas y tropicales	600–900	900–3.000
II.– Regiones montañosas de zonas templadas, mediterráneas y tropicales. Pequeñas islas montañosas con precipitación muy irregular y red hidrográfica muy densa.	100–250 25	250–2.000
III.– Zonas áridas y polares[2].	1.500–10.000[3]	

1: El límite máximo sólo es admisible en circunstancias excepcionales difíciles.

2: Sin incluir los grandes desiertos.

3: Según las posibilidades.

al azar la coordinación de éstos con la red hidrométrica; habrá que establecer dos pluviómetros, por lo menos, por cada estación de aforo: un pluviómetro normal para cada estación de aforo, y un segundo pluviométro en la cabecera de la cuenca donde esté instalada la estación hidrométrica.

La densidad de pluviómetros es variable en Venezuela, y en algunos sitios la información pluviométrica es casi inexistente. Las redes más densas han sido establecidas en áreas donde las variaciones de la lluvia tienen un gran significado económico. Hay grandes variaciones en la topografía relacionadas intimamente con las variaciones de la lluvia, lo cual ha creado la necesidad de redes de pluviómetros muy densas.

El área de la superficie recolectora de un pluviómetro es aproximadamente de 1/30.000.000 km^2. La extensión de la extrapolación del dato del pluviómetro al promedio calculado de la altura de lluvia sobre una área grande es obvio. La densidad de la red necesaria para obtener registros varía con el uso que se le va a dar a esos registros y con las características de la región en estudio. Los estudios de tormentas extendidas o de los promedios para largos períodos sobre grandes áreas de terreno relativamente plano, requieran una red de estaciones relativamente pequeña. Los estudios de tormentas locales intensas o de la lluvia en regiones montañosas, pueden requerir una red mucho más densa.

Cuando ocurre una tormenta sobre una red de pluviómetros típica, la probabilidad de que el centro de la tormenta sea medido por un pluviómetro, varía con la densidad de la red. La densidad de las redes de pluviómetros en la actualidad se basa a menudo más en razones económicas que en patrones científicos. Una red de estaciones de lluvia debe ser planificada de manera que brinde un panorama preciso de la distribución de la lluvia con el área. Las esta-

ciones no deben concentrarse en zonas donde se espera lluvias fuertes, a expensas de las áreas de lluvia baja, o viceversa. La accesibilidad del sitio de la estación y su -- proximidad a un observador determinan a menudo su ubica-- ción. La Fig. 5.1 muestra un ejemplo de lo que puede ser - el error tipico de los promedios de lluvia en función de - la densidad de la red y del área.

5.7.2 Estaciones de Evaporación en una Red Mínima

Los datos de evaporación se necesitan para calcular el índice de pérdidas de aguas en un embalse y para los estudios sobre el balance hídrico de una cuenca vertiente.

La importancia de los datos de evaporación aumentan con el grado de aridez de la zona; en regiones aridas se recomienda como mínimo el establecimiento de una estación de evaporación por cada 30.000 km^2.

En regiones humedas y templadas basta con una estación por cada 50.000 km^2. En regiones frías se recomienda una estación por cada 100.000 km^2 para las redes mínimas.

5.7.3 Red Hidrométrica de Densidad Mínima

La red hidrométrica consta de estaciones para las siguientes clases de observaciones:

1) Caudal
2) Niveles de los ríos, lagos y embalses
3) Transporte y depósito de sedimentos
4) Medidas de la calidad química

El objetivo principal de la red hidrométrica es conseguir un muestreo adecuado de las variaciones del carácter hidrológico de la región y mantener un registro correcto de las variaciones, en el tiempo, del caudal de los ríos, incluidas las inundaciones y sequías.

El estudio del registro hidrológico es un asunto de gran complejidad. Se considera las mismas tres categorías de - regiones que para la red pluviométrica.

Independientemente de estas tres grandes categorías, las estaciones pueden clasificarse según la extensión de su cuenca colectora. La red hidrológica puede clasificarse - de dos maneras: estaciones de aforo de la red de cursos - de aguas principales, situadas en los ríos cuyas cuencas vertientes tienen una extensión superior a la unidad A de tamaño, y estaciones de aforo de la red de cursos de agua pequeños o locales, situadas en los ríos cuya cuenca co-- lectora tiene una extensión inferior a la unidad A. Para garantizar un muestreo adecuado, debe haber al menos tantas estaciones de aforo sobre los pequeños cursos de agua como sobre los principales.

El valor de la unidad A de la cuenca vertiente que señala el límite entre ríos principales y secundarios, se define de la siguiente manera:

- Para las regiones llanas: A = 3.000 a 5.000 km^2
- Para las regiones montañosas: A = 1.000 km^2
- Para las regiones áridas y polares: A = 10.000 km^2

Habrá que establecer estaciones en todas las corrientes -- cuya cuenca vertiente tenga una superficie igual o mayor - que A. En realidad la red mínima permite una cobertura casí completa de todos los ríos principales según la definición expuesta, a menos que en la región exista un régimen de corrientes extraordinariamente irregular.

La densidad mínima de las estaciones hidrométricas de caudal se resume en la tabla 5.2.

Algunas directrices generales para la instalación y empleo de las estaciones de aforo son:
Algunas estaciones hidrométricas deben ser ubicadas en la parte inferior de los ríos principales del país, inmediatamente antes de su desembocadura pero fuera de la influen--

cia de las mareas, o en los cruces de fronteras. Se instalan también estaciones en el nacimiento de los ríos y -- aguas arriba de los puntos de toma de agua para riego. Las demás estaciones hidrométricas estarán situadas en los lugares donde el caudal experimente grandes variaciones, -- aguas abajo de la desembocadura de un afluente importante o en las salidas de los lagos.

Tabla 5.2.- DENSIDAD MINIMA DE LAS REDES DE AFORO

Categorías de regiones	Límites de las normas para una red mínima Superficie en km^2 por estación	Límite de las normas admisibles en circunstancias especialmente difíciles. (1) Superficie en km^2 por estación
I.- Regiones llanas de zonas templadas, mediterráneas y tropicales	1.000 - 2.500	3.000 - 10.000
II.- Regiones montañosas de zonas templadas, mediterráneas y tropicales	300 - 1.000 (mil)	1.000 - 10.000
Pequeñas islas montañosas con precipitación muy irregular y red hidrográfica muy densa	140 - 300	
III.- Zonas áridas y polares(2)	5.000 - 20.000(3)	

También pueden situarse estaciones en los lugares donde -- cambian las características hidrológicas, como por ejemplo, donde un río abandona las montañas y entra en un valle aluvial o en una llanura costera.

En todas las estaciones de aforo se observa el nivel del - agua con objeto de correlacionarlo con el caudal. En ciertos lugares, la observación del nivel del agua es necesa-- ria como parte de una red mínima.

Debe instalarse estaciones en los lagos y embalses de superficie superior a 100 km^2. Al igual que en los ríos, la red debe prever también el muestreo en los lagos y embal-- ses más pequeños.

5.7.4 Transporte y Depósito de Sedimentos

El transporte de sedimentos por los ríos constituye un problema de importancia capital en las regiones áridas, especialmente en las de suelo friable y en las zonas montaño-- sas en las que, por razones prácticas, debe averiguarse la cantidad de sedimento.

Los datos sobre el transporte de sedimentos deben copilarse en las estaciones donde se recogen los datos de aforo. Para una red mínima, se recomienda la evaluación del transporte de sedimentos en la siguiente proporción de estaciones hidrométricas:

- Regiones áridas	30 por ciento
- Regiones mediterráneas	30 por ciento
- Regiones templadas y húmedas	15 por ciento
- Regiones tropicales, no áridas y muy pobladas	15 por ciento
- Regiones tropicales, no áridas y poco pobladas	15 por ciento
- Tundra y taiga	10 por ciento

5.7.5 Calidad Química

La utilidad de un sistema de abastecimiento de agua depende de la calidad química de ésta. Las observaciones sobre la calidad química se harán, mediante el muestreo periódico, en las estaciones de aforo y el análisis de los aniones y cationes más corrientes.

El número de los lugares de observación dependerá de la variabilidad de la composición química del agua y habrá que aumentarlo en función de la concentración de las sustancias. En las regiones húmedas, donde es escasa la concentración de materias disueltas, es necesario un menor número de observaciones que en los climas secos, en los que se suele observar concentraciones elevadas de iones críticos como el sodio.

En una red mínima, convendrá obtener observaciones de la composición química del agua en la siguiente proporción - de estaciones hidrométricas:

- Regiones áridas	25 por ciento
- Regiones templadas y húmedas selvas tropicales	5 por ciento
- Regiones frías y húmedas	1 por ciento

Estas proporciones son insuficientes para las regiones muy industrializadas.

5.8.- Cuencas Representativas

Ciertas cuencas vertientes, o colectoras, representativas se utilizan para obtener simultáneamente datos climáticos o hidrométricos. Se estudia los datos climáticos en toda la superficie de la pequeña cuenca, mientras que en el río se observa los datos hidrométricos. Algunas de las cuencas estarían en servicio durante mucho tiempo, igual que - las estaciones principales, mientras que otras no se explotarán más que durante un número escaso de años como esta--

ciones secundarias.

Se evaluará todos los datos en cierto número de puntos de la cuenca (en lugar de hacerlo solamente en uno), de forma que puedan calcularse los promedios que han de utilizarse en los estudios hidrometeorológicos.

Es conveniente establecer una cuenca representativa en cada región natural; no debe considerarse que tal medida -- constituye un lujo que sólo han de permitirse los servi-- cios hidrológicos más prósperos. En forma más sencilla, la cuenca representativa permite realizar estudios simultáneos de la precipitación y de la escorrentía, con lo que se compensa, en parte, los defectos inherentes a las observaciones de escasa duración y a la poca densidad de la red mínima.

Es asimismo conveniente establecer cuencas representativas en regiones donde cabe esperar un próximo desarrollo económico o en zonas donde los problemas hidrológicos son especialmente difíciles.

6.- ESTADISTICA APLICADA A LA HIDROLOGIA

6.1.- Los Procesos Hidrológicos

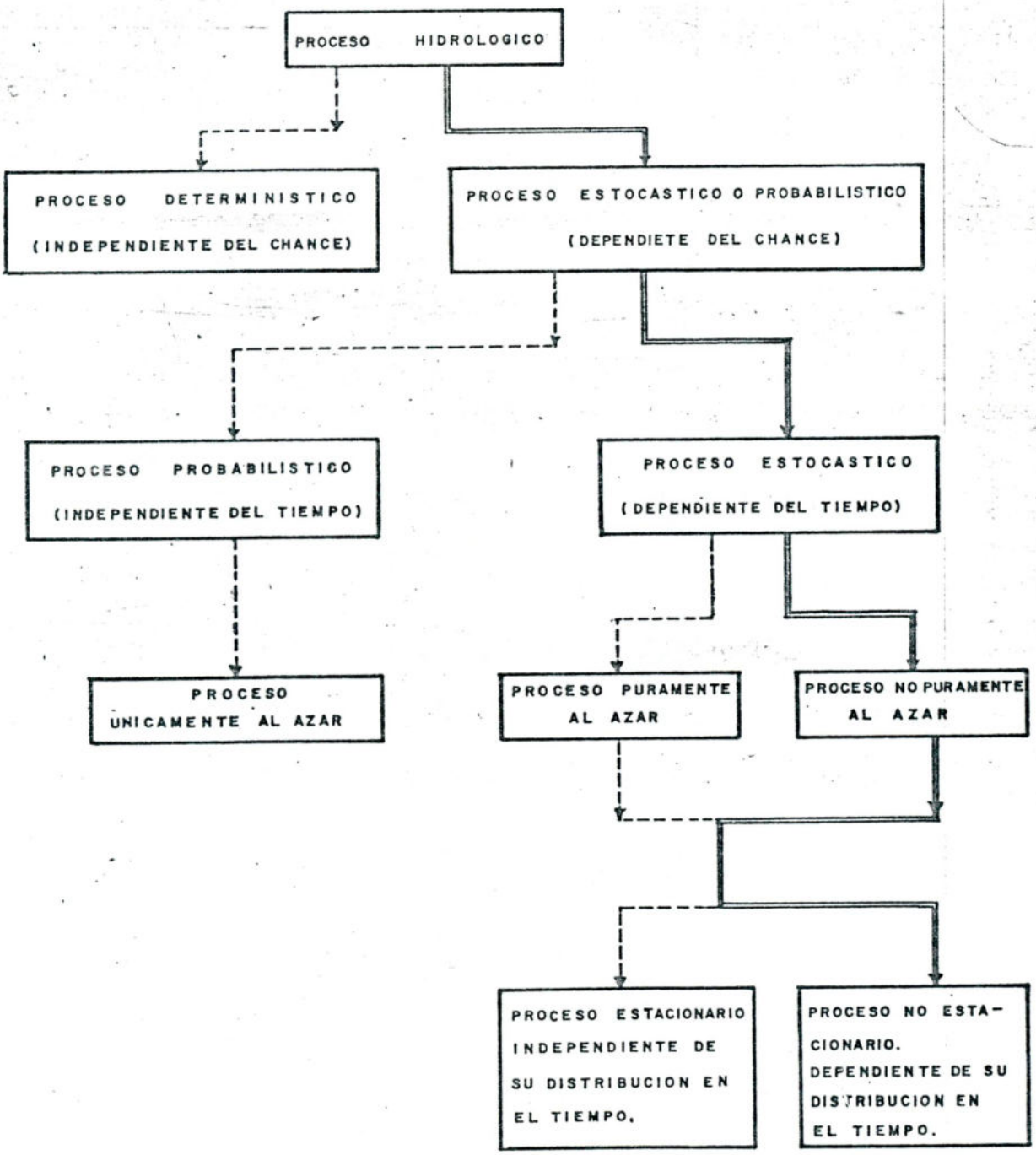
En Hidrología es común el uso de procesos determinísticos y estocásticos o probabilísticos. El proceso determinístico no es función del chance y sigue una ley cierta.

Matemáticamente hablando, un proceso estocástico o probabilístico consiste de una familia de variables al azar, que son función del tiempo y que oscilan dentro de un intervalo dado. Estos procesos pueden ser muestreados de una forma discreta o contínua. Por ejemplo, un pluivómetro produce un grupo discreto de datos mientras que un pluviógrafo produce una serie contínua de datos.

Una variable al azar X (t), tiene una cierta distribución

Figura 6.1

DIAGRAMA DE FLUJO DEFINITORIO DEL TRATAMIENTO DE UN PROCESO HIDROLOGICO



probabilística. Cuando ésta distribución permanece constante a lo largo del tiempo, el proceso se denomina estacionario, como es el caso de una corriente virgen, donde ni las características climáticas de la cuenca ni las actividades del hombre ni de la naturaleza en sí, cambian significativamente la cuenca durante el período de registro; de otra forma el proceso se denomina no-estacionario. Puesto que los procesos no-estacionarios son muy complejos de analizar, desde el punto de vista matemático, los procesos hidrológicos se tratan generalmente como procesos estacionarios.

Para aclarar las ídeas, en la Figura 6.1, se muestra un diagrama de flujo donde los procesos hidrológicos reales siguen una línea contínua, mientras que la línea punteada indica el camino que se sigue para simplificar el análisis. Se ha hecho una diferenciación entre proceso estocástico y proceso probabilístico; el estocástico es generalmente considerado como dependiente del tiempo mientras que el probabilístico no. En el modelo probabilístico, el chance de ocurrencia de una de las variables, es independiente de la secuencia y así el chance de ocurrencia depende del azar. Cuando se trata de un modelo estocástico, se observa la secuencia de ocurrencia de las variables y ellas pueden ser puramente al azar o no; en el primer caso las variables son independientes entre sí mismas, mientras que en el segundo no, estando compuestas de un componente determinístico y otro al azar puro.

6.2.- Distribución de Frecuencias

Es necesario hacer un ordenamiento de los datos hidrológicos recolectados para así obtener una mejor visualización de los mismos. Cuando se efectúa este sumario, los datos se distribuyen en clases, las cuales están definidas por un límite superior y uno inferior.

El número de individuos comprendido entre estos dos límites se denomina frecuencia de la clase. Un arreglo tabular o gráfico de los datos, en clases con sus correspondientes frecuencias, se denomina distribución de frecuencias.

6.2.1 Construcción de una Distribución de Frecuencias

Para formar una distribución de frecuencias se procede de la siguiente forma: 1) Se determina el valor máximo y mínimo y, por lo tanto, el rango de los datos; 2) Se divide el rango en un número conveniente de intervalos de clase (generalmente de 5 a 20); 3) Se determina el número de observaciones que ocurre dentro de cada intervalo, lo que constituye la frecuencia; 4) Para obtener la distribución relativa de frecuencias, la frecuencia de cada clase se divide por la frecuencia de todas las clases y se expresa como un porcentaje.

6.2.2 Histograma

Un histograma es un conjunto de rectángulos que tienen sus bases en el eje X con ancho igual, en escala, al intervalo de clase y área proporcional a la frecuencia de clases.

Cuando los intervalos de clases son iguales, se toma las alturas iguales a la frecuencia, como se ilustra en la figura 6.2. Cuando se desea un histograma de frecuencias relativas, basta con construir paralelamente al eje Y, otro eje donde las frecuencias se expresan como porcentajes de la frecuencia total.

6.2.3 Polígono de Frecuencias

Un polígono de frecuencias se obtiene uniendo los puntos medios de los topes de los rectángulos del histograma de frecuencias, resultando así un gráfico de los puntos inter

medios de las clases contra su frecuencia en la forma que se muestra en la Figura 6.2.

6.2.4 Distribución Acumulativa de Frecuencias

La frecuencia total de todos los valores menores que el límite superior de una clase dada se denomina frecuencia acumulativa. Un gráfico donde se muestra la frecuencia acumulativa contra el límite superior de las clases se denomina polígono de frecuencias acumulativas.

Si las frecuencias acumulativas se expresan en porcentajes, la curva resultante será una curva acumulativa de frecuencias relativas. En la figura 6.3, se muestra el polígono de una distribución acumulativa de frecuencias relativas.

6.3.- Médidas de la Tendencia Central

La medida de la tendencia central es un valor que trata de situarse en el punto medio de un conjunto ordenado de datos como se muestra en la figura 6.4. Las principales medidas de la tendencia central son la media aritmética, el modo y la mediana.

La media aritmética de un conjunto de N números, X_1, X_2, X_3 ... X_n, se representa por $\bar{X}$ y se define como:

$$\bar{X} = \frac{\Sigma X_j}{N} \qquad (6.1)$$

Cuando los números X_1, X_2 ... X_k ocurren con frecuencias de f_1, f_2 ... f_k veces respectivamente, entonces la media se define como:

$$\bar{X} = \frac{\Sigma f X}{N} \qquad (6.2)$$

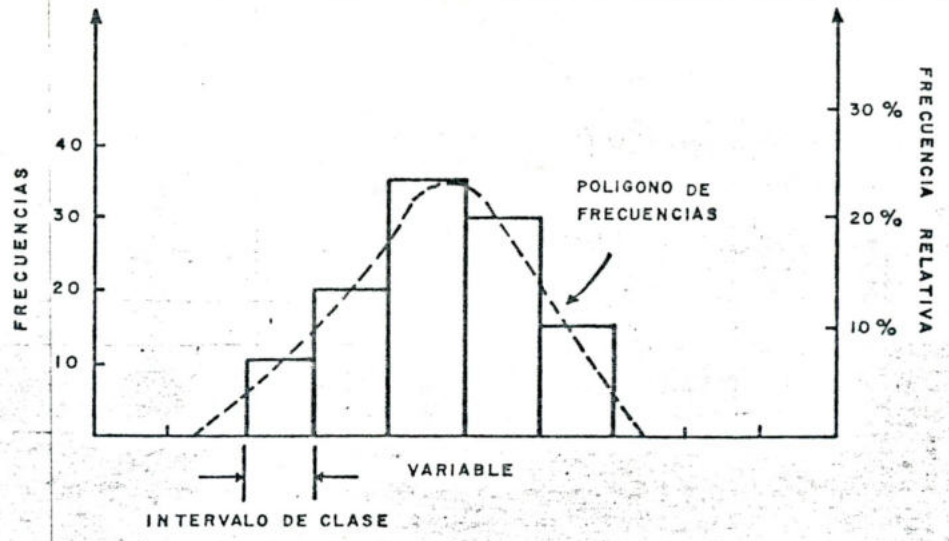


FIGURA: 6.2 HISTOGRAMA Y POLIGONO DE FRECUENCIAS.

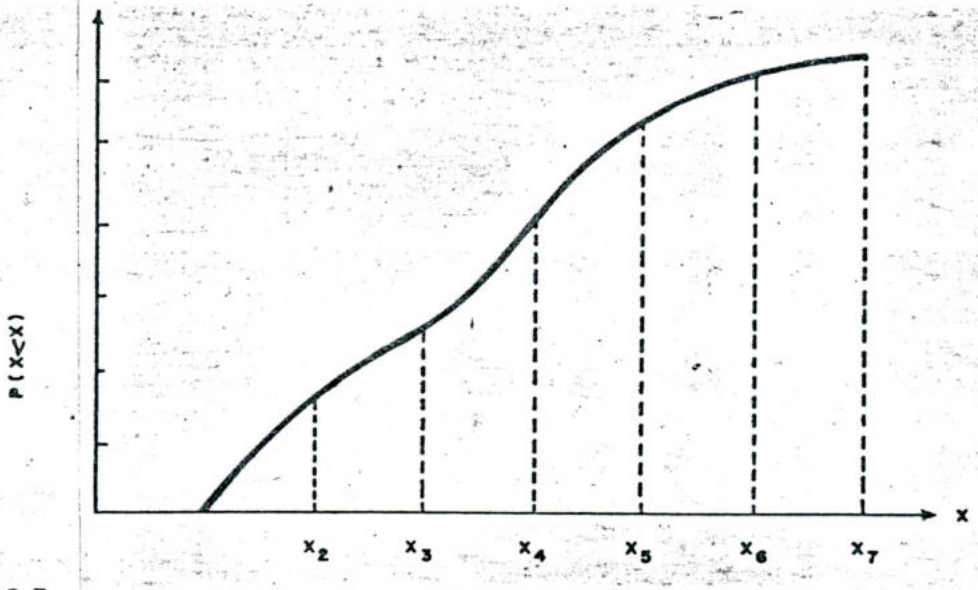


FIGURA: 6.3 POLIGONO ACUMULATIVO DE FRECUENCIAS RELATIVAS.

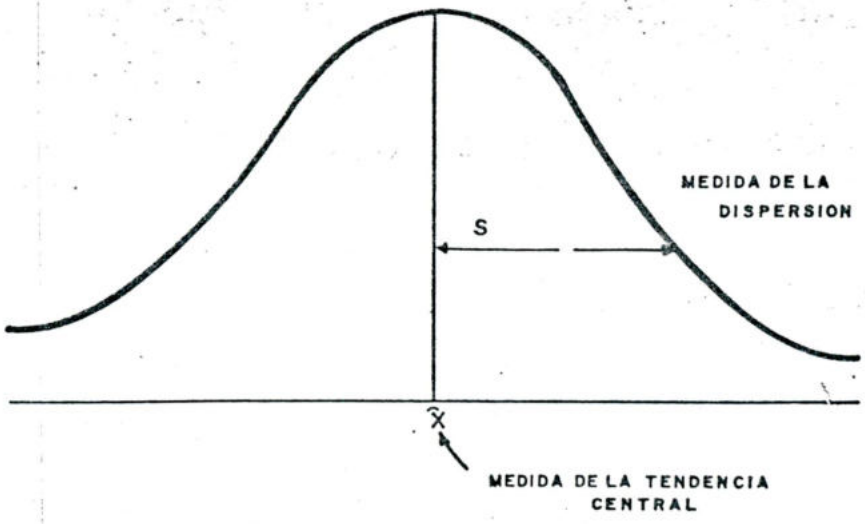


FIGURA: 6.4 DISTRIBUCION DE FRECUENCIAS MOSTRANDO LAS MEDIDAS DE TENDECIA CENTRAL Y DISPERSION.

La mediana de un conjunto de números ordenados según su magnitud, es el valor central, o la media aritmética de los dos valores centrales. Geométricamente, es el valor de la abscisa que corresponde a la vertical que divide el histograma en dos áreas iguales.

El modo de un conjunto de valores es aquél que ocurre con mayor frecuencia. El modo puede no existir y a veces puede no ser único.

6.4.- Médidas de la Dispersión

Se denomina dispersión el grado con que los valores de las muestras tratan de esparcirse alrededor del valor medio.

Existen varias formas de expresar el grado de dispersión, entre ellas las más usadas son el rango, la desviación normal o típica, la varianza y el coeficiente de variación.

Rango es la diferencia entre el valor máximo y el mínimo de la muestra.

La desviación típica de un conjunto de números se define como:

$$S = \sqrt{\frac{\Sigma (X - \bar{X})^2}{N-1}} \qquad (6.3)$$

Si X_1, X_2 ... X_k ocurren con frecuencias f_1, f_2 ... f_j, entonces la desviación típica se define como:

$$S = \sqrt{\frac{\Sigma f\ (X - \bar{X})^2}{N-1}} \qquad (6.4)$$

El cuadrado de la desviación típica (S^2) se denomina varianza. Los símbolos S y S^2 se usan al referirse a la desviación típica y a la varianza de una muestra respectivamente; cuando se refiere a la desviación típica y varianza de la población, se utiliza los símbolos σ y σ^2.

El coeficiente de variación se define como:

$$C\ V = \frac{S}{\bar{X}} \qquad (6.5)$$

y generalmente se expresa como un porcentaje. Este valor permite obtener rápidamente una idea de la variabilidad de una medición, ya que no es lo mismo una desviación de 10 m^3/seg, para un caudal medio de 100 m^3/seg (C V = 10%) que para un caudal medio de 10 m^3/seg (C V = 100%).

6.5.- La Distribución Normal

Existen muchos tipos de distribuciones, la más importante de las cuales es la distribución normal o gausiana, la cual está definida por la ecuación:

$$Y = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}}\ e^{-\frac{1}{2}\ \frac{(X-\mu)^2}{\sigma^2}}$$

donde:

μ = media de la población
σ = desviación típica de la población
π = 3,14159
e = 2,71828

Cuando la variable X se expresa en términos de unidades típicas $Z = (X - \mu)/\sigma$ (media cero y varianza uno), la distribución se denomina normal típica con media cero y varianza uno, y está dada por:

$$Y = \frac{2}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} Z^2} \qquad (6.6)$$

El área total delimitada por la curva normal típica, -- $Y = f(Z)$, es la unidad. El área bajo la curva limitada por dos abscisas $Z = a$ y $Z = b$, siendo $a < b$, representa - la probabilidad de ocurrencia de la variable X ó Z dentro de ese intervalo, $P\{a < Z < b\} = A < 100\%$.

En la fig. 6.5 se muestra un gráfico de una distribución normal típica, con algunas de sus áreas expresadas en por centajes.

6.6.- Parámetros y Estimadores

Las cantidades que definen la distribución de una pobla-- ción o universo, se denominan parámetros, como son por -- ejemplo la media de la población (μ) y la varianza de la población σ^2. Las cantidades que definen la distribución de una muestra se denominan estimadores, tales como lo -- son, la media de la muestra ($\bar{X}$) y la varianza de la muestra (S^2). Es interesante notar que, como regla general, - los parámetros se representan por letras griegas, mientras que los estimadores se representan con letras romanas.

6.7.- Análisis Estadístico de Valores Extremos

En los cálculos hidrológicos gran parte de las veces no interesa conocer la distribución de los valores, sino más -- bien el período que debe transcurrir para que un evento -- iguale o exceda una magnitud dada o para que sea menor al de esa magnitud. En base a este razonamiento se define a - continuación dos conceptos de gran importancia en hidrología: el período de retorno y la probabilidad de ocurrencia (o de no ocurrencia).

Período de retorno T_r es el intervalo medio de años que ocurre entre eventos que igualan o exceden una magnitud dada.

El período de retorno en años de cada evento se puede calcular por una de las siguientes fórmulas:

Por el método de Kimball o el Geological Survey de los Estados Unidos:

$$T_r = \frac{n + 1}{m} \qquad (6.7)$$

siendo n el número de años del registro y m el número de orden de cada evento con m = 1 para el valor más alto, m = 2 para el próximo, y así sucesivamente, en orden descendente.

Por la fórmula de California:

$$T_r = \frac{n}{m} \qquad (6.8)$$

Por la fórmula de Hazen:

$$T_r = \frac{2n}{2m - 1} \qquad (6.9)$$

La probabilidad de ocurrencia (P) es la probabilidad de que un evento sea igualado o sobrepasado en un intervalo de tiempo dado. Analíticamente se expresa como $P = 1/Tr$. La probabilidad de no ocurrencia para ese mismo período, vendrá dada por $P' = 1-P$.

Si se desea una creciente de diseño para un período de retorno menor que el período de registro de la estación correspondiente, es posible hacer una interpolación para conseguir su valor; sin embargo, para períodos de retorno mayores que el período de registro, debe hacerse una extrapolación. Con este propósito Gumbel sugirió usar la distribución de valores extremos descubierta por Fisher y Tippet,

basado en que una crecida puede definirse como el máximo valor de una serie de 365 valores anuales. Debido a que - la distribución de las crecidas es ilimitada, propuso que la probabilidad P' de no ocurrencia de un valor igual o - mayor que X está dada por:

$$P' = e^{-e^{-y}} \qquad (6.10)$$

donde:

e = base de los logaritmos naturales
y = variable reducida

$$y = \frac{1}{0.7797\ \sigma_x}\ (X - \bar{X} + 0{,}45005\ \sigma_x) \qquad (6.11)$$

$$\bar{X} = \frac{\Sigma X}{N}$$

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\Sigma (X - \bar{X})^2}{N}}$$

La aplicabilidad del método de Gumbel, ha sido verificada con datos de estaciones que tienen períodos de registro -- largos.

Se ha demostrado que la mayoría de las funciones de frecuencia aplicables al análisis hidrológico, pueden resolverse de la forma generalizada:

$$X = \bar{X} + K\sigma_x \qquad (6.12)$$

siendo:

X = la magnitud de un evento de frecuencia dada
$\bar{X}$ = promedio de los valores de la muestra de los Xn (valores máximos anuales de lluvia o escurrimiento).

σ_x = desviación normal = $\sqrt{\frac{\Sigma(Xn - X)^2}{N - 1}}$

k = factor de frecuencia dependiente del tipo de dis-- tribución. Para el Método Gumbel.

$$K = \frac{Y - \bar{Y}n}{\sigma n} \qquad (6.13)$$

donde: Y_n y σn son función del tamaño de la muestra (numero de años de registro). Para el caso de la distribución - de Gumbel, yn y σn vienen dados por la tabla 6.1.

Los valores de y para las distintas frecuencias son:

Tr (Años)	Y
2	0,3665
5	1,4999
10	2,2502
20	2,9700
25	3,1985
50	3,9019
100	4,6001
200	5,2960

Para el cálculo de eventos extremos se usa también con -- frecuencia métodos gráficos.

Hasta ahora se ha hablado de un gráfico acumulativo de -- frecuencias que se ejecuta en papel cartesiano y que permite calcular la probabilidad de que un evento sea igualado o sobrepasado. En el caso de eventos hidrológicos, donde la muestra es pequeña, el ajuste de una curva de frecuencias en papel cartesiano a los valores que permite la extrapolación, depende mucho del criterio de quién traza

la curva. Para obtener un resultado más objetivo se hace necesario distorsionar las escalas del papel de gráfico - de manera que la curva de frecuencias se transforme en una línea recta, donde las extrapolaciones se puedan realizar con facilidad.

La figura 6.7, muestra la linealización de una distribu-- ción estadística, mediante la distorsión de las escalas.

Existe una variedad de papeles de gráfica; entre otros se puede citar el de probabilidad normal, y el de probabilidad extrema.

a) Si los eventos tienen una distribución normal, los -- puntos se grafican como una línea recta en papel de - probabilidad normal.

   Este gráfico se muestra en la figura 6.8, sólo que - aqui los puntos no están en una línea recta sino que siguen una línea de pequeña curvatura la cual se ha - adaptado a ellos. Puede notarse que en este caso la - escala de período de retorno se ha convertido en una escala de probabilidad.

   Una variante de este método consiste en suponer que - el logaritmo de la variable (Q) es distribuido normalmente y esto lleva al uso de una distribución logarítmica normal la cual debe acomodarse a una línea recta en papel log-normal. Este gráfico se muestra en la figura 6.9.

b) La distribución de Gumbel de valores extremos fué linealizada por Powell, quién construyó una escala de - tiempo que tiende a producir el trazado de la curva - de frecuencia de eventos extremos en forma de línea - recta.

$$b = - \ln \left[- \ln \left(1 - \frac{1}{Tr}\right) \right] \qquad (6.14)$$

Tabla 6.1.- Valores de $\bar{y}_n$ y S_n en Función de n

n	$\bar{y}_n$	S_n	n	$\bar{y}_n$	S_n
7	0,4758	0,9453	54	0,5501	1,1667
8	0,4828	0,9493	55	0,5504	1,1681
9	0,4897	0,9533	56	0,5508	1,1696
10	0,4967	0,9573	57	0,5511	1,1708
11	0,5008	0,9735	58	0,5515	1,1721
12	0,5043	0,9870	59	0,5518	1,1734
13	0,5075	0,9994	60	0,5521	1,1747
14	0,5103	1,0105	61	0,5524	1,1759
15	0,5128	1,0206	62	0,5527	1,1770
16	0,5152	1,0303	63	0,5530	1,1782
17	0,5175	1,0392	64	0,5533	1,1793
18	0,5196	1,0475	65	0,5535	1,1803
19	0,5214	1,0553	66	0,5538	1,1814
20	0,5236	1,0628	67	0,5540	1,1824
21	0,5252	1,0696	68	0,5543	1,1834
22	0,5268	1.0754	69	0,5545	1,1844
23	0,5283	1,0811	70	0,5548	1,1854
24	0,5296	1,0864	71	0,5550	1,1863
25	0,5309	1,0915	72	0,5552	1,1873
26	0,5320	1,0961	73	0,5555	1,1881
27	0,5332	1,1004	74	0,5557	1,1890
28	0,5343	1,1047	75	0,5559	1,1898
29	0,5353	1,1086	76	0,5561	1,1906
30	0,5362	1,1124	77	0,5563	1,1915
31	0,5371	1,1159	78	0,5565	1,1923
32	0,5380	1,1193	79	0,5567	1,1930
33	0,5388	1,1226	80	0,5569	1,1938
34	0,5396	1,1255	81	0,5570	1,1945
35	0,5403	1,1285	82	0,5572	1,1953
36	0,5410	1,1313	83	0,5574	1,1960
37	0,5418	1,1339	84	0,5576	1,1967
38	0,5424	1,1363	85	0,5578	1,1973
39	0,5430	1,1388	86	0,5580	1,1980
40	0,5436	1,1413	87	0,5581	1,1987
41	0,5442	1,1436	88	0,5583	1,1994
42	0,5448	1,1458	89	0,5585	1,2001
43	0,5453	1,1480	90	0,5586	1,2007
44	0,5458	1,1499	91	0,5587	1,2013
45	0,5463	1,1519	92	0,5589	1,2020
46	0,5468	1,1538	93	0,5591	1,2026
47	0,5473	1,1557	94	0,5592	1,2032
48	0,5477	1,1574	95	0,5593	1,2038
49	0,5481	1,1590	96	0,5595	1,2044
50	0,5485	1,1607	97	0,5596	1,2049
51	0,5489	1,1623	98	0,5598	1,2055
52	0,5493	1,1638	99	0,5599	1,2060
53	0,5497	1,1658	100	0,5600	1,2065

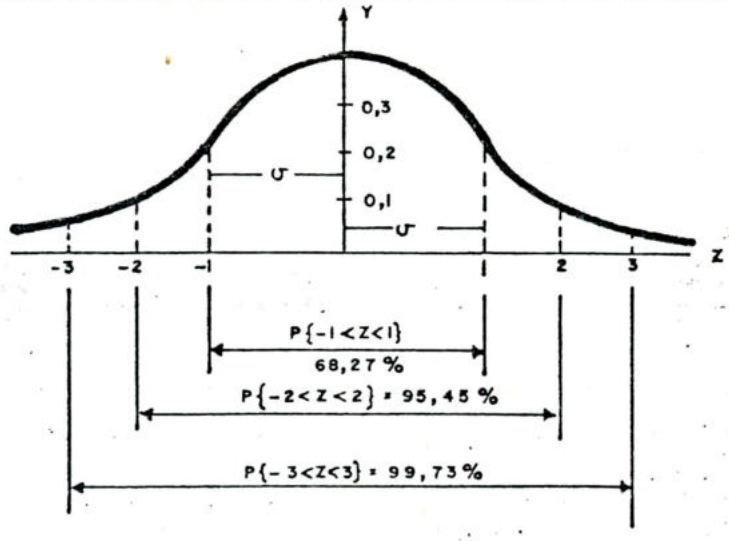


FIGURA: 6.5 DISTRIBUCION NORMAL TIPICA

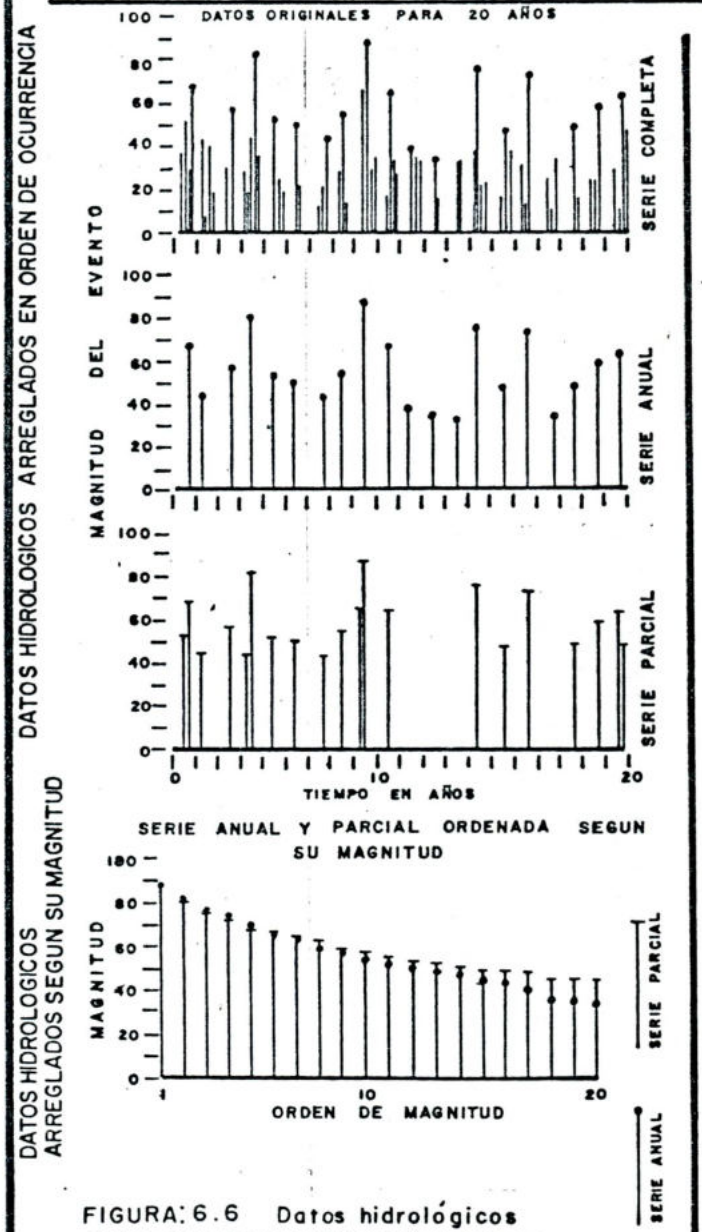


FIGURA: 6.6 Datos hidrológicos ordenados por su ocurrencia y por su magnitud.

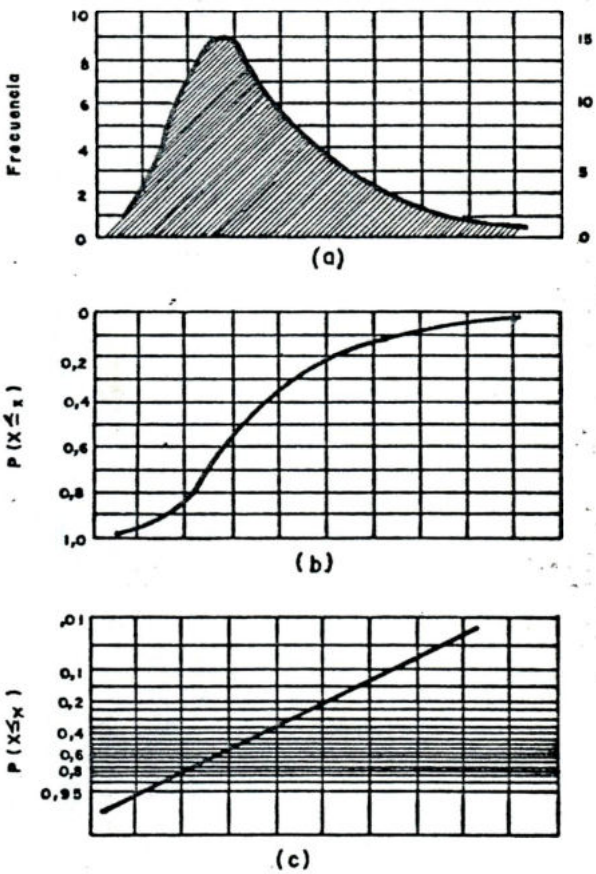


FIGURA: 6.7 Linealización de una distribución estadística:

a) Distribución de frecuencia.

b) Distribución de frecuencia acumulativa en papel cartesiano.

c) Distribución de frecuencia acumulativa linealizada.

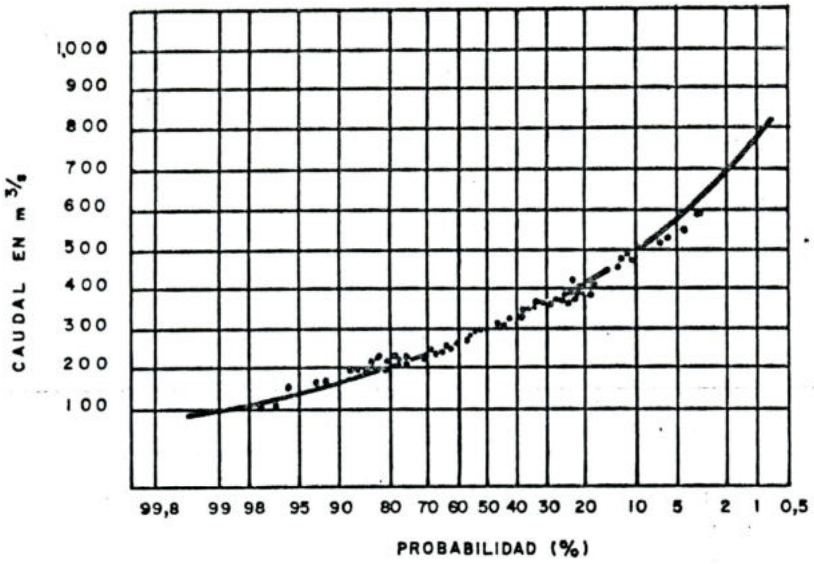


FIGURA: 6.8 CAUDAL MEDIO DIARIO MAXIMO
PAPEL DE PRÓBABILIDAD NORMAL.

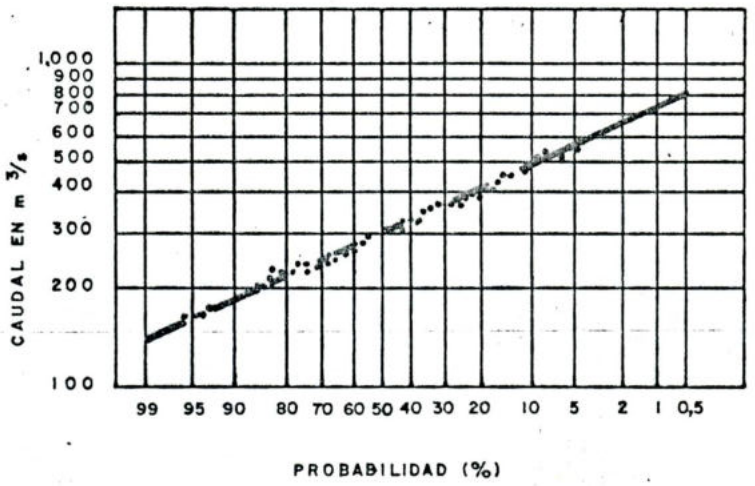


FIGURA: 6.9 CAUDAL MEDIO DIARIO MAXIMO
PAPEL LOGARITMICO NORMAL.

Tabla 6.2

Valores de Tr y b Para construir el papel de GUMBEL.

Tr	b	Tr	b
1,01	−1,53	5	1,50
1,05	−1,10	10	2,25
1,25	−0,48	20	2,97
1,67	0,09	25	3,20
2,00	0,37	50	3,90
2,33	0,58	100	4,60
2,50	0,67	200	5,30
3,33	1,03	500	6,21
4,00	1,25	1000	6,91

Generalmente los intervalos de recurrencia se miden a lo largo del eje horizontal. Los valores "b" se pueden medir en centímetros, o éstos multiplicados por una constante para ajustarse a diferentes tamaños de papel.

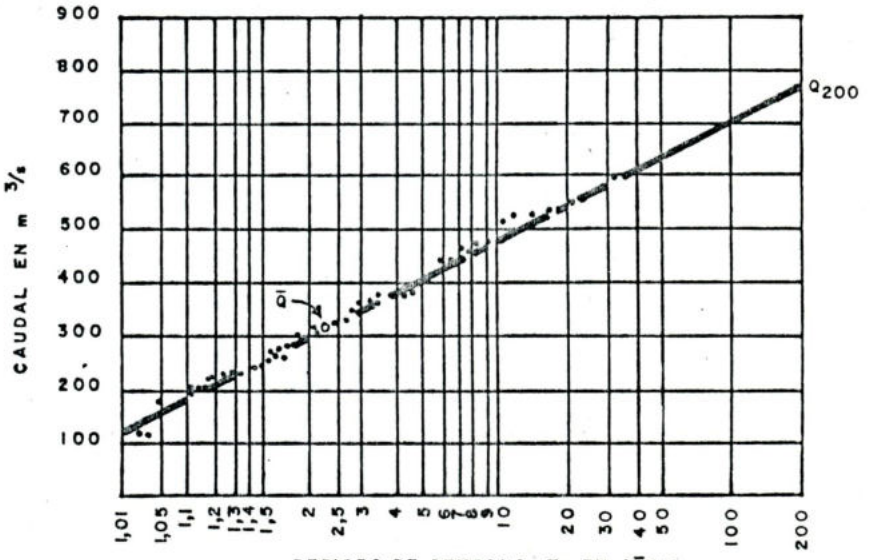


FIGURA: 6.10 CAUDAL MEDIO DIARIO MAXIMO.
PAPEL GUMBEL– POWELL.

donde: b es la distancia lineal en la escala de tiempo y Tr el período de retorno. El estimado de período de retorno en este caso se hace por el método de Kimball.

En la tabla 6.2, se presenta la solución númerica de esta ecuación y en la figura 6.10 se muestra el gráfico de los períodos de retorno contra la descarga correspondiente . Igualmente se puede tomar en algunos casos la escala de descarga como una escala logarítmica y de los dos métodos se usará aquél donde la línea adecuada a los puntos registrado se aproxime más a una línea recta.

6.8.- Series Estadísticas

En Hidrología se utiliza dos tipos de series: las parciales y las anuales.

En las series parciales se selecciona todos los valores que se encuentran sobre una determinada base sin considerar el tiempo de ocurrencia, teniendo siempre en cuenta que exista independencia entre eventos consecutivos. En las series anuales, se selecciona el valor máximo en cada año. El procedimiento para arreglar los datos hidrológicos se muestra gráficamente en la Fig. 6.6.

6.9.- Probabilidad de Ocurrencia de un Evento dentro de su Período de Retorno

Usando las reglas ordinarias para el cálculo de probabilidades, se puede deducir las posibilidades de ocurrencia de eventos dentro de su período de retorno.

a) La probabilidad de que un evento hidrológico de período Tr en años, ocurra durante un año, es 1/Tr.
b) La probabilidad de que un evento hidrológico no ocurra durante el primer año es:

$$P' = 1 - P = 1 - \frac{1}{Tr} \qquad (6.15)$$

c) La probabilidad de que un evento hidrológico ocurra en el año r-ésimo, estará dada por:

$$(P')^{r-1} P = (1 - \frac{1}{Tr})^{r-1} \frac{1}{Tr} \qquad (6.16)$$

d) La probabilidad de que un evento hidrológico ocurra - al menos una vez en r años estará dada por:

$$P_r = 1 - (1 - \frac{1}{Tr})^r \qquad (6.17)$$

Esta ecuación puede usarse para calcular la probabilidad de que un evento hidrológico X ocurra dentro de - su período de retorno, substituyendo r por Tr.

Cuando el período de retorno es muy largo $Tr = r \to \infty$, y puesto que:

$$\lim_{y \to \infty} (1 - \frac{1}{y})^y = e^{-1}$$

se obtiene:

$$\text{Lim}_{r = T_r \to \infty} Pr = \{1 - (1 - \frac{1}{Tr})^r\} = 1 - e^{-1} = 0,63$$

lo que significa, que para grandes períodos de retorno, la probabilidad de que el evento X ocurra dentro de dicho período es de aproximadamente un 63%.

6.10.- Riesgo

Para efectos de diseño, es conveniente proceder especificando el riesgo permitido (U), de que un evento de magnitud X o mayor se presente dentro del período de diseño. - El riesgo viene dado por el conjunto complemento de la -

probabilidad que tiene el evento X de no ocurrir dentro - del período de diseño. Es decir:

$$U = 1 - (P')^r \qquad (6.18)$$

$$U = 1 - (1 - \frac{1}{Tr})^r \qquad (6.19)$$

6.11. Frecuencia Conjunta

Se denomina frecuencia conjunta, la frecuencia de un evento que es a su vez función de dos o más eventos. Si dos - eventos son totalmente independientes con probabilidades de ocurrencia P_1 y P_2, la probabilidad de que ambos ocurran al mismo tiempo es $P_1 . P_2$, siendo $0 < P_1, P_2 < 1$; entonces $P_1P_2 < P_1$ y $P_1P_2 < P_2$, si la ocurrencia de ambos eventos es independiente. Muchos de los problemas de diseño - hidráulico son función de dos o más eventos, por ejemplo la escorrentía producida por una tormenta es función de - la precipitación y del índice de humedad precedente de la cuenca; a menos que la probabilidad de ocurrencia de la humedad precedente sea 1, la probabilidad de la crecida - de diseño es menor que la correspondiente a la tormenta - de diseño.

La crecida de diseño para el vertedero de una presa depende conjuntamente de la probabilidad de ocurrencia de la - tormenta y del almacenamiento disponible que exista en el momento de su ocurrencia.

Un caso semejante ocurre sí se quiere calcular la probabilidad de las crecidas del río C como función de la probabilidad de las crecidas de los ríos A y B, figura 6.12

En el caso de dependencia completa de los dos eventos, resulta la curva de frecuencias D; o sea, se supone que dos eventos de igual probabilidad ocurren simultáneamente y - el caudal total aguas abajo de la confluencia es la suma de las crecidas de A y B con igual período de retorno. La

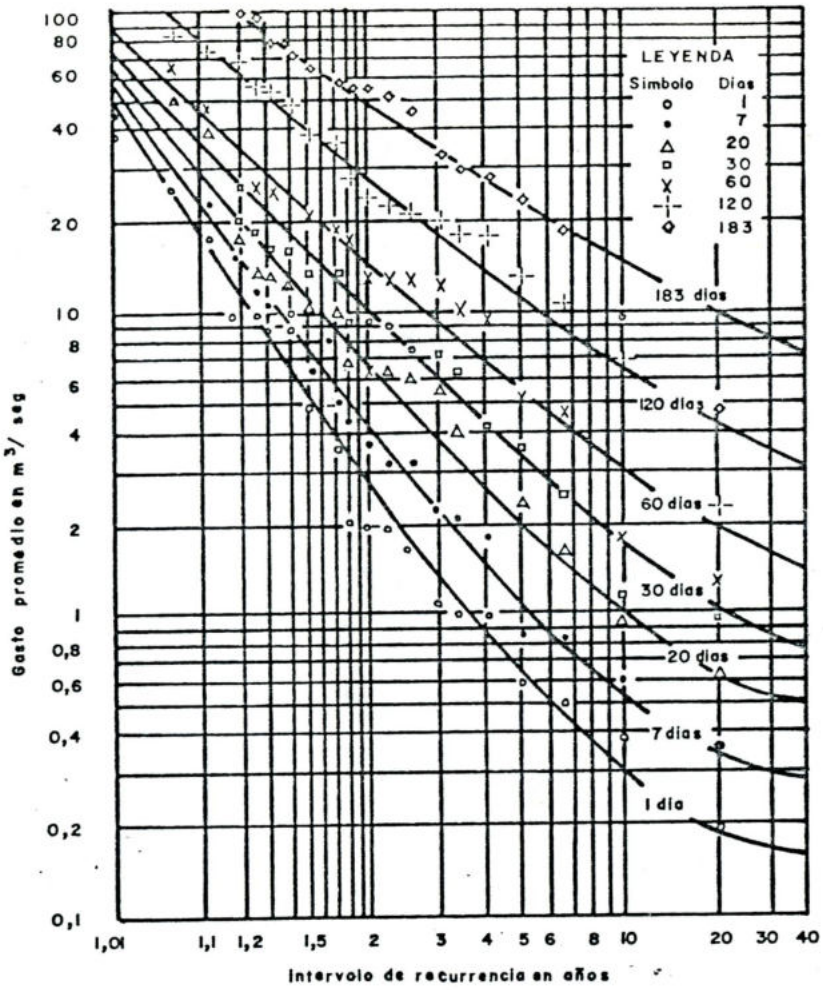
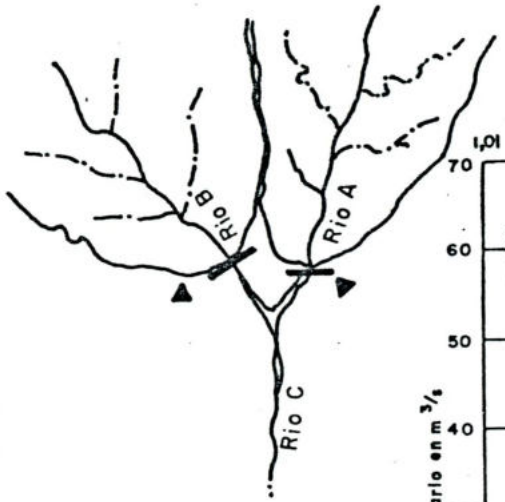


FIGURA: 6.11 Curvas de Frecuencia de Sequías



▲ ESTACION HIDROMETRICA

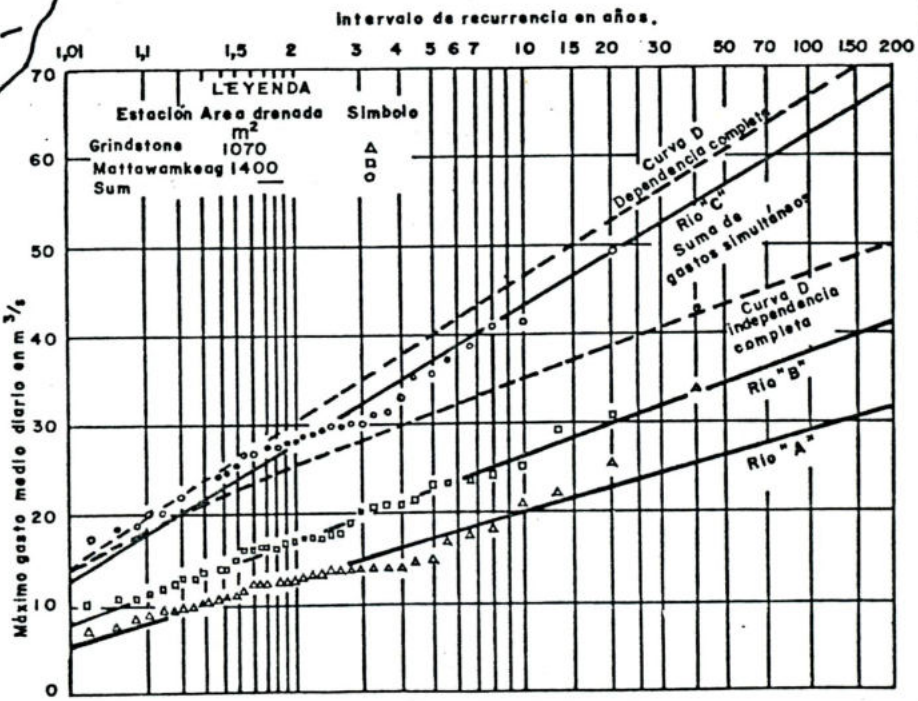


FIGURA: 6.12 Frecuencia de ocurrencia de las crecidas de un rio como función de las crecidas de sus afluentes

curva D supone una independencia completa, o sea que la - probabilidad de que dos crecidas ocurran simultáneamente es igual al producto de las probabilidades de que cada -- una de ellas ocurra independientemente.

Si para Tr = 2 años, $P = \frac{1}{2} = 0,5$, $Q_A = 130$ y $Q_b = 170$, - la probabilidad de que las dos crecidas con $T_r = 2$ años - ocurran simultáneamente es $0,5 \times 0,5 = 0,25$, y el período de retorno correspondiente es $1/0,25 = 4$ años, para $Q_C = 130 + 170 = 300$. La curva del río C se obtiene sumando -- las crecidas que ocurrieron simultáneamente y llevando a cabo con estos valores un análisis de frecuencias convencionales. Esta curva que representa más cercanamente la - realidad, no representa ni una dependencia completa ni - una independencia completa.

6.12. Sequía

Es un período de tiempo donde existe menos agua que el mínimo requerido. La frecuencia de sequías se analiza de -- una manera semejante a la frecuencia de crecidas, solamente que aquí debe determinarse para cada año las descargas mínimas ocurridas durante cierto período de tiempo, y las curvas de frecuencia resultantes tienen la forma que se - muestra en la figura 6.11.

Estas curvas tienen muchas aplicaciones; por ejemplo, si se diseña para el río de la figura 6.11, un sistema de -- abastecimiento de aguas que necesita $1 m^3/s$ una vez cada - 3,5 años, habría un día para el cual la demanda no sería abastecida, cada 5,2 años habría 7 días de sequía, cada - diez años habría 20 días y cada 20 años habría 30 días.

Si se construye un embalse capaz de abastecer la ciudad - durante un día completo (esto es, con una capacidad de -- 86.400 m^3) se eliminaría la posibilidad de ocurrencia de las sequías de un día y para la sequía de siete días, este embalse podría proveer solamente durante este período

0,86 m^3/s por lo que el período de recurrencia de la se-- quía de siete días se hace de 6,5 años. Si se quiere au-- mentar más este período de recurrencia de la sequía de -- siete días, debe aumentarse la capacidad del depósito.

6.13. Correlación y Regresión

La correlación y la regresión tienen diversas aplicacio-- nes en hidrología, entre otras, la extensión de registros cortos, la estimación de datos faltantes, la regionaliza- ción de la información hidrológica y el diseño de redes - hidrometeorológicas.

6.13.1 Correlación

La correlación se define como la asociación entre dos o - más variables aleatorias, que explica sólo parcialmente - la variación total de una variable por la variación de -- otras variables aleatorias involucradas en la ecuación de asociación. La parte de la variación total que queda sin explicar, o sea, la variación no explicada, se debe a -- errores o a otras variables aleatorias que no han sido to- madas en cuenta en la correlación.

Una vez obtenida la asociación, debe efectuarse un análi- sis de correlación consistente en: a) el cálculo de una - médida del grado de correlación, y b) la realización de - pruebas para determinar si el grado de asociación correla tiva, es aceptable.

Para medir el grado de asociación correlativa entre las - variables bajo consideración se necesita un estadístico. Los estadísticos más utilizados son los coeficientes de - correlación y de determinación y la desviación típica de los residuos.

6.13.2 Regresión

La regresión representa una ecuación matemática que expresa la relación de una variable aleatoria a otra o varias - variables relacionadas. No todas las variables necesitan - ser aleatorias.

La determinación de modelos de asociación correlativa de - 2 o más variables se llama análisis de regresión, de tal - manera que la mejor predicción de una variable puede ser - obtenida a partir de las otras variables. Los modelos así desarrollados se llaman funciones de regresión o curvas de regresión o regresiones, siendo el grado de asociación correlativa dependiente de la función de regresión seleccionada.

Los pasos a seguir en el análisis de regresión son los siguientes:

1) Selección de una función de relación correlativa, simple o múltiple, líneal o no-líneal.
2) Estimación de Parámetros que miden el grado de asociación correlativa.
3) Prueba de la significación de los estadísticos que miden la asociación correlativa.
4) Estimación de los parámetros de la ecuación o función de regresión.
5) Prueba de la significación de los parámetros de regresión, o determinación o dibujo de los límites de confianza alrededor de las funciones de regresión ajustadas.

El método más comúmente utilizado en la determinación de los parámetros de la regresión es el de los mínimos cuadrados. El principio del método consiste en determinar -- los parámetros desconocidos con el criterio de que el valor medio del cuadrado de ciertas desviaciones sea mínimo. En el caso de la regresión, las desviaciones cuyos cuadra

dos deben ser minimizados son las diferencias entre los - valores observados de la muestra y los valores calculados a partir de la ecuación de regresión.

6.13.3 Correlación Líneal Simple

En lo que sigue se presenta los estadísticos más utilizados como medida de la asociación correlativa.

6.13.3.1.- Coeficiente de Correlación

El coeficiente de correlación es el estadístico más comúnmente utilizado para medir el grado de asociación de dos variables linealmente relacionadas. Se define como:

$$\rho\ (x,y) = \frac{\text{cov}\ (x,y)}{(\text{var}\ x\ \text{var}\ y)^{1/2}} = \frac{\sigma_{xy}}{\sigma_x \sigma_y} =$$

$$\frac{E\left[(x-\mu_x)\ (y-\mu_y)\right]}{\left[E\ (x-\mu_x)^2\ E(y-\mu_y)^2\right]^{1/2}} \qquad (6.20)$$

siendo ρ el coeficiente de correlación poblacional de las variables x e y. En base a muestras de tamaño n sacadas de las poblaciones de las - variables, se puede calcular r, que es una estimación de $\rho(x,y)$, mediante la fórmula:

$$r = \frac{s_{xy}}{s_x s_y} = \frac{\sum_{i=1}^{n} (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{n\ s_x\ s_y} = \frac{\sum_{i=1}^{n} x_i y_i - \bar{x}\bar{y}}{n\ s_x\ s_y} \qquad (6.21)$$

Para valores de n pequeños se suele utilizar - la estimación insesgada.
Cuando x e y son independientes r = 0, puesto que en este caso cov(xy) = 0. Si r = 0, x e y no son correlacionadas linealmente, aunque -- pueden ser independientes. Si r = 1 ó r = -1, - hay dependencia líneal funcional entre las dos variables; o sea, que las series x_i e y_i son -- idénticas o difieren por un factor constante. Valores de r entre -1 y 1 describen los varios grados de asociación.

6.13.3.2.- Coeficiente de Determinación

El coeficiente de determinación, D, se define como el cuadrado del coeficiente de correla-- ción, o sea:

$$D = r^2 \qquad (6.22)$$

D es una medida del grado en que la varianza - es explicada o tomada en cuenta por la regre-- sión lineal. En otros términos, una medida de la diferencia entre la varianza de los valores observados y la varianza de los valores calculados mediante la ecuación de regresión. Cuanto mayor es D, menor es la diferencia.

6.13.3.3.- Desviación Típica de los Residuos

Los residuos de la regresión lineal de y ver-- sus x son $\Delta y_i = y_i - y$, donde y_i son los valores observados mientras que y es el valor calculado mediante la ecuación de regresión para un - valor dado $x = x_i$.

La desviación típica de los residuos es idénti ca a la desviación típica condicional de y da-

do x. Se calcula como:

$$S_{y/x} = \sqrt{\frac{\Sigma (y_i - y)^2}{n}} = \sqrt{\frac{\Sigma \left[y_i - (a+bx_i) \right]^2}{n}}$$

o también:

$$S_{y/x} = s_y \ (1 - r^2) \qquad (6.23)$$

Una estimación insesgada de la desviación típica de los residuos es:

$$s_{y/x} = \sqrt{\frac{\Sigma \left| y_i - (a+bx_i) \right|^2}{n-2}} = \sqrt{\frac{n-1}{n-2}} \ s_y \ \sqrt{1-r^2} \qquad (6.24)$$

Cuanto mayor es el valor de $s_{y/x}$, mayor es la dispersión de los puntos alrededor de la línea de regresión

6.13.4 Regresión Lineal

Si la función de relación correlativa o ecuación de regresión seleccionada es líneal, entonces se habla de un análisis de regresión líneal. Según que la variable independiente sea aleatoria o no, se distingue el modelo líneal 1 y el modelo lineal 2.

En el caso del modelo líneal 1 la variable aleatoria, y, es funcionalmente dependiente de una variable no aleatoria, x cuyo valor puede cambiar de un ensayo al otro. El modelo 1 tiene la forma:

$$E(Y)_x = \alpha + \beta x \qquad (6.25)$$

En cada ensayo, x tendrá algún valor x_i y el valor separado de Y_i será $\alpha + \beta x_i$, de modo que:

$$Y_i = \alpha + \beta x_i + \varepsilon_i$$

donde ε_i es una variable aleatoria con media cero, llamada el término del error. ε_i tiene la misma distribución que y_i con la diferencia de que su media es cero.

Por ejemplo, la precipitación es una variable aleatoria que en zonas montañosas, puede depender funcionalmente de la altitud del punto considerado, y la escorrentía o caudal en una sección de un río es una variable aleatoria -- que depende del área de la cuenca que drena en la sección considerada.

En estos ejemplos la altitud y el área de la cuenca son variables no aleatorias.

En el modelo líneal 2 tanto la variable dependiente como la independiente son aleatorias. El valor esperado condicional de Y dado X = x es una función líneal de x, o sea:

$$E(Y/X=x) = \alpha + \beta x \qquad (6.26)$$

Para $X = x_i$ el valor esperado Y_i de Y es:

$$Y_i = \alpha + \beta x_i + \varepsilon_i$$

Para la estimación de los parámetros de modelos líneales se parte de una muestra (x_i, y_i) de tamaño n, y se supone que la regresión poblacional $Y = \alpha + \beta x$ puede ser estimada por la regresión muestral $y = a + bx$.

Para $x = x_i$ se calcula el valor correspondiente de y que se llamará el valor estimado o calculado de y, el cual -- se denotará por $\hat{y}_i$ para diferenciarlo del valor observado y_i. Entonces, el valor medio del cuadrado de las desvia-- ciones de los valores estimados y observados es:

$$D = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} (y_i - \hat{y}_i)^2$$

donde:

$$\hat{y}_i = a + bx_i$$

Al combinar estas últimas dos ecuaciones y derivar respecto a a y a b para que D sea un mínimo, se obtiene:

$$\Sigma y_i - na - b\Sigma x_i = 0$$

$$\Sigma x_i y_i - a\Sigma x_i - b\Sigma x_i^2 = 0$$

Estas expresiones se llaman ecuaciones normales y se pueden resolver para a y b, obteniéndose:

$$a = \frac{\Sigma y_i \Sigma x_i^2 - \Sigma x_i \Sigma x_i y_i}{n\Sigma x_i^2 - (\Sigma x_i)^2} \qquad (6.27)$$

$$b = \frac{n\Sigma x_i y_i - \Sigma x_i \Sigma y_i}{n\Sigma x_i^2 - (\Sigma x_i)^2} \qquad (6.28)$$

Manipulando estas expresiones se puede demostrar que:

$$b = r \frac{s_y}{s_x} = \frac{s_{x,y}}{s_x^2} \qquad a = \bar{y} - b\bar{x} \qquad (6.29)$$

6.13.5 Prueba de Significación del Coeficiente de Correlación Lineal

Aún cuando el coeficiente de correlación líneal difiera de cero, pudiera ocurrir que las dos variables Y y X no estén correlacionadas linealmente. El valor de r diferen-

te de cero puede deberse a errores de muestreo. Por consiguiente, conviene probar la hipótesis H_o de que r no sea diferente de cero de manera significativa. Para tal prueba se puede utilizar el estadístico

$$t = \frac{r\sqrt{n-2}}{\sqrt{1-r^2}} \qquad (6.30)$$

el cual sigue la distribución t de Student con (n -2) grados de libertad, y donde r es el coeficiente de correlación líneal calculado en base a n pares de valores de X e Y.

Se elige a priori un ivel de significancia α para la prueba y se obtiene los valores $t_{\alpha/2,n-2}$ y $t_{1-\alpha/2,n-2}$ y se aplica el criterio siguiente:

Si $t_{\alpha/2,n-2} \leq t \leq t_{1-\alpha/2,n-2}$ se aceptará la hipótesis H_o de que r no es diferente de cero.

Si $t < t_{\alpha/2,n-2}$ ó $t \geq t_{1-\alpha/2,n-2}$, se rechazará la hipótesis H_o.

Esta prueba se aplica si se puede suponer que la distribución probalística bivariada de las variables x e y es normal. Se sabe que la mayoría de las variables hidrológicas no son distribuidas normalmente y siguen una distribución sesgada, por lo que, en hidrología, es muy común transformar la variable para normalizarla, y poder así utilizar técnicas en base a una distribución normal. Las transformaciones más comúnmente empleadas son la logarítmica, la raíz cuadrada y la cúbica.

6.13.6 Límites de Confianza sobre la Recta de Regresión

Sea la regresión lineal muestral y_i vs x_i definida por $y = a + bx$, siendo la regresión de la poblacion: $\eta = \alpha + \beta\,\xi$.

Y es el estimado de η para $\xi = X$, y está distribuido normalmente alrededor de η con varianza

$$\hat{s}(Y) = \frac{\hat{s}_{Y.X}}{\sqrt{n}} \sqrt{1 + \frac{(X\zeta - \bar{X})^2}{\hat{s}_x^2}}$$

donde: $\hat{s}_y$ es el error típico de un estimado Y.

La Cantidad $t = (\frac{Y - \eta}{\hat{s}(Y)})$(con n-2 grados de libertad)
se distribuye según la distribución t de Student para n pequeño.
Los límites de confianza para un nivel de significancia α son:

$$\bar{Y} + b(X_i - \bar{X}) - t_{1-\alpha/2,n-2} \frac{\hat{s}Y.X}{\sqrt{n}} \sqrt{1+ \frac{(X_i - \bar{X})^2}{\hat{s}_x^2}} \leq \eta \leq \bar{Y}+b($$

$$(X_i - \bar{X}) - t_{1-\alpha/2,n-2}\frac{\hat{s}Y.X}{\sqrt{n}} \sqrt{1 + \frac{(X_i - \bar{X})^2}{\hat{s}_x^2}} \qquad (6.31)$$

Para cada valor X_i de X se calcula los límites de confianza para un nivel α, se plotea esos dos puntos, y luego se une los puntos del límite inferior con los del límite superior para determinar los límites de confianza.

7.- PRECIPITACION

La precipitación agrupa todas las aguas meteóricas recogidas sobre una superficie determinada, llamada sección pluviométrica; ésta puede ser la superficie colectora de un aparato de medición de lluvia (pluviómetro) o una cuenca o zona determinada. Se presenta en forma líquida (lluvia, niebla, rocío) o sólida (nieve, granizo, escarcha). La lluvia constituye la pluviosidad. Se denomina altura de precipitación a la altura de la capa o lámina de agua que se acumularía sobre una superficie horizontal si todas las precipitaciones quedasen inmovilizadas sobre ella; se asimila al volúmen de agua caida, expresado en metros cúbicos, dividido por la sección pluviométrica evaluada en metros cuadrados; tiene las dimensiones de una longitud y se expresa comunmente en milímetros. La altura de precipitación puede estar refereida a diversos intervalos de tiempo: día, mes, año, etc.

La Precipitación es la fuente principal de agua para las corrientes superficiales y subterráneas.

7.1.- Medición de La LLuvia

La lluvia se mide en términos de altura de agua. En Venezuela el único tipo de precipitación medida es la lluvia y los valores de altura de lluvia se expresan en milímetros o centímetros.

Los instrumentos medidores de lluvia se denominan pluviómetros o estaciones pluviométricas y se basan en la simple idea de exponer a campo abierto un recipiente cilíndrico con fondo pero sin tapa. La lluvia cae dentro del recipiente y se mide su altura (o volumen o peso). Las principales dificultades que se puede encontrar en la medición de la lluvia son: 1) la presencia del pluviómetro puede perturbar el campo de viento, interfiriendo con la

libre caída de las gotas; 2) los árboles, los edificios, un techo u otros objetos pueden hacer que el área de exposición de la estación no sea representativa; 3) una parte de la lluvia atrapada por el pluviómetro se puede perder por evaporación o mojando las paredes del pluviómetro o del tubo de medición; 4) varios otros factores como las abolladuras en la perifieria del dispositivo receptor o del recipiente de medición, pueden dar mediciones falsas, y 5) en casos extremos, las salpicaduras hacia adentro o hacia afuera de los objetos pueden modificar el valor verdadero de la lluvia. La mayoría de estas causas pueden minimizarse con un cuidado apropiado.

7.1.1 Pluviómetro de Cántaro

Un pluviómetro de cántaro consta de un recipiente receptor circular de 20,5 cm (8 pulgadas) de diámetro, de un embudo y de un tubo cilíndrico medidor de 6,5 cm (2,35 pulgadas) de diámetro, cuya área es igual a una décima parte del área del dispositivo recolector y el cual tiene una altura de 51 centímetros (20 pulgadas). En la figura7.1 se muestra un dibujo del aparato. El agua de lluvia es captada por el receptor y pasa mediante el embudo al tubo. Cuando cae un milímetro de lluvia en el receptor, el tubo medidor se llena hasta una altura de 10 milímetros. Mediante una varilla graduada en milímetros se mide la altura de lluvia fácilmente con una precisión de una décima de milímetro. Si la lluvia excede 51 milímetros (51 centímetros en el tubo medidor) el tubo se reboza y el agua cae en el cántaro grande que lo rodea, donde es medida posteriormente. El pluviómetro es soportado por un trípode de hierro, siendo la altura total del aparato igual a 76 centímetros (30 pulgadas).

7.1.2 Pluviómetros Registradores o Pluviográfos

Los pluviómetros registradores dan un trazo de tinta continuo en una banda de papel colocada sobre un cilíndro metálico, o tambor, o sobre dos rodillos provistos de un mecanísmo de relojería, y permite conocer la hora de comienzo, la hora de finalización y la intensidad de la lluvia, o las cantidades de lluvia para duraciones menores de las que pueden obtenerse por medición manual en un pluviómetro de cántaro. Se provee varios mecanismos para mover la pluma marcadora, entre los cuales los más usados en Venezuela son el balancín y el sifón.

El pluviómetro de balancín consiste de un par de recipientes pequeños (Fig.7.2) diseñados de tal manera que cuando una cierta cantidad de lluvia (1 mm) caiga en uno de los recipientes, éste gira, se vacía en un recipiente de almacenamiento, cierra un contacto eléctrico que origina una marca de tinta en el papel del registro y coloca el otro recipiente en posición de recogrer la próxima lluvia.

El pluviómetro de sifón (Fig.7.3) presenta una gran facilidad de autonomía de funcionamiento ya que se le puede instalar bandas mensuales. La lluvia recogida por el embudo colector pasa a un recipiente cilíndrico cuya sección es menor que la de la superficie colectora con el objeto de aumentar la altura de agua en este recipiente. En el cilindro recogedor hay un flotador unido mediante un brazo a una plumilla; cuando el agua baja desde el embudo hasta el recipiente cilíndrico, sube el flotador y, con él, la plumilla, originando una marca de tinta sobre la banda registradora, en forma ascendente. Cuando la plumilla ha llegado al término superior de la banda, es decir, cada vez que marca 10 mm de lluvia, el recipiente se desagua mediante un sifón fijado a su lado, baja el flotador y, con él, la plumilla hasta cero. En caso de que continúe lloviendo la plumilla comienza a subir de nuevo. La banda

del pluviógrafo de sifón está dividida en décimas de milí metros. Un milímetro de lluvia corresponde a una distan-- cia vertical en la banda igual a 7,8 mm, porque entre el área de la superficie recogedora del pluviógrafo y el -- área del recipiente con flotador existe una relaicón de - 7,8/1,0.

7.1.3 Pluviómetro Totalizador

Los totalizadores se usan en lugares remotos o de difí-- cil acceso que requieren atención sólo cada 2 ó 6 meses. En la fig. 7.4 se muestra un esquema del tipo de pluvió- metro totalizador utilizado por la Dirección de Hidrolo- gía del M.A.R.N.R..

7.2.- Aplicación de los Datos de Lluvia

Aunque el área de muestreo representada por el pluvióme tro puede parecer excesivamente pequeña cuando se compara con el área que representa la estación, los experimentos no dan diferencias apreciables entre la recolección de -- pluviómetros de diámetros pequeños o grandes. La cantidad recolectada coincidirá bastante bien con la lluvia en el área inmediata si el área es geográficamente pequeña y de topografía uniforme.

Si el aparato de medición está ubicado lejos de los árbo- les y en un área representativa, los datos serán confia-- bles y comparables. Los registros de lluvia de un pluvió- metro están sujetos a los errores estadísticos típicos de un muestreo de un sólo punto en un campo no homogéneo. El error aumenta con la variación del campo; por ejemplo, la lluvia medida para un día dado puede no ser aplicable a - un área grande.

Al aumentar el período de mediciones, el registro de un - pluviómetro dado se hace representativo, dentro de cier-- tos límites, de un área muy grande. Todavía no se sabe --

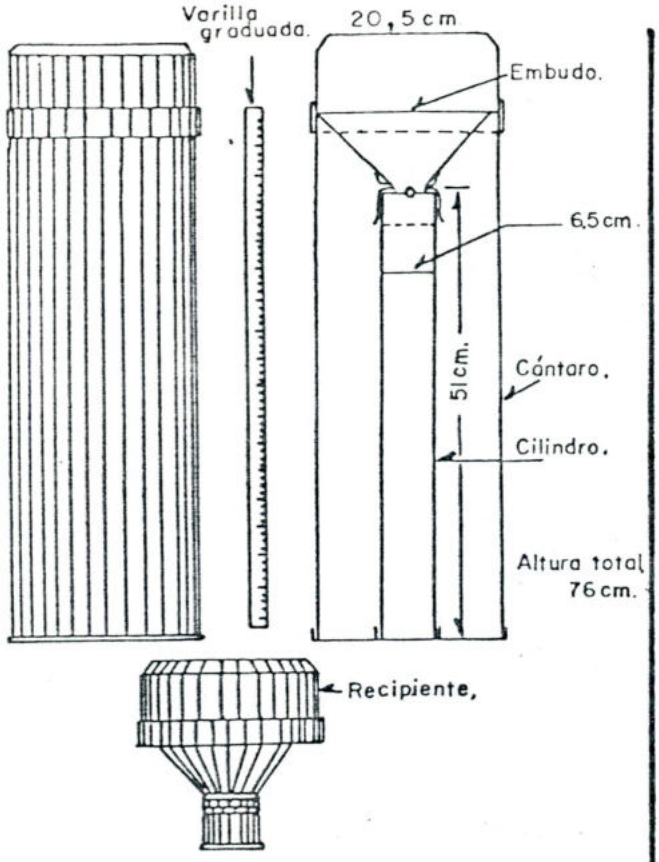


FIGURA: 7.1 Pluviómetro de Cántaro.

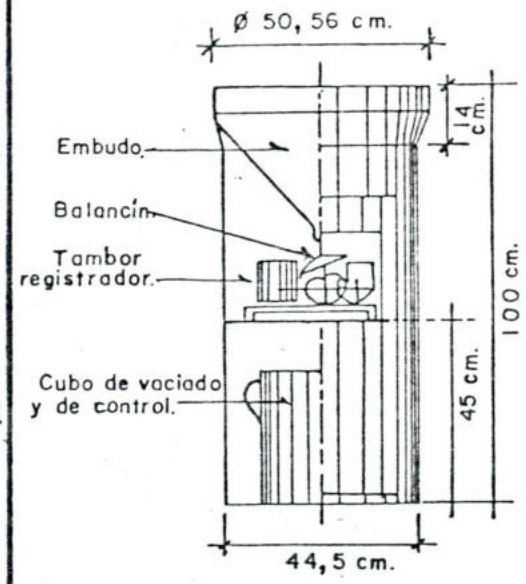


FIGURA: 7.2 Pluviografo de balancín.

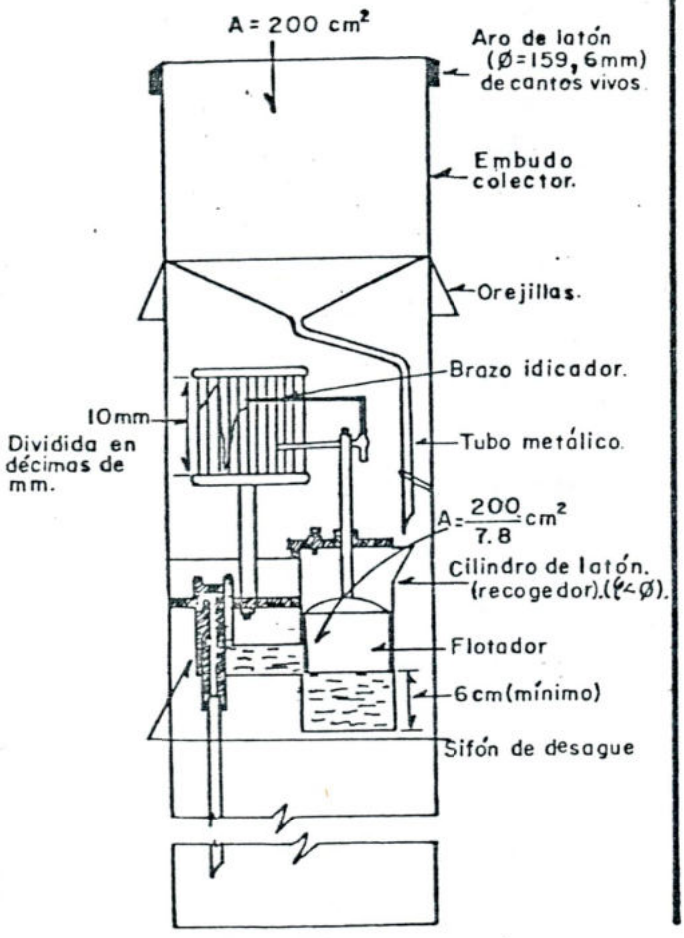


FIGURA: 7.3 Pluviógrafo de sifón.

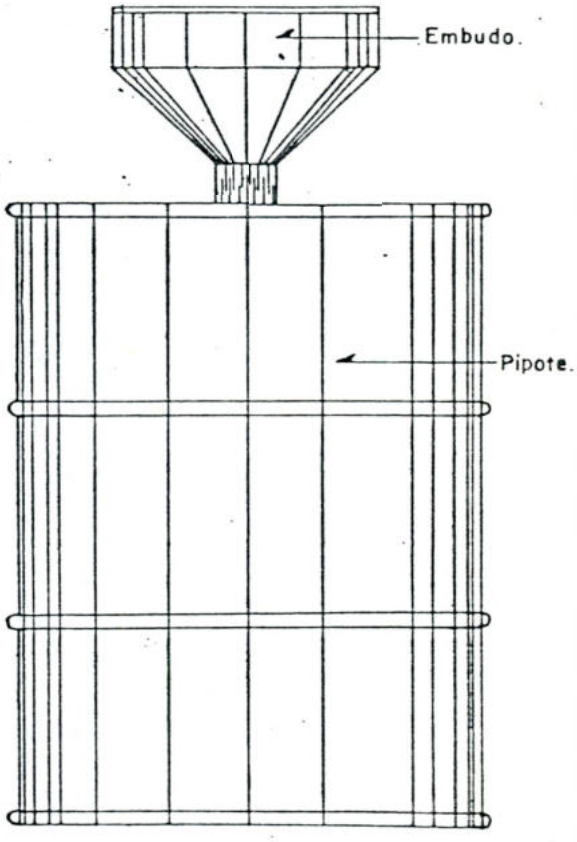


FIGURA: 7.4 Pluviómetro totalizador.

por cuantos años debe registrarse la lluvia para que las observaciones sean aplicables con confianza a áreas grandes; tampoco se ha calculado cuanto tiempo sea necesario para que el registro de un período corto se aproxíme al registro de un período largo con una diferencia menor de 10%, pero hay indicaciones de que incluso un período de 25 ó 50 años no es demasiado largo si las investigaciones han de ser consideradas como representativas de un área grande.

Los datos de una estación única equipada con registrador contínuo son utilizados en los estudios de capacidad de estructuras y tuberías de drenaje, en el diseño de cunetas y alcantarillas, y para planificar la protección de las propiedades contra las inundaciones. Las tormentas en las cuales las tasas de lluvia sean excesivamente altas, son usualmente de corta duración y están limitadas a sólo unos cuantos kilómetros cuadrados. Cuando la importancia del diseño lo requiere debe dedicarse suficiente tiempo para la comprobación de los datos críticos, si es posible a partir de los archivos originales de los organismos encargados de su recolección.

7.3.- Presentación de los Resultados de la Medición de la Lluvia

Las mediciones del pluviómetro se expresan en alturas de lluvia diaria o en alturas instantáneas, evaluadas en milímetros. La última representación mencionada es propia de los pluviómetros registradores. La utilización de esos resultados conduce a clasificarlos y agruparlos en datos sintéticos y estadísticos tales como: a) tablas o cuadros y gráficos cronológicos (ver Figura 7.5), b) curvas de alturas de lluvia acumuladas o clasificadas (ver Fig. 7.6)y c) cuadros y datos estadísticos.

Estos elementos de información aparecen en los anuarios pluviométricos o climatológicos publicados por los diferentes organismos hidrológicos y meteorológicos del país.

7.3.1 Tablas y Gráficos Cronológicos

Las tablas dan la altura de lluvia diaria, mensual o anual. Las estadísticas se refieren habitualmente a períodos diarios, mensuales y anuales (Figura 7.5).

La pluviosidad puede representarse en forma gráfica llevando las alturas de lluvia en el eje de las ordenadas y el tiempo en las abscisas.

7.3.2 Curvas de Alturas de Lluvia Acumulada o Curvas de Masa

Si en un gráfico se coloca las alturas de lluvia acumuladas en el eje de las ordenadas y los tiempos (hora, día, mes) en el eje de las abscisas, se obtiene una curva de lluvias acumuladas o curva de masa. Una curva de masa es la representación gráfica de la lluvia acumulada en el período durante el cual ocurrió. Esta curva revela la posición de los períodos máximos de lluvia y los períodos continuos de lluvia, información de gran interés cuando se elabora mapas isoyéticos de incrementos de lluvia o cuando se determina gastos picos en cuencas pequeñas.

El criterio que se sigue para la elaboración de las curvas de masa es el de agrupar las estaciones que presentan regímenes de lluvia parecidos, así como las que están sujetas a las mismas influencias orográficas. Se debe tener en cuenta que el patrón de las curvas de masa se obtiene de las estaciones registradoras, por lo cual una curva de masa elaborada con los datos de un cántaro debe acomodarse al patrón definido por los datos de un pluviómetro registrador o pluviógrafo. Un ejemplo se muestra en la figura 7.6.

7.3.3 Tablas y Datos Estadísticos

El objeto de los datos estadísticos radica en condensar un conjunto de observaciones en un valor medio característico que permita establecer comparaciones. Los parámetros más utilizados son la lluvia media anual y la lluvia media mensual.

El valor medio o promedio de un factor hidrológico es igual al promedio aritmético de las mediciones efectuadas en un intervalo de tiempo lo más largo posible. La media anual debe calcularse sobre una base de 30 años, norma impuesta por la Organización Meteorológica Mundial (O.M.M.).

7.3.4 Lluvia Media Anual

Es la media aritmética de las alturas de lluvia anuales expresadas en milímetros, partiendo de una serie de años lo más larga posible (en general treinta años o más). El valor de la media anual varía en función de la longitud del período de observaciones tal como lo demuestra la tabla 7.1.

Tabla 7.1.-

Diferencias observadas entre la lluvia anual y las lluvias medias anuales calculadas según el número de años escogidos como período de referencia

Período de Observación en años	Diferencia en porcentaje (%) de la media considerada en relación a la media correspondiente a un período largo	
	en más	en menos
1	51	40
2	35	31
3	27	25
5	15	15
10	8,22	8,22
20	3,24	3,24
30	2,26	2,26

FIGURA 7.5

PRESENTACION DE DATOS DE LLUVIA (DIV. HIDROLOGIA , MARNR, VENEZUELA)

TAMARINDO MONAGAS 2829.

DIA	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	DIA
1		6.7			24.1	1.1		4.0		8.9			1
2	4.9					17.2	.1	11.7	1.5	41.4	4.9	.7	2
3	3.1	.7		.7		2.1	4.1	3.6	.1	9.7			3
4	1.7	2.0	.7			23.4	23.6	4.7		8.5	.4		4
5			.5					5.2	16.4	8.2	16.2	1.7	5
6	4.2	1.4	.1		3.2	13.4	23.7	1.3	16.3	20.4	24.9	4.6	6
7	4.5	.1	1.7		.4	25.3	16.2	16.9	18.1	8.5	22.0	.2	7
8	2.6	.7			22.8	16.2	1.8			7.9			8
9	17.1	7.7	.6		2.9	4.5	4.2	.4		2.0			9
10		.1			10.6		17.8	1.3			.3		10
11					12.4	.1	4.4	1.7				.6	11
12	8.5	11.7					13.0	.7		2.5	2.4		12
13		1.8				2.0	18.8	4.6			9.0		13
14	1.7					10.6	.1	.2	7.7		2.7	2.2	14
15	3.2					2.4	.3	.2	4.3				15
16							16.9	1.2					16
17		1.0			2.9	7.9	.9		5.8				17
18						14.3	15.3	4.6		1.5			18
19	19.0		3.8				21.5		.1	3.6		2.1	19
20	1.5		28.5		.5	.2	20.8		9.5			1.3	20
21	.4		1.0		11.4	19.8	5.8		.5	19.7		9.9	21
22	.2	7.1	.9		16.6		.9		14.6	1.9			22
23	2.6	.3	.6	.5	1.5	1.0	5.8				.4		23
24			2.7	4.0		4.8			.4	.5			24
25		.1	3.4			20.0	3.5			9.7	21.7		25
26					.7	.7	5.3	16.3	16.9	5.3	1.4	.3	26
27	4.9					11.5	.1	37.6		14.6		.4	27
28						17.8	11.3	.2	5.3	1.3	26.0	.7	28
29						1.1	12.1			3.3	14.7		29
30				.5	.8	4.1	6.0	.2	.5	.1		7.6	30
31	4.0						10.4					8.4	31
TOTAL	84.1	41.5	44.5	5.7	110.8	221.5	264.7	116.6	118.0	179.5	147.0	40.7	TOTAL

TOTAL ANUAL 1374,6

DURACION	LLUVIAS EXTREMAS 1-3-6-9-12 y 24 HORAS												DURACION
1	16.3	9.3	17.0	22.0	14.8	21.9	23.6	16.9	16.2	40.6	28.0	9.7	1
3	18.0	11.4	17.6	22.8	22.8	25.0	23.7	34.7	18.9	41.4	28.0	9.8	3
6	19.0	11.2	28.3	23.6	22.8	25.3	23.7	36.9	18.4	41.4	28.0	9.8	6
9	19.0	13.0	28.5	23.6	22.8	25.3	23.7	43.8	19.0	41.4	28.0	9.8	9
12	19.0	13.5	31.9	23.6	22.8	25.4	27.7	44.6	30.8	41.4	28.0	9.8	12
24	19.0	13.5	32.3	24.1	23.1	38.7	27.7	45.2	34.3	50.0	38.1	15.0	24

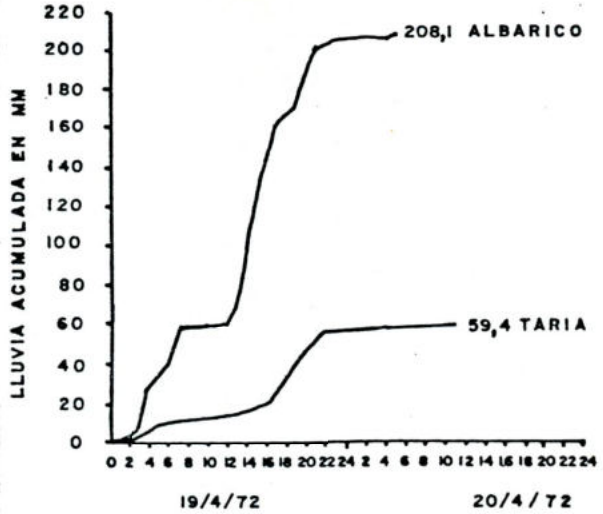


FIGURA 7.6 Curvas de masa – Tormenta del 19 y 20 de Abril del 72 – Cuenca del Rio Yaracuy.

La media anual varía poco si se calcula sobre un período de veinte o treinta años. Por esta razón la O.M.M. ha establecido un período de treinta años.

7.3.5 Lluvia Media Mensual

Habitualmente se da la altura de lluvia mensual para cada mes del año estudiado, pero con frecuencia es de interés conocer la media aritmética de las alturas de lluvia del mes considerado sobre un gran número de años o lluvia media mensual.

7.4.- Análisis de los Datos de Precipitación

Los datos de precipitación deben ser analizados y verificados antes de ser usados para un proyecto específico.

El procesamiento de los datos debe iniciarse con un estudio de la historia de cada estación.

Los datos faltantes deben ser calculados, usando una de las técnicas que aquí se describe, y todos ellos deben -- extenderse a un período base de diseño.

7.4.1 Estimación de Datos Faltantes

Es frecuente que por una u otra razón, existan vacios o interrupciones en el registro de datos (en Venezuela se les denomina "Lagunas"), entonces, para completar estos registros al período básico de diseño, se hace necesario la estimación de los datos faltantes. Existen varios métodos para el cálculo de estos datos: 1) promedio aritmético, 2) proporción normal, 3) correlación líneal, 4) análisis de varianza y 5) análisis de doble masa.

7.4.1.1 Promedio Aritmético

Sean las estaciones A, B, y C, denominadas "índices", para ser usadas en la determinación de datos faltantes en una estación X. En el caso de que la precipitación - anual normal de las estaciones índices difieran en no más de 10% respecto a la de la estación bajo estudio, X, entonces la precipitación P_x para un período dado -- puede obtenerse mediante un simple promedio aritmético; esto es:

$$P_x = \frac{PA + PB + PC}{3} \qquad (7.1)$$

7.4.1.2 Proporción Normal

En éste método se pondera las precipitaciones de tres - estaciones índices en proporción a las razones de la -- precipitación anual normal de la estación en estudio, - respecto a la de cada una de las estaciones índices, lo que queda expresado en la fórmula siguiente:

$$P_x = \frac{1}{3}\left(\frac{Nx}{N_A} PA + \frac{Nx}{N_B} PB + \frac{Nx}{N_C} PC \right) \qquad (7.2)$$

donde·

Px = dato faltante de precipitación que se de-- sea obtener

NA, NB y NC = precipitación anual normal en las estaciones índices.

PA, PB y PC = precipitación en las tres estaciones índices durante el mismo período de tiempo del dato faltante.

Nx = precipitación anual normal de la estación en estudio.

En el caso de que no existan estaciones adyacentes, (índices) se puede emplear este método modificado utilizando los datos de la estación en estudio solamente y en lugar de tomar los datos de las estaciones adyacentes (que no existen) se toma los datos de los meses restantes dentro del mismo año. Supongase que i = 1,2, ... n es la denominación de los meses (o períodos) de datos faltantes, Ni el promedio de la precipitación mensual a lo largo del período de registro para el mes i, X_i el dato faltante (precipitación para un mes determinado de un año determinado), X_j son los datos de precipitación para los meses en que si existe registros dentro del mismo año al que pertenece X_i (el subíndice j denomina todos los doce meses del año distintos a i) y P es el promedio anual de precipitación para todo el registro existente. Se plantea así una ecuación para cada dato faltante, resultando para n datos faltantes, un sistema de n ecuaciones con n incognitas. Cada una de las ecuaciones tendrá la siguiente forma:

$$\frac{\text{(Precipitación durante el mes i del año en estudio)}}{\text{(Promedio de precipitación durante el mes i para todos los años de registro)}} = \frac{\text{(Suma de todas las precipitaciones mensuales del año en estudio)}}{\text{(Promedio anual de Precipitación para todos los años del registro)}}$$

De acuerdo a la definición de términos, esta ecuación puede expresarse en la forma:

$$\frac{Xi}{Ni} = \frac{\Sigma\ Xi + \Sigma\ Xj}{P} \qquad (7.3)$$

De la solución del sistema simultáneo resultarán los valores deseados. Un error de $\pm$ 10% puede considerarse aceptable. Debe utilizarse el registro más largo posible.

7.4.1.3 Correlación

Este método permite la estimación de los datos faltantes estableciendo una relación entre una estación y otra, o entre una estación y un grupo de ellas o su promedio, requiriéndose para el trazado de la línea o plano que mejor se ajuste a los datos existentes, un período común de registro para ambas variables. Con los datos del período común de mediciones para ambas variables se calcula, gráfica o analiticamente, la curva o plano que mejor se ajuste a las condiciones. Una vez establecido el gráfico, los datos faltantes pueden calcularse a partir de los datos existentes para el mismo período de tiempo.

Si se desconoce un dato y_1 en la estación Y, pero durante el mismo período la precipitación existente en X fué X_1, se entra en la curva de correlación para determinar la cantidad de lluvia y_1, que debió ocurrir en la estación Y durante el mismo lapso de tiempo.

Para que exista una buena correlación, las condiciones de Y deben ser semejantes a las condiciones de X, y mientras mayor sea el lapso de tiempo con registro común, mejor será el valor del dato calculado.

7.4.2 Ajuste de los Datos de Lluvia

Cuando se tiene que usar los datos de lluvia en la solución de problemas hidrológicos, es necesario asegurarse de que las tendencias de los datos respecto al tiempo son debidas a causas meteorológicas solamente; de no ser así, éstos deben ajustarse; es decir, se debe comparar los valores individuales con la media y ajustar los datos que difieran mucho de ésta, de acuerdo con los métodos estadísticos usuales.

Las causas más frecuentes que determinan que los datos no sean consistentes son: los cambios de ubicación de la estación durante el período de registro, la instalación

defectuosa de los pluviómetros, cambios en los alrededo-- res inmediatos a los pluviómetros (tales como construcción de edificios o el crecimiento de árboles) y cambios en las técnicas de observación (como podría ser el cambio del -- operador). La inconsistencia de cualquier registro y los - ajustes necesarios se pueden determinar mediante la técni ca de la "Curva de Doble Masa", basada en la comparación de la lluvia anual acumulada, perteneciente a la estación que va a ser comprobada, contra los valores contemporá-- neos acumulados de las lluvias medias para un grupo de es taciones bases. La acumulación de la lluvia se realiza -- desde los años más recientes hacia atrás, bajo la hipóte- sis de que los datos más recientes de un registro de va-- rios años son los más confiables.

Por experiencia se sabe que las variaciones introducidas en estaciones individuales no tienen mucho efecto sobre - las lluvias medias acumuladas para un grupo de estaciones. Se debe elegir por lo menos 10 estaciones bases en la zo- na inmediata en el ambiente de la estación a ser comproba da. Si el registro de la estación es consistente, el grá- fico resulta una línea recta de pendiente dada; pero a ve ces puede producirse un cambio de pendiente que es lo que revela una incosistencia de los datos.

Como los puntos generalmente presentan ondulaciones perió dicas respecto a la recta media, un cambio de pendiente - sólo debe aceptarse cuando quede bien evidente. Cuando es to ocurre, debe hacerse mayores investigaciones a fín de conocer la verdadera razón de la inconsistencia y poder - así evaluar su efecto sobre los datos de la estación en - estudio. Si el cambio de pendiente no es debido a más de 5 puntos, no se hará ajustes a los datos observados.

Estos análisis pueden hacerse relacionando caudales con - precipitación, o también relacionando los caudales de una estación con el promedio de los caudales de otras estacio

nes. Aquí la inconsistencia puede resultar por un cambio en el régimen de escurrimiento o de las características - del lecho fluvial.

Si se observa la Figura 7.7, se nota que el ploteo de los puntos no resulta en una línea recta, sino que la línea - sigue una pendiente determinada para un cierto número de años y cambia su pendiente para otro número de años. Como por hipótesis debería resultar una sola línea recta sin - quiebres, un cambio en la pendiente indica que la estación analizada ha sufrido alteraciones en su período de observaciones.

Los puntos (años) donde cambia la pendiente indican la fecha en que ocurrieron las alteraciones en el régimen de - lluvia. La pendiente de la recta correspondiente al período de observación más reciente, indica la corrección que debe efectuarse mediante la ecuación:

$$P_1 = \frac{X2}{X_1} P_0 \qquad (7.4)$$

donde:

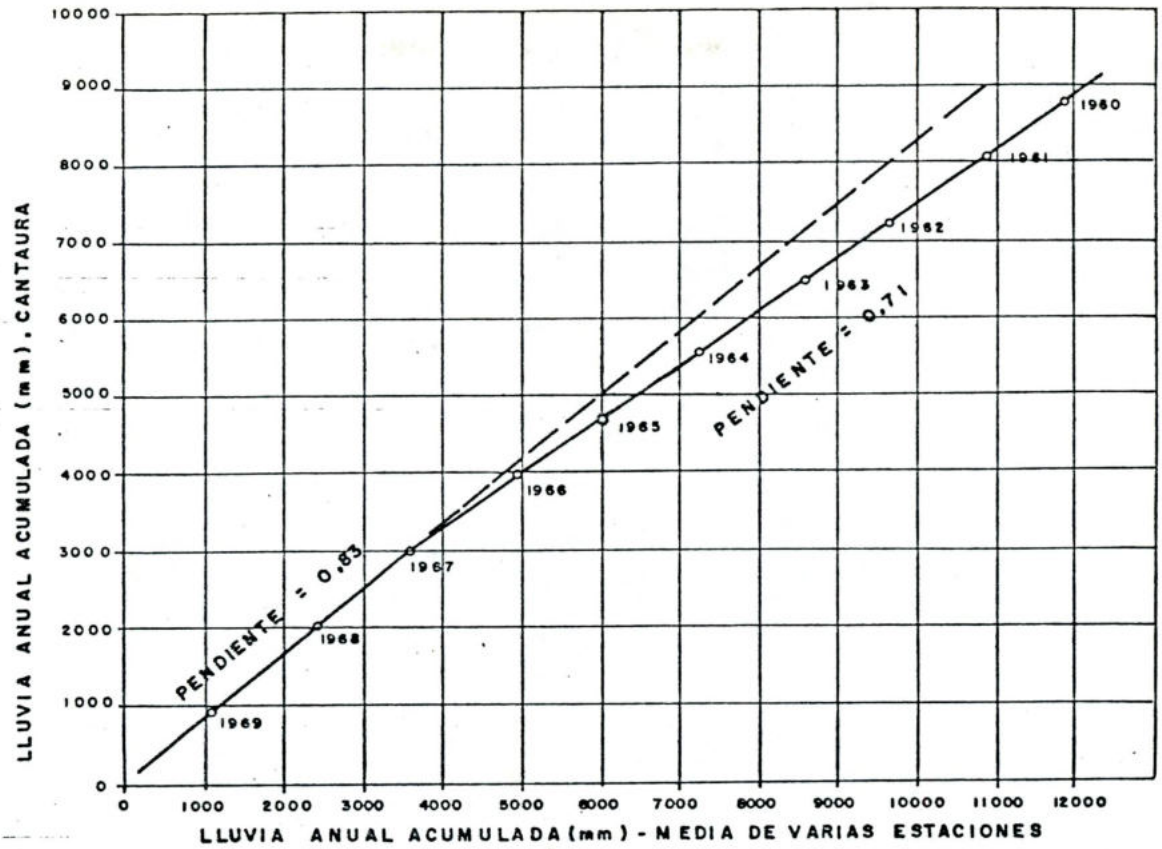
P_1 = lluvia ajustada,
X_2 = pendiente de la recta para el último período,
X_1 = pendiente de la recta para el período correspondiente a P_1,
P_0 = dato de lluvia observado.

Un estimado de un dato faltante puede llevarse a cabo -- usando la siguiente ecuación:

$$Px = \frac{Mx}{Ma} Pa \qquad (7.5)$$

donde:

Px = valor de precipitación para ser estimado,
Pa = valor de precipitación en la estación A - para el período correspondiente a X,



LLUVIA ANUAL ACUMULADA (mm)

AÑO	CANTAURA	MEDIA VARIAS ESTACIONES
1969	925	1193
1968	2016	2413
1967	3069	3626
1966	3879	5016
1965	4627	6101
1964	5535	7322
1963	6485	8591
1962	7242	9684
1961	8113	10868
1960	8925	11867

EJEMPLO DE AJUSTE

LA LLUVIA MEDIDA EN CANTAURA EN 1.963 ES 950mm

LA LLUVIA AJUSTADA DEBE SER:

$$P_{1963\ \text{AJUSTADA}} = \frac{0,83}{0,71} \times P_{1963\ \text{OBSERVADA}}$$

$$P_c = \frac{0,83}{0,71} \times 950 = 1112\ mm$$

FIGURA. 7.7 AJUSTE DE DATOS DE LLUVIAS MEDIANTE LA CURVA DE DOBLE MASA. ESTACION CANTAURA

Mx = pendiente de la curva doblemente masica para la estación X,

Ma = pendiente de la curva doblemente masica para la estación A.

Las pendientes de las dos curvas necesarias para el cálculo se obtienen de graficar cada una de las estaciones contra un grupo de estaciones adyacentes (una curva para cada estación).

En los casos que el dato faltante sea el correspondiente a un año, este puede tomarse por simple correlación líneal, directamente de la curva doblemente acumulativa.

7.4.3 Compensación de Registros Pluviómetricos Heterogéneos

El conocimiento del clima para su aplicación en los diversos campos de estudio, requiere del conocimiento exacto de los valores pluviométricos. Las variaciones de estos valores respecto al promedio verdadero serán más pobres o más dispares a medida que el número de años de la serie observada sea menor; por este motivo se hace necesario comparar los registros para obtener valores más cercanos a la realidad. En la Figura 7.9, se observa que una serie pluviométrica de 5 años presente un error del 15% con respecto a la media, y una serie de 20 años presente un error de sólo 3,2%, perfectamente permisible.

Al observar los registros pluviómetricos de las distintas estaciones distribuidas en la geografía nacional, se encuentra una gran disparidad en lo que se refiere al número de años de registros, siendo pocas las estaciones con un tiempo de observaciones tal que permita usarlas con suficiente confianza. Se hace necesario entonces, ajustar las series de datos a un mismo período de tiempo con el objeto de partir de una base más cierta y real. Se trata de obtener valores lo más cercanos posible a los valores verdaderos, suponiendo que estos últimos se puedan obte--

ner a partir de un período de 30 años de observaciones - confiables e ininterrumpidas. Un método de ajuste adecuado consiste en la utilización de la curva de masas por - diferencias para calcular la significación de los registros de período corto en relación a períodos largos de - registro en estaciones pilotos. El método fué desarrollado por el Dr. Fernando Key Sánchez y ha sido utilizado - ampliamente en diversos estudios hidrológicos y climatológicos en Venezuela y México.

Como primer paso del método se procede a seleccionar las estaciones pilotos, las cuales deben reunir los siguientes requisitos: a) poseer un registro largo en comparación con las demás estaciones en la zona bajo estudio, - b) el registro debe ser homogéneo, sin interrupciones y similar a los registros de las estaciones vecinas y c) - la observaciones efectuadas en la estación deben ser confiables. Como ejemplo de una estación piloto, se presenta la estación Sabana Grande representativa de la lluvia de la parte alta de la cuenca del río Tocuyo. En la Tabla 7.2 se presenta la información relativa a las lluvias anuales correspondientes a la estación Sabana Grande y - a un grupo de estaciones ubicadas en su vecindad.

El segundo paso consiste en corroborar si las estaciones pilotos se encuentran en condiciones similares a su grupo vecino, para lo cual se utiliza la técnica de la curva de doble masa tal como se ilustra en la tabla 7.3 y la figura 7.11 correspondientes a la estación Sabana Grande, según la cual se determina fácilmente que dicha estación es representativa de su grupo.

Luego se procede a determinar la zona de influencia de - cada una de esas estaciones pilotos, aplicando el método de los polígonos de Thiensen. La superficie de cada polígono constituye la zona de influencia de la estación piloto respectiva, y las estaciones que se encuentran dentro de esta zona serán compensadas con el período de -- aquella estación.

Tabla 7.2

Totales Anuales de Precipitación

Año Climatico	Sabana Grande	Guamas de Monay	Monay	Chejende
1943	1259	799	1331	1036
1944	1369	1774	1683	1273
1945	1407	1421	1589	1191
1946	830	1001	993	870
1947	1196	1339	1245	1156
1948	943	1271	1265	927
1949	1379	1393	1711	559
1950	2205	1495	2845	1185
1951	1244	921	1175	801
1952	1642	1092	905	678
1953	1319c	883	1064	1039
1954	1770c	1723	1467	1451
1955	1900c	2038	1527	1717
1956	1250c	1199	892	1093
1957	889c	1206	1057	895
1958	1085	1047	1381	669
1959	900	1031	865	921
1960	1130	937	995	846
1961	1135	1521	1309	1048
1962	1011	1283	1226	784

NOTA: Los valores marcados con "c" son datos corregidos mediante el doble ploteo de masa.

Tabla 7.3

Valores del Grupo de Estaciones Acumulados en Orden Cronológico Inverso

Año Climatico	Sabana Grande Est,Piloto	Guamas de Monay	Monay	Chejende	Suma	Media Acumulada
1943	25863	25376	26525	20137	97901	24475
1944	24604	24577	25194	19099	93474	23369
1945	23235	22803	23511	17826	87375	21844
1946	21828	21382	21922	16635	81767	20442
1947	20998	20381	20929	15765	78073	19518
1948	19802	19042	19684	14607	73135	18284
1949	18859	17771	18419	13680	68729	17182
1950	17480	16378	16708	13121	63687	15922
1951	15275	14883	13863	11936	55957	13989
1952	14031	13962	12688	11135	51816	12954
1953	12389	12870	11783	10457	47499	11875
1954	11070	11987	10719	9418	43194	10799
1955	9300	10264	9252	7967	36783	9196
1956	7400	8224	7725	6250	29599	7400
1957	6150	7025	6833	5157	25165	6291
1958	5261	5819	5776	4262	21118	5280
1959	4176	4772	4395	3593	16936	4234
1960	3276	3741	3530	2672	13219	3305
1961	2146	2804	2535	1832	9317	2329
1962	1011	1283	1226	784	4304	1076

Tabla 7.4

Fluctuación Anual de la Precipitación para el Período 1943-1962-
Según la Estación Piloto Sabana Grande

Año Climático	Lluvia Anual (mm)	% De La Media	Diferencias +	Diferencias -	Diferencias Acumuladas
1943	1259	97,22		2,78	2,78
1944	1369	105,71	5,71		2,93
1945	1407	108,65	8,65		11,58
1946	830	64,10		35,90	-24,32
1947	1196	92,36		7,64	-32,96
1948	943	72,82		27,18	-59,14
1949	1379	106,49	6,49		-52,65
1950	2250	173,75	73,75		20,10
1951	1244	96,06		3,94	17,16
1952	1642	126,79	26,79		43,95
1953	1319	101,85	1,85		45,80
1954	1770	136,68	35,68		82,48
1955	1900	146,72	46,72		129,20
1956	1250	96,53		3,48	125,72
1957	889	68,65		31,35	94,37
1958	1085	83,78		16,22	78,15
1959	900	69,50		30,50	47,65
1960	1130	87,26		12,74	34,91
1961	1135	87,64		12,36	22,55
1962	1011	78,07		21,93	0,62

Σ = 25897
LL = 1295

Tabla 7.5

Registros Pluviométricos Compensados al Período 1943-1962
Según la Estación Piloto Sabana Grande

Estación	Período Considerado	Promedio Registrado	Corrección para Compensar	Promedio Compensado
San Antonio	1960-1962	1028	+ 16%	1192
Chejendé	1943-1962	1004		1004
Monay	1943-1962	1326		1326
Guamas de Monay	1943-1962	1269		1269
Prieto López	1950-1962	1005	- 4%	965
Cují	1950-1962	915	- 4%	878
Puricaure	1950-1962	891	- 4%	855
Quebrada Arriba	1950-1962	1109	- 4%	1065
La Portería	1961-1962	1122	+ 17%	1313
Sabana Grande	1943-1962	1295		1295

A, B, C... = Estaciones Pilotos

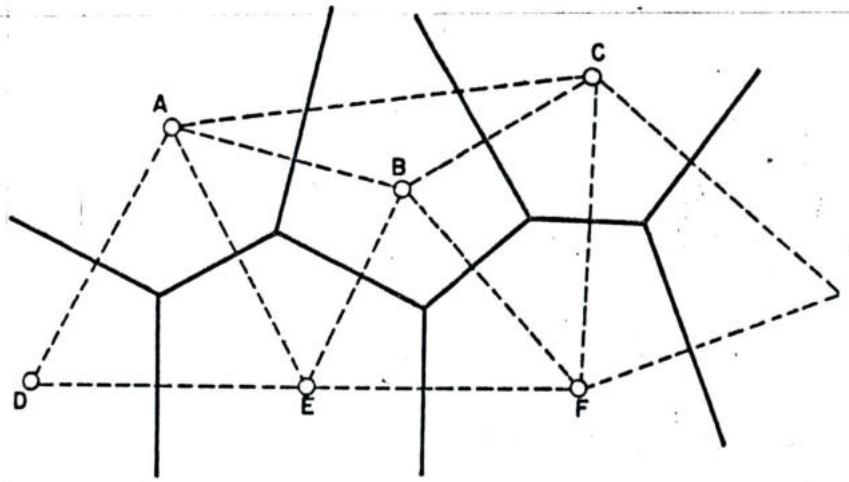
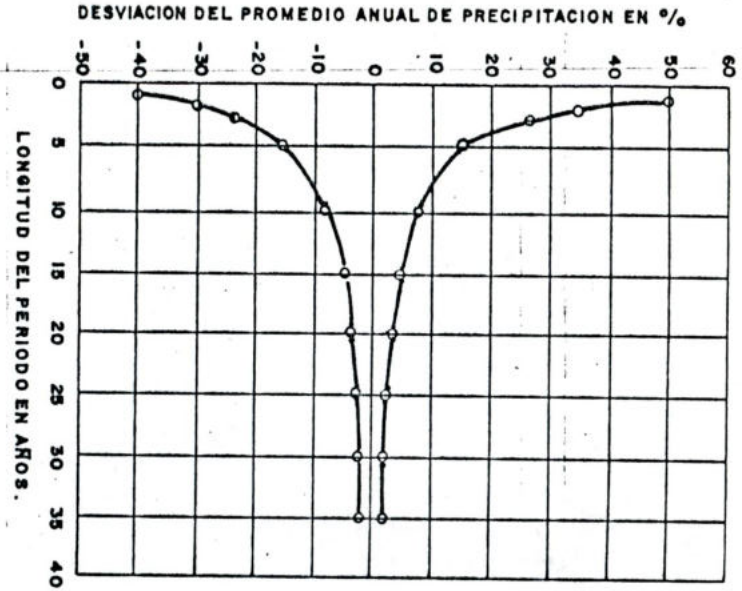


Figura: 7.8 Homogeneización de datos pluviométricos. Poligonos de Thiessen.

Figura: 7.9



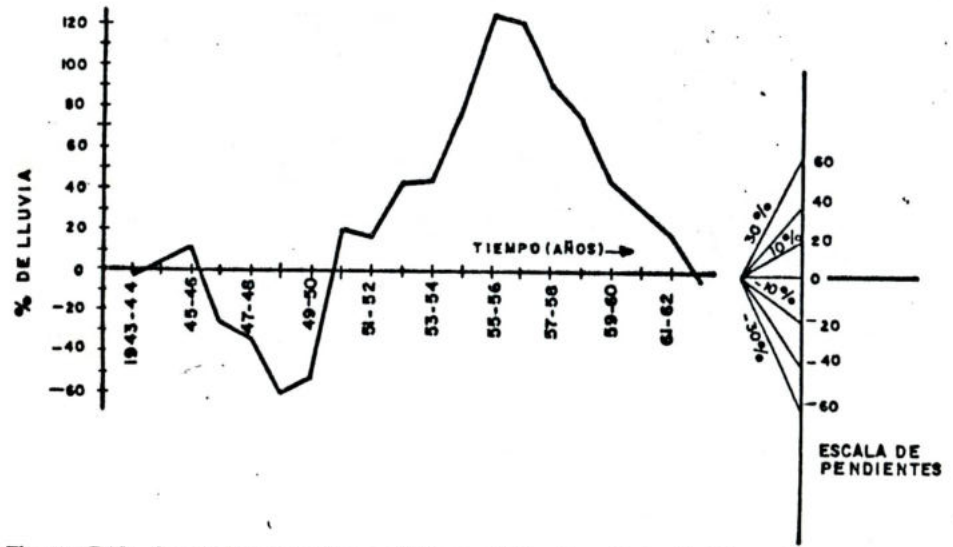


Figura: 7.10 Curva de masa diferencial de precipitación – Estación Piloto: Sabana Grande. Periodo: 1.943-44/ 1.962-63.

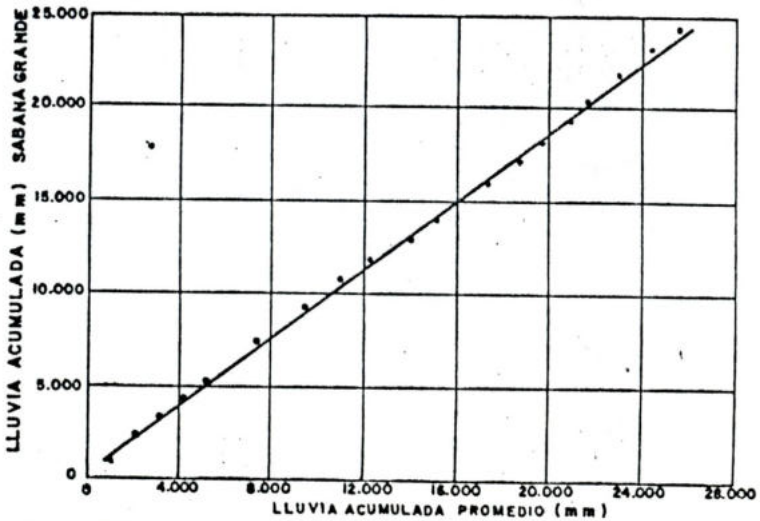


Figura 7.11 Doble ploteo de masa para la estación piloto Sabana Grande.

La curva de masa por diferencias se obtiene a partir de -- una serie climatológica de lluvia, al plotear contra el -- tiempo, los acumulados cronológicos de las desviaciones de cada valor en la serie con respecto a la media de la serie.(6)

La pendiente de la curva de masa por diferencias resultante indíca la tendencia de la lluvia. La amplitud de la curva de masa indica la extensión de la deficiencia bajo, o - el exceso sobre, la media. Una pequeña amplitud indica baja variabilidad de la lluvia; además, la curva de masa da indicaciones de tendencias.

En la tabla 7.4 se muestra los cálculos de las diferencias, expresadas en porcentajes de las lluvias anuales respecto al promedio de 20 años de la estación Sabana Grande y la - suma acumulada de esas diferencias tomando en cuenta su -- signo. A partir de esas diferencias acumuladas se obtiene la curva de masas por diferencias correspondiente, mostrada en la fig. 7.10. El procedimiento se realiza para cada estación piloto. En base a las curvas de masas se procede a -- compensar los resultados parciales de las distintas esta-- ciones de la siguiente manera: Se ubica sobre la curva de la estación piloto respectiva los puntos correspondientes al año anterior, al inicial y al año final del período de - registro de la estación que se desea compensar; se une mediante una recta los dos puntos encontrados sobre la curva diferencial y se calcula la pendiente de esa recta, expresándolas como porcentaje. Aplicando estos porcentajes se puede calcular un valor muy aproximado de la lluvia media verdadera de cada estación tal como se muestra en la ta-- bla 7.5.

7.5.- Precipitación Media Sobre un Area

En la mayoría de los estudios hidrológicos es necesario - conocer el promedio de la lluvia sobre un área determinada y para ello se asimila las mediciones en estaciones in

(6) Benavides, Guevara y Andrade. Método para Compensar - Registros Climatológicos Heterogeneos MAC. 1968.

dividuales a lluvias medias sobre el área en estudio. Para este fín, se ha ideado varios métodos, entre los cuales -- los más importantes son: el método aritmético, el método - de los polígonos de Thiessen y el método isoyético.

7.5.1 El Método Aritmético

Es el más sencillo de todos y se basa en una distribución uniforme de la lluvia sobre el área. Es lógico pensar que con un mayor número de pluviómetros se obtendrá una media más exacta. Este método tiene sus limitaciones debido a - que se le asigna igual influencia a todas las estaciones, y es valedero en regiones llanas si los pluviómetros es-- tán distribuídos uniformemente, ya que, como se sabe, la distribución de la lluvia está influída por los acciden-- tes topográficos. En la figura 7,12 se muestra un ejemplo de aplicación del método.

7.5.2 El Método de los Polígonos de Thiessen

Consiste en calcular una lluvia ponderada de las estaciones pluviométricas en base a tamaño de sus respectivas áreas de influencia, determinadas por poligonos cuyos lados resultan de trazar las mediatrices de los lados de -- los triángulos, que forman cada tres estaciones en la --- cuenca, considerando que cada una de las estaciones tiene influencia en la parte de la cuenca comprendida entre las dos medianas inmediatas al vértice en que se encuentra la estación estudiada. Este método tiene la ventaja de -- que la distribución de los pluviómetros puede ser no uniforme, ya que se provee un factor de peso a cada estación es decir, una indicación de la influencia de cada esta-- ción en un área determinada.

El área de cada polígono constituye el área de influencia de la estación correspondiente: se mide estas áreas y se -

les expresa como porcentajes del área total de la cuenca. La precipitación promedio pesada se calcula multiplicando la precipitación de cada estación por el porcentaje de área que le corresponde y totalizando estos productos. Los resultados obtenidos son más precisos que los que proporciona el método aritmético; sin embargo, este método no considera la influencia orográfica, es decir, que al igual que el método aritmético considera la distribución de la lluvia homogénea en cuanto se refiere al relieve sin tomar en cuenta los accidentes topográficos; además es inflexible; cada estación que se agregue o elimine en el área en cuestión, afecta la influencia de las demás estaciones. Es recomendable en terrenos llanos o ligeramente ondulados donde las elevaciones no influyen en la circulación del aire. En la Figura 7.13 se presenta un ejemplo de aplicación.

7.5.3. El Método Isoyético

Es el más preciso para estimar la precipitación media sobre un área. Consiste en plotear las estaciones pluviométricas en un plano de la cuenca y trazar líneas de igual precipitación, denominadas isoyetas, interpolando entre los valores de las estaciones.

Una vez obtenidas las isolíneas de precipitación se determina las áreas interisoyéticas (encerradas entre cada dos isoyetas); estas áreas se multiplican por el promedio de la lluvia interisoyética (entre las dos isoyetas), los productos se suman y finalmente la sumatoria se divide por el área total de la cuenca, obteniéndose así la lluvia media sobre esa área. Este método permite también, averiguar la precipitación de una estación cualquiera, cuyo registro no se haya efectuado durante una tormenta determinada. Con este método el analista puede hacer uso de sus conocimientos de la orografía del lugar y de la morfología de la tormenta; es decir, toma en cuenta las cantidades

de precipitación ocurrida, su distribución y los factores terrestres que la afectan. En la Figura 7.14 se presenta - un ejemplo de aplicación.

Normalmente, cuando se calcula la lluvia media por el método isoyético, la lluvia promedio en cada banda o zona interisoyética se toma como la media de los valores de las - isoyetas límites. Sin embargo, se puede determinar un valor medio más preciso para una banda interisoyética si se toma en cuenta no sólo el área entre isoyetas, sino también las longitudes de las mismas. La altura de lluvia promedio entre las isoyetas viene dada entonces, por la siguiente expresión sencilla:

$$r = B + \frac{i}{3} \frac{(2a + b)}{(a + b)} \qquad (7.6)$$

donde:

b = longitud de la isoyeta de menor valor (B)
a = longitud de la isoyeta de mayor valor (A)
i = intervalo entre isoyetas (A - B)

7.6.- Trazado de Isoyetas

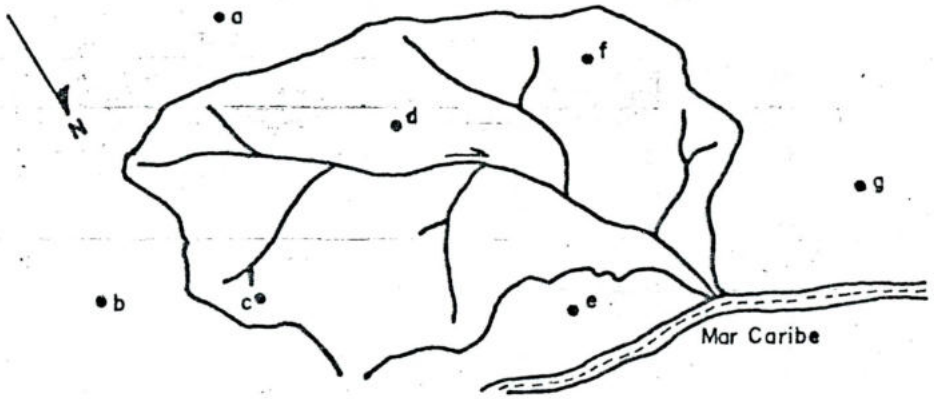
Para el trazado de isoyetas se recomienda la aplicación de los siguientes criterios generales:

7.6.1 Intervalos

Normalmente se suele utilizar los siguientes intervalos para el trazado de las isoyetas:

1) Isoyetas anuales: de 100 en 100 mm; sin perjuicio de -- que en las zonas altas, con lluvias fuertes, pueda duplicarse el intervalo y, por el contrario, en zonas de lluvias bajas, deban dibujarse de 50 en 50 mm.

Cuenca del Rio Mitare · Edo. Falcon. Ejemplos de Cálculos de la lluvia media sobre area por los métodos: Aritmético, Polígonos de Thiessen y el Isoyético.



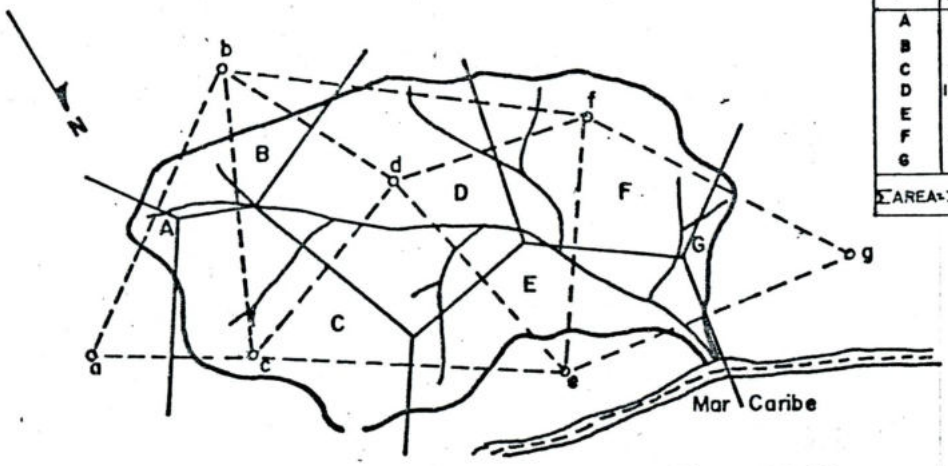
ESTACION	LLUVIA (mm)
a	568
b	676
c	624
d	490
e	584
f	456
g	435
Nº TOTAL DE ESTACIONES = 7	ΣLL=3833

FIGURA 7.12 Método Aritmético

$$\text{Lluvia Media} = \frac{\sum LL}{\text{No. Estac.}} = \frac{3833}{7} = 548\ \text{mm}$$

CALCULO DE LA LLUVIA MEDIA

Segmento	Area (Km^2)	Estacion Comprendida	Lluvia (mm)	Area de influencia x lluvia
A	60	a	586	35186
B	306	b	676	204950
C	642	c	642	400000
D	1350	d	490	662000
E	405	e	584	236500
F	680	f	456	310000
G	62	g	435	28300
ΣAREA=3305		Σ(Area de inf x lluvia=1848836		



ESTACION	LLUVIA (mm)
a	568
b	676
c	624
d	490
e	584
f	456
g	435

FIGURA 7.13 Método Polígonos de Thiessen

$$\text{Lluvia Media} = \frac{\sum A \times LL}{\sum A} = \frac{1848836}{3505} = 527\ \text{mm}$$

CALCULO DE LA LLUVIA MEDIA

ISOYETA (mm)	Lluvia Media (mm)	Area parcial (Km^2)	Area Acumulada (Km^2)	Area parcial x Lluvia media
650	675	118	118	79650
600	625	593	711	370625
550	575	845	1556	485875
500	525	893	2449	468825
450	475	790	3239	375250
<450	425	266	3505	113050
Σ Area parcial x Lluvia media=1893275				

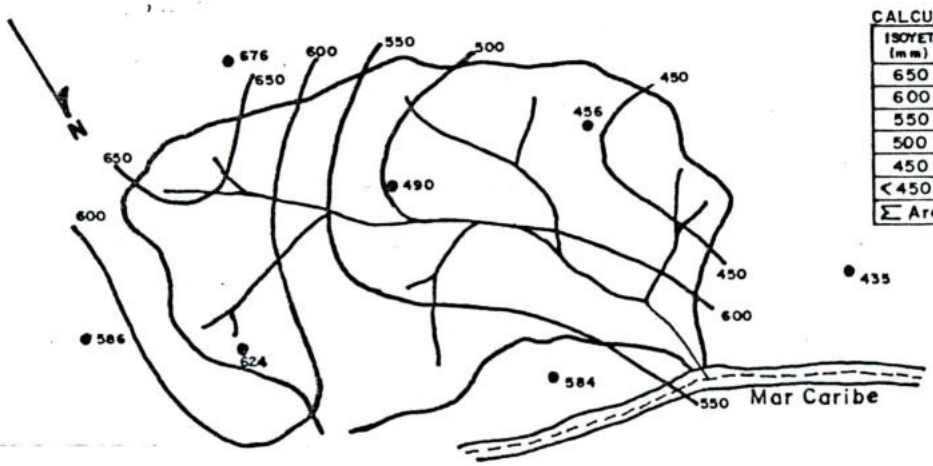


FIGURA 7.14 Método Isoyético

$$\text{Lluvia Media} = \frac{\sum A \times LL}{\sum A} = \frac{1893275}{3505} = 540\ \text{mm}$$

2) Isoyetas mensuales: 10 mm, aunque en los meses de es-- tiaje se utiliza un intervalo mitad, e incluso menor.

3) Isoyetas diarias: el intervalo viene condicionado por los datos, aunque, lo más común es 10 mm.

7.6.2 Mapas Bases

Se utiliza planos en las escalas que se indica a continuación, en base al área de la superficie sobre la cual se - trazará las isoyetas.

Escala	Area de Cuenca (km^2)
1:25.000	A $\leq$ 500
1:50.000	500 $<$A $\leq$ 1000
1:100.000	1000 $<$A $\leq$ 5000
1:200.000	5000 $<$A $\leq$ 10.000
1:500.000	A $>$ 10.000

En estos planos se sitúa las estaciones con indicación de sus altitudes y valores pluviométricos.

7.6.3 Trazado

En general el trazado de las isoyetas se realiza por interpolación entre los valores de las estaciones, pero es necesario considerar ciertos aspectos que implican la no linealidad de dicha interpolación, debiendo aplicarse los si-- guientes criterios:

1) La precipitación aumenta con la altura, especificamente en el lado de barlovento; por lo tanto, para el trazado de las isoyetas es necesario considerar la orientación del frente de lluvia, el cual viene dado por la direc-- ción de los vientos predominantes.

2) En las zonas llanas las isolíneas tienden a tener una separación más uniforme.

3) El gradiente de las isoyetas aumenta con la precipitación, por lo que las isolíneas se acercan hacia los centros de alta precipitación.

4) Aún en casos de buenos registros, puede existir diferencia entre el valor medido y el valor real, por lo que no debe forzarse una isoyeta para respetar un valor de una estación en forma precisa, alterando el patrón general.

El trazado de las isoyetas se facilita aislando los centros de altas y bajas precipitaciones y comenzando con un intervalo dos o tres veces mayor que el seleccionado para el plano definitivo, el cual depende de los valores de precipitación involucrados, haciendo luego interpolaciones sucesivas. El intervalo debe mantenerse constante a fín de facilitar la visualización, sin embargo en situaciones de muy alto o bajo gradiente se justifica un cambio. En caso de estrechamiento muy pronunciados, condicionados por los datos, la isoyeta debe separarse en dos sectores como se muestra en la Figura 7.15.

Si las líneas del mismo valor quedan muy próximas, deben unirse a fin de dar un aspecto menos forzado como se muestra en la figura 7.16 salvo en aquellos casos definidos por uno o más valores registrados.

Puede darse el caso de un área indefinida por las mediciones y que, según el trazado, pertenezca a una línea de alta o baja precipitación tal como se muestra en la figura 7.17 En estos casos es conveniente considerar el frente de precipitación, si está definido, o bien trazar una o varias isolíneas intermedias a fín de definir mejor el área en situación dudosa; esto debe ser aplicado a cualquier trazado no paralelo.

En la figura 7.18 se ilustra algunos casos de análisis erróneos evidentes.

ILUSTRACION DE CRITERIOS PARA EL TRAZADO DE ISOYETAS.

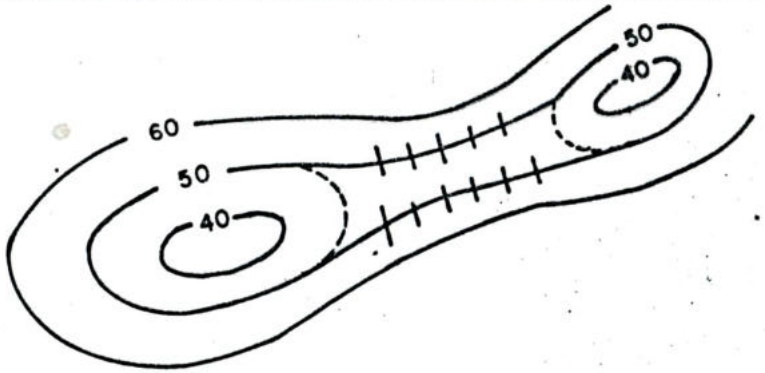


FIGURA: 7.15 Estrechamiento pronunciado de las isoyetas.

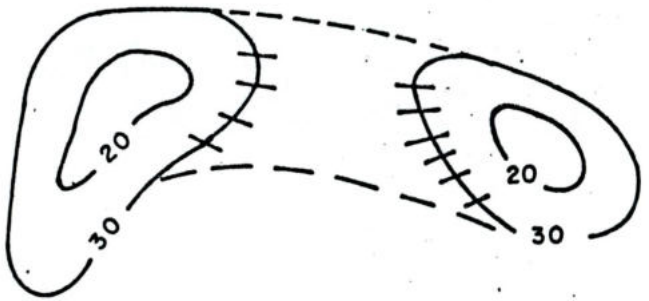


FIGURA: 7.16 Isoyetas del mismo valor muy proximas

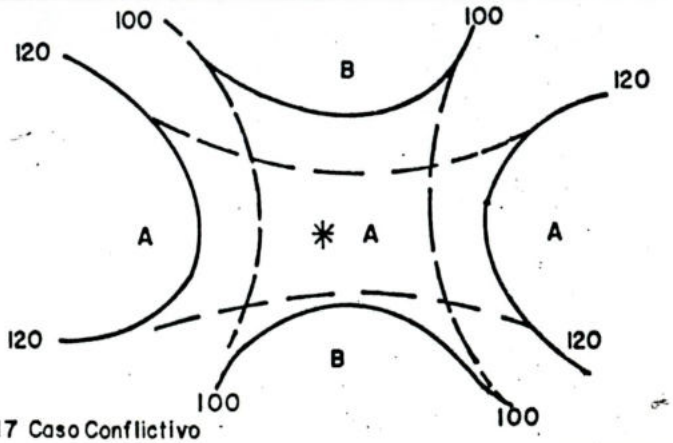
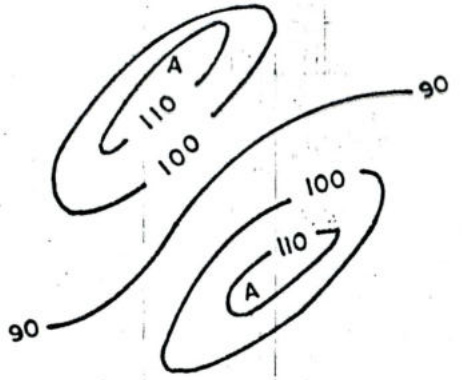
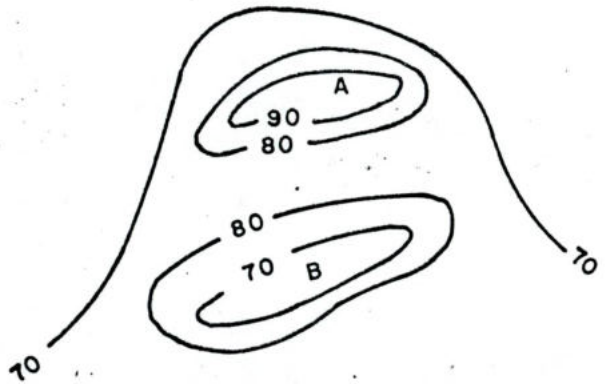


FIGURA: 7.17 Caso Conflictivo

Caso: A



Caso: B



Caso: C

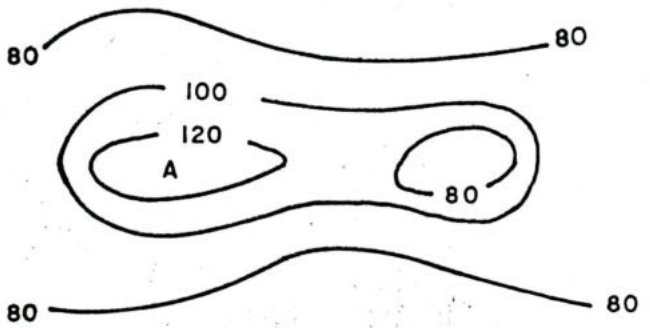


FIGURA: 7.18 Casos comunes de análisis erróneos de isoyetas.

Una buena técnica de trazado de isoyeta debe considerar algunos factores independientes de los datos. En primer lugar, no debe convertirse la isoyeta en un trazado analítico condicionado unicamente a los datos, como si las isoyetas fueran curvas de nivel; debe tenerse en cuenta que los datos - con 100% de garantía pueden ofrecer diferencias entre el valor real y el medido en el orden de ± 10%. Por ello no debe forzarse la isoyeta para respetar un determinado valor, -- siempre que las diferencias se encuentren dentro de los límites citados. Así mismo, no debe considerarse datos aislados que no encajen en la tónica general de la zona, aún en el caso de que estos datos puedan ser reales, ya que su influencia en los valores medios de las lluvias en las cuencas es muy pequeña. Finalmente, hay que considerar que, -- cuantitativamente, la teoría de que la lluvia aumenta con - la altitud, es cierta, siempre que se considere para el trazado de la isoyeta la orientación del frente de lluvia, y - la consideración de que, en promedio, el máximo suele producirse a 1/3 de la cumbre. Es fundamental considerar el relieve, para lo cual debe trazarse las isoyetas con la ayuda de un plano de curvas de nivel y considerar antes del trazado los efectos de ladera y valle, y, especificamente, la dirección de los vientos, para ajustar las isoyetas, sobre todo en las divisorias.

7.6.4 Extensión del Análisis

En análisis de tormentas, es conveniente abarcar el evento completo tanto en tiempo como en área, salvo casos en los cuales se defina un período o un área. En casos de análisis de lluvias mensuales, anuales o promedios el área queda definida por el propósito del análisis, ya sea una cuenca, una zona geográfica o una zona administrativa.

En general, los patrones isoyéticos de tormentas en una zona orográfica tienden a ser semejantes al patrón isoyético

medio anual, como se ilustra en las figuras 7.19 a,b,c y d.

7.6.5 Método de Anomalias

Para el trazado de isoyetas en zonas montañosas con esca-- sez de datos, se utiliza el método de anomalías, haciendo la hipótesis de que los factores predominantes en la llu-- via son la altitud y las características meteorológicas de la cuenca, por lo cual se divide la cuenca total en zonas parciales, por criterios de afinidad hidrológica y correla ciones de altitud-lluvia y se aplica la correspondiente re lación para obtener sendas nuevas series. La diferencia en tre las series originales y las obtenidas (anomalías) se - pasan a un plano topográfico y se traza las isolíneas de - las diferencias citadas. A partir de la correlación alti-- tud lluvia y el mapa de anomalías,se corrige o estima la - lluvia en todos los puntos necesarios para el trazado de - las isoyetas. La utilización de éste método es muy útil en cuencas en que la densidad y garantía de las estaciones no es muy grande, y debe emplearse en las zonas de mayor alti tud, fundamentalmente como contraste de las correcciones o interpolaciones realizadas por el método de dobles acumula ciones en estas zonas.

7.7.- Intensidad de la Lluvia

A menudo se observa en un aguacero diferentes formas de ma nifestarse de acuerdo a la mayor o menor cantidad de agua que precipite en determinado lapso de tiempo. Se dice vul- garmente que llueve suave o fuerte. Estos términos con los cuales se describe la forma como ocurre la precipitación - constituyen en cierto modo una expresión de la medida de - la intensidad de la lluvia. En términos técnicos la inten- sidad se define como el volúmen de agua que precipita por unidad de tiempo, y en Venezuela se expresa generalmente en unidades de mm/hora ó lts/seg/ha.

SEMEJANZA DE LOS PATRONES ISOYETICOS MEDIO ANUAL Y DE TORMENTAS EN ZONAS OROGRAFICAS

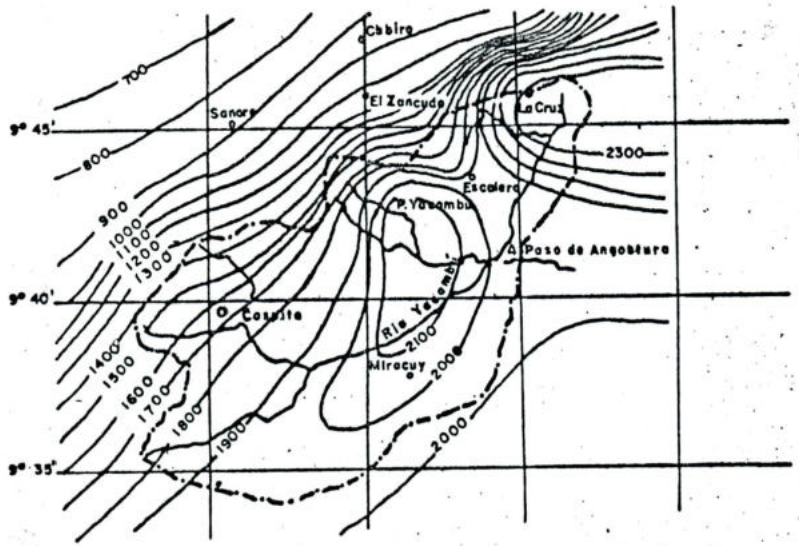


FIGURA: 7.19 a Cuenca Río Yacambú en Paso Angostura — Isoyetas medias anuales compensadas al periodo 1.953-72 (21 años)
Lluvia media anual: 1.907 mm

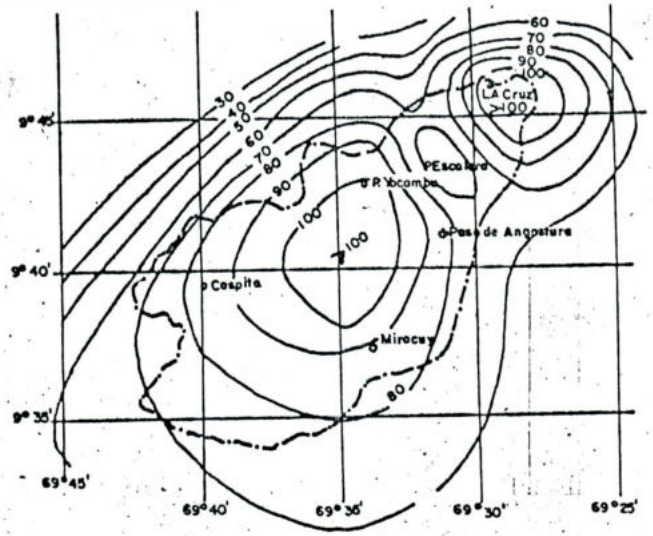


FIGURA: 7.19 b Analisis isoyético — Tormenta del 23/06/72
Sobre la Cuenca del rio Yacambu

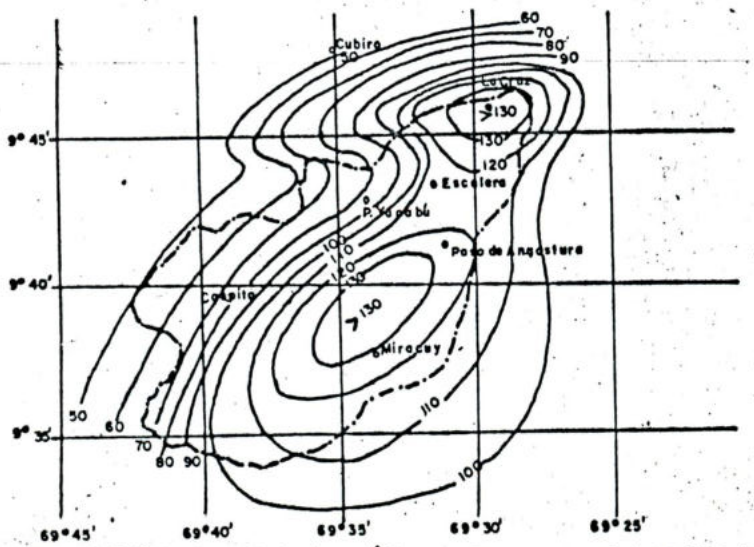


FIGURA: 7.19c Analisis Isoyético — Tormenta del 20/10/70
Sobre la Cuenca del rio Yacambu.

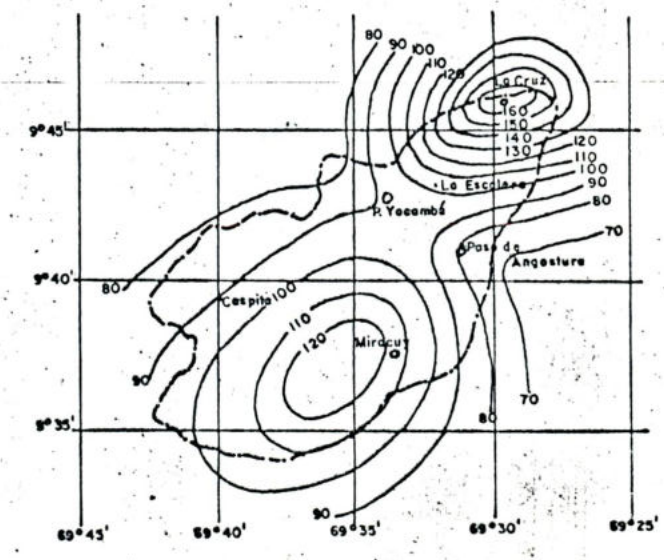


FIGURA: 7.19d Analisis isoyético — Tormenta del 10/02/70
Sobre la Cuenca del rio Yacambu.

Existen varias maneras de determinar la intensidad de una lluvia. Si se trata de un cántaro (pluviómetro no registrador), debe anotarse la hora de comienzo y fín del aguacero; sería también deseable cualquier otro dato complementario, como una lectura intermedia. Con estos datos se puede elaborar una curva de masas (lluvia vs. tiempo) la cual es -- más fácil de elaborar cuando se trata de un pluviómetro registrador, puesto que de las gráficas se puede obtener la precipitación registrada en función del tiempo. Se puede - también determinar la intensidad mediante el análisis de - la lluvia para agruparla en períodos cortos determinando - sus incrementos respecto al tiempo y obteniendo las intensidades máximas que luego se plotean para dibujar curvas - de intensidad y frecuencia, lo cual se tratará más adelante.

7.8.- Duración de la Lluvia

La duración de la lluvia es el tiempo comprendido entre el comienzo y el final de la lluvia; este final puede corresponder al tiempo total o al momento hasta el cual la lluvia es significativa para los efectos prácticos. La lluvia según su duración, puede denominarse como corta, cuando la duración es menor de 120 minutos, o larga, cuando la duración es mayor de 120 minutos.

La intensidad de la lluvia depende de la duración de ésta, teniendo, generalmente, las lluvias de corta duración intensidades mayores que las lluvias de larga duración.

7.9.- Frecuencia de la Lluvia

La técnica más común en Venezuela para el análisis de frecuencia de lluvias es el Método de Gumbel basado en la distribución de valores extremos.

El análisis de frecuencia y las conclusiones a las cuales

se llega son muy particulares para la región en estudio -- porque la lluvia es un fenómeno de mucha variabilidad. También, como consecuencia de esa variabilidad, el error en - la estimación de la frecuencia es función del número de -- años observados, y su aplicabilidad depende del criterio - del ingeniero.

Se puede hacer estimaciones de frecuencia para varias estaciones ubicadas en un área determinada y para duraciones - determinadas, plotear esos valores en un mapa de la región y trazar isolíneas de igual frecuencia, de donde, mediante interpolación, se puede estimar valores para puntos sin - medición (como ejemplo ver figura 7.22).

7.10.- Relaciones de Intensidad - Duración - Frecuencia (IDF)

Las relaciones entre la intensidad de la lluvia, el tiempo durante el cual ocurre y la frecuencia con la cual se repite son de gran interés para el ingeniero. Las dimensiones de obras tales como drenajes, aliviaderos, canales, etc., se basan en la predicción de las tres variables anteriores; sin embargo, debe tenerse criterio para el desarrollo y empleo de estas relaciones de acuerdo a la seguridad y la economía de las obras.

Si en un sistema de ejes coordenados se lleva sobre el -- eje de las ordenadas los valores de intensidad de lluvia correspondientes a una frecuencia dada y sobre el eje de las abscisas las duraciones correspondientes a las distintas intensidades, se obtiene curvas como las mostradas en la figura7.23las cuales constituyen las relaciones de intensidad-duración más comounes utilizadas por el ingeniero.

Para el desarrollo de las relaciones mencionadas, debe observarse ciertas normas:

1) La lluvia de una estación determinada puede tomarse como una lluvia puntual aplicable a un área circundante pequeña de alrededor de 3 km^2, sin embargo, en nuestro

medio, Venezuela, que es una región tropical, los fenómenos son tan locales que debe tenerse cuidado en la -- aplicación rígida de esta norma.

2) La frecuencia de ocurrencia de una cantidad de lluvia - sobre un área determinada, es difícil de determinar con un grado de certeza suficiente cuando los datos disponibles son pocos y las lluvias son de corta duración.

3) La frecuencia promedio no significa periodicidad, o sea que el valor esperado una vez cada 50 años no ocurrirá exactamente cada 50 años.

El concepto de frecuencia es muy incierto para tomarlo al pié de la letra; cuando se trata de resolver problemas que incluyan la frecuencia, se recomienda el estudio a fondo - de los pluviogramas y un buen criterio basado en los propósitos que ha de cumplir la obra a proyectarse en lugar de utilizar el criterio matemático estricto.

En las tablas 7.6y7.7 se muestra una serie de datos de intensidad y el cálculo de frecuencia correspondiente. En la figura 7.22 se ilustra las curvas I-D-F resultantes.

Tabla 7.6

Datos de Intensidad de Lluvia (mm/hr) Estación Santo Domingo.

m	1h	2h	3h	6h	9h
1	80	48	38	27	19
2	70	40	35	24	17
3	59	40	31	21	16
4	55	36	31	18	15
5	53	35	28	18	13
6	50	35	28	17	13
7	50	34	28	17	12
8	50	34	27	15	12
9	49	33	25	15	11
10	48	33	25	15	11
11	48	30	25	15	11
12	47	30	25	15	11
13	47	29	24	15	10
14	47	28	24	15	10
15	46	28	22	14	10

Tabla 7.7

Intensidad de Lluvia - Análisis de Frecuencia

	OPERACION	1h	2h	3h	6h	9h
1.	Σx	799	513	416	261	191
2.	n	15	15	15	15	15
3.	$\bar{x}$ = (1)/(2)	53.3	34.2	27.7	17.4	12.7
4.	ΣX^2	43867.0	17949.0	11808.0	4743.0	2541.0
5.	$\bar{x} \Sigma x$ = (1)x(3)	42586.7	17544.6	11523.2	4541.4	2425.7
6.	$\Sigma X^2 = (4)-(5) = \Sigma(x-\bar{x})^2$	1280.3	404.4	284.8	201.6	115.3
7.	$S^2 = (6)/(n-1)$	91.4	28.9	20.3	14.4	8.2
8.	$S_x = \sqrt{(7)}$	9.56	5.38	4.51	3.80	2.87
9.	Sn	1.0206	1.0206	1.0206	1.0206	1.0206
10.	yn	0.5128	0.5128	0.5128	0.5128	0.5128
11.	1/a = (8)/(9)	9.37	5.27	4.41	3.72	2.81
12.	y n/a = (10)x(11)	4.80	2.70	2.26	1.91	1.44
13.	u = (3)-(12)	48.5	31.5	25.44	15.49	11.26
14.	(11)x.3665	3.43	1.93	1.62	1.36	1.03
15.	(11)x1.4999	14.05	7.90	6.61	5.58	4.21
16.	(11)x2.2502	21.08	11.86	9.92	8.37	6.32
17.	(11)x3.1985	29.97	16.86	14.10	11.90	8.99
18.	(11)x3.9019	36.56	20.56	17.21	14.51	10.96
19.	(11)x4.6001	43.10	24.24	20.29	17.11	12.93
20.	X_2 = (13) + (14)	51.93	33.43	27.06	16.85	12.29
21.	X_5 = (13) + (15)	62.55	39.40	32.05	21.07	15.47
22.	X_{10} = (13) + (16)	69.58	43.36	35.36	23.86	17.58
23.	X_{25} = (13) + (17)	78.47	48.36	39.54	27.39	20.25
24.	X_{50} = (13) + (18)	85.06	52.06	42.65	30.00	22.22
25	X_{100} = (13) + (19)	91.60	55.74	45.73	32.60	24.19

7.11.- Distribución de la Lluvia en el Area

Frecuentemente la densidad de las estaciones disponibles en una cuenca no es suficiente para permitir el trazado de isoyetas con el objeto de estimar la lluvia media sobre la misma, lluvia ésta que, lógicamente, es menor que la puntual - medida por alguna estación cerca del centro de la tormenta; esto obliga a recurrir a la transposición de un factor de - reducción de la lluvia en el área, partiendo de una lluvia puntual medida en la cuenca. Se transpone entonces, de otra cuenca o región similar, una curva de altura de lluvia vs.

área. El factor de reducción se puede estimar también a -- partir de algún patrón isoyético en la misma cuenca. Como ejemplo, se presenta la curva de la figura 7.20 derivada - con un estudio de 50 tormentas analizadas por la Dirección de Hidrología del MARNR (en este caso la lluvia se expresa como un porcentaje de lluvia puntual, lo cual también es - usual). Se puede notar como una característica del clima - tropical, el rápido decrecimiento de la intensidad de la - lluvia promedio con el aumento del área.

La elaboración de estas curvas es sencilla y sólo requiere dibujar el mapa isoyético de la tormenta, determinar las - áreas encerradas por las isoyetas partiendo del centro de la lluvia en forma progresiva hasta cubrir toda la cuenca, calcular la lluvia media correspondiente a cada área y luego plotear los porcentajes de esas lluvias medias respecto a la puntual en el centro, contra las áreas correspondientes.

7.12.- Distribución de la Lluvia en el Tiempo

Generalmente los datos de lluvia más accesibles son los -- correspondientes a los registros diarios, es decir, de duración igual a 24 horas; otras veces resulta tedioso, consume mucho tiempo, o no lo justifica la precisión requerida en el trabajo, elaborar mapas isoyéticos para unidades de tiempo submúltiplos de la duración de la tormenta (como por ejemplo una hora) con el objeto de conocer la distribución de la lluvia en el tiempo durante la tormenta; o finalmente, en otros casos no se dispone de aparatos registradores dentro de la cuenca, sino sólo de cántaros, la -- lectura de los cuales se hace cada 24 horas.

Uno de los propósitos usuales en el estudio de la lluvia en una cuenca es determinar los hidrogramas de las crecientes aplicando una lluvia conocida o supuesta, a hidrogramas índices denominados hidrogramas unitarios. El uso de -

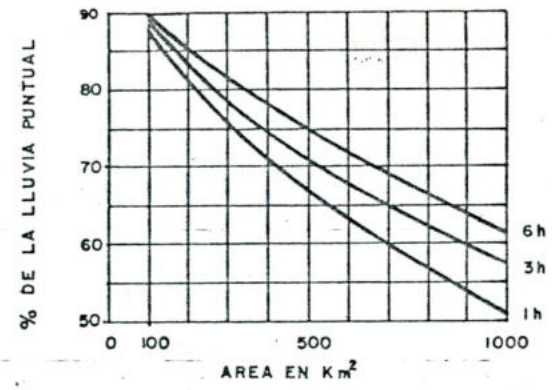


FIGURA 7.20 Curvas de reducción de la lluvia por area.

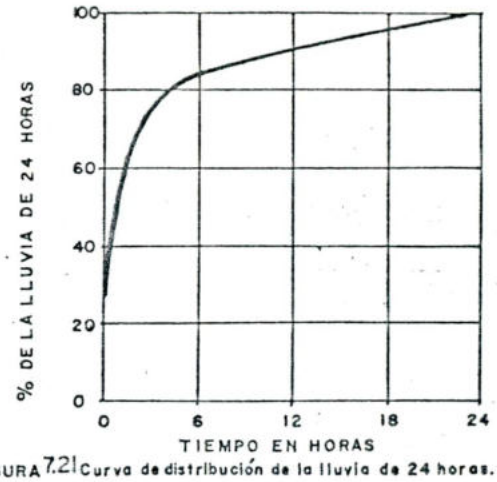


FIGURA 7.21 Curva de distribución de la lluvia de 24 horas.

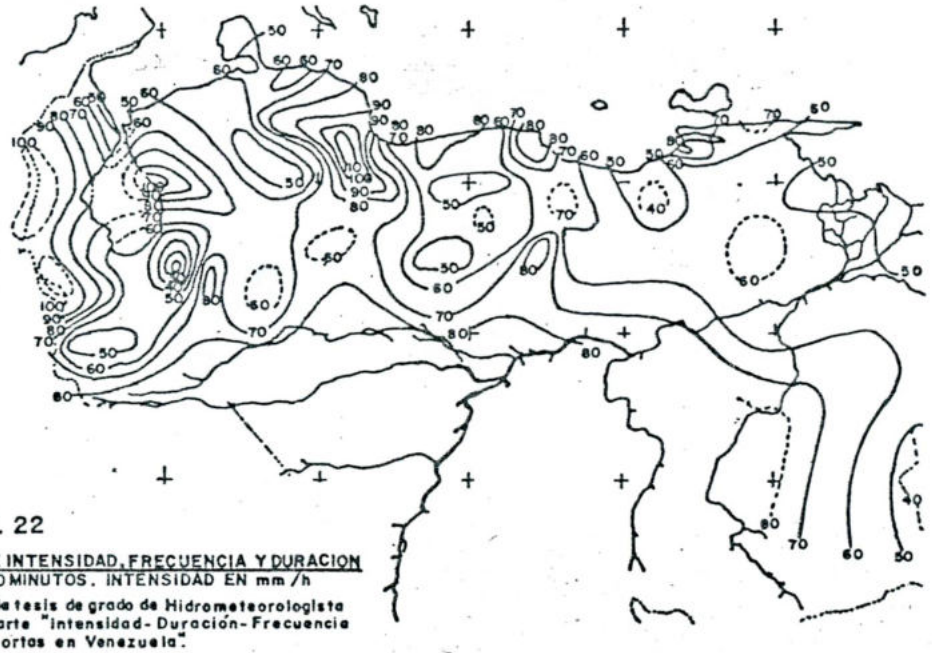


FIGURA 7. 22

ISOLINEAS DE INTENSIDAD, FRECUENCIA Y DURACION
10 AÑOS - 60 MINUTOS. INTENSIDAD EN mm /h

Tomado de la tesis de grado de Hidrometeorologista de R.J. Guilarte "Intensidad- Duración- Frecuencia de lluvias cortas en Venezuela".

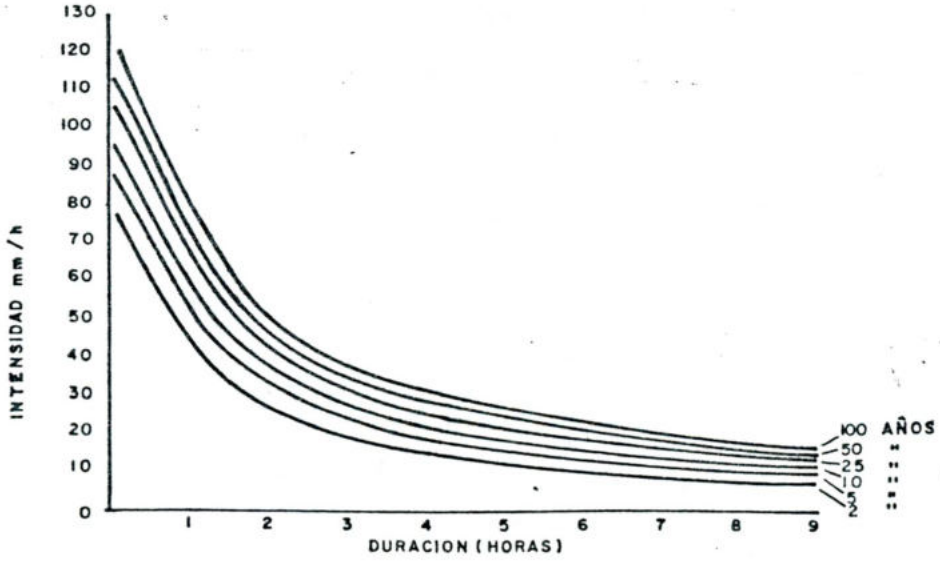


FIGURA: 7.23 Curvas de Intensidad – Duración – Frecuencia (Estación Cúa Tovar).

tal método requiere conocer la distribución de esa lluvia en el tiempo. Cuando se trabaja con datos diarios, en Venezuela es usual resolver el problema elaborando una curva de porcentaje de lluvia de duración menor de 24 horas respecto a la lluvia total de 24 horas, vs duración, utilizando los datos de alguna estación registradora ubicada dentro de la cuenca o en sus alrededores, y aplicando dicha distribución a la lluvia media diaria sobre el área. En caso de que no se disponga de alguna estación registradora, se podría utilizar la curva mostrada en la Figura 7.21 elaborada con las lluvias máximas observadas para duraciones desde 1 hora hasta 24 horas, correspondiente a 85 estaciones en Venezuela.

Es de notar la variación rápida de la lluvia con el tiempo, de tal forma, que a las 3 horas se obtiene un 80% de la lluvia de 24 horas. Esto es característico del clima tropical.

7.13.- Análisis de Altura-Area-Duración de Lluvias

La lluvia se mide en puntos discretos, así que para la obtención de valores volumétricos se requiere la interpolación e integración sobre un área. Esta operación se denomina análisis de altura-área-duración (AAD). La metodología se ilustra utilizando como ejemplo la tormenta ocurrida el 19-20 de Abril de 1972 sobre la cuenca del río Yaracuy en el Estado Yaracuy, Venezuela.

7.13.1 Metodología

Para llevar a cabo el análisis de una tormenta se siguen los siguientes pasos:

1) Debe disponerse de un mapa base de ploteo para el área de la tormenta con las estaciones ubicadas. Si es posible, éste debe mostrar en trazos suaves la topografía.

La escala la determina el tamaño del área; por lo general es conveniente la escala 1:100.000. En el ploteo de las estaciones debe distinguirse los cántaros de los registradores. En la figura 7.24 se muestra el mapa base utilizado en este ejemplo.

2) Se asigna unos límites preliminares en el tiempo y el espacio a la tormenta, usando los valores diarios de lluvia, lo cual determina los datos de lluvia a recolectarse. Los límites verdaderos se fijan en base a las curvas de masa.

   Para determinar el área de la tormenta se plotea un mapa isoyético preliminar de la tormenta total con los valores del período tentativo. Por inspección se fija los límites naturales de la tormenta en la forma de una isoyeta circundante. En el ejemplo que se presenta, la isoyeta de 60 mm se ajusta a este criterio y se muestra en línea gruesa en la figura 7.25.

   El área de la tormenta se limita de acuerdo a la lluvia y no por divisiones políticas.

3) De la observación de los datos diarios se conoce el comienzo y terminación de la tormenta. Se tabula las cantidades diarias y horarias (Tabla 7.10). De la inspección de las curvas de masa se determina las horas de comienzo y final.

4) Se evalua la lluvia acumulada o curva de masa para cada estación registradora, las cuales son la guía más importante para las curvas de masa de los cántaros adyacentes. En las estaciones registradoras se suma los incrementos horarios desde el comienzo de la tormenta.

   Un ejemplo de tabulación se muestra en la tabla 7.11. Los períodos de acumulación para los cántaros muestran, en la forma más aproximada posible, el período de lluvia fuerte indicada por la red de registradores, el cual ocurrió entre el 19 y el 20 de Abril de 1972.

Las curvas de masa para los registradores se construyen a partir de las cantidades de lluvia horaria acumuladas. Se usa la misma escala de tiempo (horizontal) para todas las curvas de masa. Se usa la misma escala de altura de lluvia (vertical) para la mayoría de las curvas de masa. Las curvas comienzan en cero para la hora elegida para el comienzo de la tormenta, y terminan a la hora elegida como final del período de la tormenta. Un ejemplo se muestra en la figura 7.30.

5) Se elabora las curvas de masa, para los cántaros. Las Estaciones se dividen en grupos de dos a seis estaciones adyacentes para lo cual se puede utilizar el método de poligonos de Thiensen; debe procurarse que en cada grupo quede por lo menos un registrador.

   Los días con datos pérdidos deben excluirse del análisis, pero debe hacerse una distinción entre estos datos y los "englobes"; en este último caso el número de puntos para plotear la curva es menor que lo normal, pero se puede dibujar una curva de masa aceptable si las de las estaciones cercanas, las cuales se usan como gúias, están bien definidas. El comienzo y finalización de una lluvia fuerte deben ser iguales en los registradores y los cántaros, considerando la dirección de la tormenta y la ubicación de las estaciones.

   La figura 7.29 muestra las curvas de masa del registrador "La Marroquina y el cántaro adyacente "Albarico". La curva de Albarico sigue el mismo patrón que la de La Marroquina.

6) Se elabora el Mapa Isoyético total de la tormenta. A partir de las curvas de masa se toma la decisión final sobre los límites de la tormenta y las horas de comienzo y fin de ésta. Los totales de la tormenta se toman de las curvas de masa y se plotean en una copia del mapa base.

7) Se divide el mapa isoyético total de la tormenta en zonas que se ajusten, tanto como sea práctico, a los centros de lluvia principales, como se muestra en la figura 7.26.

8) Se elige el intervalo de tiempo que proporcione los incrementos de lluvia más apropiados para el análisis de AAD. Para tormentas intensas sobre áreas relativamente pequeñas, el incremento de tiempo más conveniente es -- una hora. Para tormentas grandes sobre áreas grandes, - el intervalo puede ser mayor. En presente ejemplo, por conveniencia, se usará el incremento de 3 horas, siendo el procedimiento análogo para cualquier otro intervalo.

   El período de la tormenta total se selecciona de manera que los incrementos horarios de las estaciones con ma-- yor lluvia reflejen la lluvia más intensa (por inspec-- ción de las curvas de masa). Los totales de lluvia al - final de cada 3 horas se sacan de las curvas de masa y se tabulan como se muestra en la tabla 7.11. Por diferencia de las cantidades acumuladas se obtiene los in-- crementos netos de lluvia de 3 horas.

9) Se cosntruye una curva de altura-área para la tormenta total que delinee la altura de lluvia promedio máxima - sobre varios tamaños de área dentro de un intervalo de tiempo especificado.

7.13.2 Análisis de Zonas

Los cálculos de altura-área se describen e ilustran para - la zona A. El objetivo es construir un gráfico de altura - promedio de lluvia vs el área acumulada, trabajando desde el centro de la lluvia hacia afuera. Seguidamente se des-- cribe los encabezamientos en la tabla 7.8.

1) Zona o Centro de lluvia. De acuerdo al mapa isoyético.
2) Isoyeta: Las isoyetas se listan hasta el límite de la tormenta.

3) Area neta encerrada: se usa las mismas isoyetas como límites convenientes de subáreas. Se requiere tanto el área completa dentro de una isoyeta como el área de las bandas entre isoyetas.
4) Area acumulada encerrada: es el área total dentro de cada isoyeta. Los centros se combinan dentro de la primera isoyeta común a ambos.
5) Altura promedio estimada entre isoyetas: se estima visualmente la altura promedio entre dos isoyetas adyacentes y se introduce en los cómputos.
6) Volúmen de lluvia incremental: los volúmenes de lluvia dentro de cada banda se obtienen multiplicando la altura promedio por el área neta.
7) Volumen de lluvia acumulado: es la suma de los incrementos.
8) Altura promedio: la altura promedio, en mm, dentro del área encerrada por cada isoyeta se obtiene diviendo el volumen acumulado por el área acumulada.

Después que se calcula los datos de altura-área para cada zona, como se ilustra para las zonas A y B, las zonas se combinan dentro de cada isoyeta (tabla 7.9), sumando las áreas respectivas y sus volúmenes de lluvia acumulados, dividiendo luego por el área acumulada para obtener la altura promedio.

El valor puntual más alto medido en la tormenta (236 mm en este ejemplo) se plotea contra un área convencional arbitraria, tal como 25 km^2 usada en el ejemplo.

7.13.3 Curvas de Altura-Area

Se construye curvas de altura-área para fracciones de la duración de la tormenta. En principio, se puede obtener una curva de altura-área para cualquier fracción de la tormenta dibujando el mapa isoyético correspondiente a la fracción de la duración, y calculando la curva de altura-

área; sin embargo se recomienda un procedimiento que es -- más complejo conceptualmente, pero es menos laborioso. El mismo consiste en desarrollar incrementos de lluvia de 1 - hora sintéticamente para las áreas encerradas por las distintas isoyetas en las diferentes zonas (tabla 7.11). Para esto, se divide la lluvia promedio de la tormenta total, para segmentos del área de la tormenta, en incrementos de 1 hora en proporción a la distribución en el tiempo mostrada por las curvas de masa de las estaciones dentro y cerca del área del segmento. Si hay 5 o más estaciones, se toma el promedio de lluvia de 1 hora de las estaciones dentro - del área en consideración tomando en cuenta que la lluvia promedio en las estaciones no será exactamente igual al -- promedio obtenible de las isoyetas. Si hay menos de 5 estaciones en el área del segmento, y si éstas están distribuidas irregularmente, se da peso a las estaciones utilizando los polígonos de Thiessen (Fig. 7.27).

7.13.4 Datos Máximos de Altura-Duración

Se ilustra en primer lugar el procedimiento para la esta-- ción de máxima lluvia en una zona.

La lluvia máxima de 3 horas se localiza por inspección de los incrementos de 3 horas, la lluvia máxima de 6 horas - es la mayor suma de dos períodos consecutivos de 3 horas, etc.. Los pasos para obtener los valores máximos de altura-duración son los siguientes:

a) Alturas acumuladas e incrementales: Cópiese a partir - de la tabla 7. 11. "Lluvia Contemporánea a partir de - las Curva de Masa", las alturas acumuladas para la estación con la lluvia máxima dentro de la zona. Copiese también los incrementos de altura de 3 horas (Tabla -- 7.12).

b) Valores máximos de altura-duración: Revísese los incre

mentos de altura de 3 horas y encuéntrese los máximos - para cada duración, (Tabla 7.12). Encuéntrese el par de valores sucesivos que hagan la mayor suma. Calcule - la suma de tres valores sucesivos, etc., hasta cubrir - la duración total de la tormenta, o la duración total - de la lluvia en la estación.

Se ilustra el procedimiento de distribución en el tiempo cuando hay una sola estación dentro de la isoyeta. Se supone que toda la lluvia dentro de la isoyeta de 220 mm (Altura media 228 mm) tiene la misma distribución relativa en - el tiempo que los 230 mm en "La Marroquina". La multiplicación de los valores "LLmáx" de La Marroquina por 228/230 = 0,99, origina los "LLmáx" para los 113 km^2 dentro de la -- isoyeta. Esta tabulación se muestra en la Tabla 7.12 . La "LL promedio dentro de la isoyeta" (228 mm) y el área "dentro de la isoyeta" (113 km^2) se obtienen de la tabla 7.8 .

Se enfoca ahora la distribución en el tiempo, de la lluvia en un área cualquiera, para lo cual se da pesos a las estaciones incluídas dentro de esa área. Se utiliza como ejemplo el área dentro de la isoyeta de 200 mm de la zona A. - Los pasos en el procedimiento de pesada son:

a) Constrúyase polígonos de Thiessen alrededor de las estaciones dentro o cerca del área que se va analizar (Figura 7.27). Lístese en la planilla de cálculo (Tabla 7.12) las estaciones que tengan una porción de sus respecti-- vos polígonos dentro de la isoyeta en cuestión (p.e. -- 200 mm). En el ejemplo, "San Felipe" no está dentro de la isoyeta de 200 mm, pero la esquina de su polígono sí; por lo tanto se incluye esta estación.

b) Se mide el área de la porción de cada polígono encerrada por la isoyeta (Tabla 7.12).

c) El peso en porcentaje, W_s, de cada estación es:

$$W_s = 100 \quad (gs/gt) \qquad (7.7)$$

donde gs es el área para el polígono de la estación, y g_t es el área total para todas las estaciones (Tabla 7.13)

d) Para cada estación se multiplica los valores de 3 horas de lluvia acumulada de la tabla 7.11 , para los respectivos pesos (Tabla 7.13). Por ejemplo, en Albarico se registró 6 mm para el período de 3 horas que termina a las 03:00 del 19 de Abril. El 48% de esta cantidad, o sea, 3 mm, se anota en la Tabla 7.13.

e) Se suma los valores pesados de P, originando una curva de masa pesada, en forma tabular, para las estaciones.

f) La lluvia total pesada en las estaciones para el ejemplo en cuestión de acuerdo a (e) es 207 mm, mientras que se había determinado previamente que la "verdadera" lluvia (LL) promedio en el área dentro de la isoyeta de 200 mm es 220 mm, (Tabla 7.9).- Todos los valores pesados de LL se multiplican por 220/207 = 1,063, originando una curva de masa ajustada para el segmento de área (Tabla 7.13).

g) Lluvias máximas: En la Tabla 7.13 se muestra los incrementos de lluvia deducidos.
La experiencia ha demostrado que cuando hay cinco o más estaciones, asignar pesos de acuerdo al área en lugar de hacer un promedio directo, mejora muy poco la confiabilidad cuando las estaciones están distribuidas uniformemente.

h) Promedio ajustado. Los datos de la curva de masa promedio para la estación se ajustan multiplicándolos por la proporción de los promedios de la tormenta total, -- 170/172 = 0,99 (Tabla 7.13).

7.13.5 Combinación de Zonas

El procedimiento paso a paso para combinar zonas se ilustra con la combinación A + B dentro de la isoyeta de 40 mm.

a) Lístese las zonas dentro de la isoyeta con sus áreas - respectivas, (Tabla 7.12). Por ejemplo, la zona A -- ocupa 1.990 km^2 dentro de la isoyeta de 400 mm. Súmese las áreas de las zonas para obtener el área total -- (2.784 km^2). Calcúlese los pesos respectivos de la zonas en base a área. Por ejemplo, el peso de la zona A es 1.990/2.784 = 0,70.

b) Multiplíquese las alturas promedios ajustadas para la porción de cada zona dentro de la isoyeta por el peso de la zona. Por ejemplo, las alturas promedios ajustadas dentro de la isoyeta de 40 mm para la zona A se multiplican por el peso de la zona (70%). Para obtener ΣLL súmese los valores de las zonas. ΔLL se obtiene tomando diferencias entre los valores acumulados y tabulándolas.

7.13.6 Alturas Máximas Absolutas Puntuales

Las alturas máximas absolutas para varias duraciones en -- algunas estaciones son útiles para el estudio de la lluvia sobre áreas pequeñas (Tabla 7.8). Estos valores se obtienen midiendo a escala directamente, a partir de las curvas de masa, las alturas mayores en 1,2,3,6 etc., horas y duraciones mayores, comenzando a cualquier hora. Se hace sólo para algunas estaciones situadas en el área de lluvia más fuerte o de las mayores intensidades para las duraciones indicadas.

7.13.7 Curvas Máximas de AAD

En el mismo papel donde se dibujó la curva de altura-área para la tormenta total (Fig. 7.32) se plotea los valores de Llmáx vs área. Esto se hace para duraciones seleccionadas, usualmente 1, 2, 3, 6, 12, etc., horas.

TABLA 7.8

COMPUTO DE LAS CURVAS DE ALTURA - AREA A PARTIR DEL MAPA ISOYETICO DE LA TORMENTA COMPLETA

IDENTIFICACION DE LA TORMENTA: Fecha 19-4-72

DURACION 21 hrs: FINAL: 21:00 19 Abril LOCALIZACION: Cuenca del Rio Yaracuy.

	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
	ZONA O CENTRO DE LLUVIA	ISOYETA (m.m.)	AREA ENCERRADA		ALTURA MEDIA ENTRE ISOYETAS (m.m.)	VOLUMEN = (3 x 5)		ALTURA PROMEDIO = (7)/(4) (m.m.)	AREA ACUM. (4) x 0.388* (Km²)
			NETA (Vueltas Planim)	ACUMULADA (Vueltas Planim.)		INCREMENTO (Vueltas x m.m)	ACUMULADO (Vueltas x m.m.)		
1	A	230		0				230	0
2		220	292	292	228	66576	66576	228	113
3		200	202	494	210	42420	108996	220	191
4		180	214	708	190	40360	149356	210	275
5		160	332	1040	170	56440	205796	197	404
6		140	377	1417	150	56550	262346	183	550
7		120	455	1872	130	59150	321496	170	726
8		100	506	2378	110	55660	377156	158	922
9		80	416	2894	90	37440	414596	143	1120
10		60	696	3590	70	48720	463316	129	1390
11		40	1539	5129	50	76950	540266	106	1990
12									
13									
14		100	232	232	111	25752	25752	111	90
15	B	80	388	620	90	34920	60672	98	240
16		60	495	1115	70	34650	95322	85	432
17		40	933	2048	50	46650	141972	70	794
18	* Area equivalente a (1) vuelta del Planímetro								

TABLA 7.9 Calculo de Datos de Altura - Area por Zonas.

	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
	ZONA O CENTRO DE LLUVIA	ISOYETA (m.m.)	AREA ENCERRADA		ALTURA MEDIA ENTRE ISOYETAS (m.m.)	VOLUMEN = (3 x 5)		ALTURA PROMEDIO = (7)/(4) (m.m.)	AREA ACUM. (4) x 0.388* (Km²)
			NETA (Vueltas Planim.)	ACUMULADA (Vueltas Planim.)		INCREMENTO (Vueltas x m.m.)	ACUMULADO (Vueltas x m.m.)		
1		236		0				236	0
2	A + B	220		292			66576	228	113
3		200		494			108996	220	191
4		180		708			149356	210	275
5		160		1040			205796	197	404
6		140		1417			262346	183	550
7		120		1872			321496	170	726
8		100		2610			402908	154	1013
9		80		3514			475268	135	1360
10		60		5705			558638	98	1488
11		40		7177			682238	95	2784

PROYECTO: EJEMPLO DE ANALISIS DE UNA TORMENTA — FECHA: 2 / 5 / 73 — CALCULADO: RAMON JOSE GUILARTE — HOJA: 1 DE 3

ACTIVIDAD: LLUVIA ACUMULADA E INCREMENTOS PARA ESTACIONES EN LA CUENCA DEL RIO YARACUY — VERIFICADO: — TABLA: 7.10

ESTACION	DIA	LLUVIA	LLUVIA EN MM AL FINAL DE CADA HORA																					
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
		Increm.		3.3	4.2	1.7	0.4	0.1	0.1										13.3	1.2	0.1	0.1				
TEMERLA	19	Acum.		3.3	7.5	9.2	9.6	9.7	9.8										23.1	24.3	24.4	24.5				
		Increm.		0	no	llevio																				
	20	Acum.																								
		Increm.		1.4	4.5	0.1												23.8	2.1	0.1	3.2	0.3				
CANOABO	19	Acum.		1.4	5.9	6.0												29.8	31.9	32.0	35.2	35.5				
		Increm.												0.2				0.1								
	20	Acum.																								
		Increm.															0.6		6.7	16.7	8.0	1.1	0.1			
NIRGUA	19	Acum															0.6		7.3	24.0	32.0	33.1	33.2			
		Increm.													0.3	0.3	0.2	0.1	0.1							
	20	Acum.																								
		Increm.		0.7	0.4	0.7	8.3	9.3	7.7	4.4	1.1		0.6	2.7	28.1	15.0	7.0		1.0	3.0	4.4	2.1	0.8	0.4	1.3	
EL TRIGAL	19	Acum.		2.7	3.1	3.8	12.1	21.4	29.1	33.5	34.6		35.2	37.9	66.0	81.0	88.0		89.0	92.0	96.4	98.5	99.3	99.7	101.0	
		Increm.									no	llovió														
	20	Acum.							1																	
		Increm.			1.5	0.9	15.8	6.5	1.0	0.1				1.6	6.7	0.6	2.2	55.3	13.3	1.1	9.6	5.3	0.3	8.4		
LAS PEÑITAS	19	Acum.			1.5	2.4	18.2	24.7	25.7	25.8				27.4	34.1	34.7	36.9	92.2	105.5	106.6	116.2	121.5	121.8	130.2		
		Increm.																				4.1	1.4	0.1		0.7
	20	Acum.																				134.3	135.7	135.8		136.5
		Increm.					0.2		0.5	2.4	1.4	5.0	1.6	5.6	14.5	0.3		4.6	0.7			0.1	0.7			
URACHICHE	19	Acum.					0.2		0.7	3.1	4.5	9.5	11.1	16.7	31.2	31.5		36.1	36.8			36.9	37.6			
		Increm.																					0.1			
	20	Acum.																					0.1			
		Increm.								0.6	5.3	2.8	16.9									0.9	1.1	0.4	2.6	
PUEBLO NUEVO	19	Acum.								0.6	5.9	8.7	25.6									26.5	27.6	28.0	30.6	
		Increm.							6.2	1.7	0.3	8.0	1.8		0.6	1.9										
	20	Acum.																								
		Increm.	5.1	9.2	3.7	18.1	25.1	12.0	3.9	9.8	25.1	6.1	1.9	0.5	1.1	13.5	29.7	5.3	2.5	3.8	0.7	5.4	4.1	2.2	3.8	2.1
SAN FELIPE	19	Acum.	5.1	14.3	18.0	36.1	61.2	73.2	77.1	86.9	112.0	118.1	120.0	120.5	121.6	135.1	164.8	170.1	172.6	176.4	177.1	182.5	186.6	188.8	192.6	194.7
		Increm.	0.1	0.5	1.8		1.6	9.1	3.2	0.9		2.5	1.5	0.2	1.5	0.8	0.4									
	20	Acum.	194.8	195.3	197.1		198.7	207.8	211.0	211.9		214.4	215.9	216.1	217.6	218.4	218.8									
		Increm.					0.7			0.4	0.2	2.3	1.9	1.9		14.1	4.1	1.2	0.3	0.9	0.2	0.2	0.1			
MIRAFLORES	19	Acum.					0.7			1.1	1.3	3.6	5.5	7.4		21.5	25.6	26.8	27.1	28.0	28.2	28.4	28.5			
		Increm.											0.7		1.9	12.7	0.2	0.1		0.1	0.1	0.1			0.3	0.1
	20	Acum.																								

PROYECTO: EJEMPLO DE ANALISIS DE UNA TORMENTA — FECHA — CALCULADO: RAMON JOSE GUILARTE — HOJA 2 DE 3

ACTIVIDAD : LLUVIAS — CARACAS, 2/5/73 — VERIFICADO: — TABLA 7.10

ESTACION	DIA	LLUVIA	LLUVIA EN MM AL FINAL DE CADA HORA																						
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
		Increm.	0.2	0.6	9.6	0.5								0.6	5.5	2.2	5.0	9.3	0.2			2.1			0.4	
CAMPO ELIAS	19	Acum.	0.2	0.8	10.4	10.5								11.5	17.0	19.2	24.2	33.5	33.7			35.8			36.2	
		Increm.											no llovió													
	20	Acum.																								
		Increm.		1.6	0.2	0.4	4.8	7.7	2.1	2.6	0.6		0.3	1.6	16.2	8.6	4.1		0.7	1.7	2.5	1.2	0.5	0.2	0.2	
GUAMA	19	Acum.		1.6	1.8	2.2	7.0	14.7	16.8	19.4	20.0		20.3	21.9	38.1	46.7	50.8		51.5	53.2	55.7	56.9	57.4	57.6	57.8	
		Increm.										no llovió														
	20	Acum.																								
		Increm.											2.7	0.1		1.0		3.2				0.2				
LOS COGOLLOS	19	Acum.											2.7	2.8		3.8		7.0				7.2				
		Increm.																0.1	0.5							
	20	Acum.																7.3	7.8							
		Increm.	0.1	0.5	7.2	0.4								0.4	4.1	1.8	3.6	7.0	0.1			1.7			0.2	
C. MATILDE	19	Acum.	0.1	0.6	7.8	8.2								8.6	12.7	14.5	18.1	25.1	25.2			26.9			27.1	
		Increm.										no llovió														
	20	Acum.																								
		Increm.	2.2	0.3	6.0	3.6	1.3	0.2	1.9	4.9					0.2	0.5	4.3	1.6			14.9	0.1	0.7			
DIQUE MORON	19	Acum.	2.2	2.5	8.5	12.1	13.6	13.8	15.7	20.6					20.8	21.3	25.6	27.2			42.1	42.2	42.9			
		Increm.		0.6	0.9	0.2	2.2		1.2	2.8	0.1	0.3	0.1							0.4						
	20	Acum		43.4	44.3	44.5	46.7		47.9	50.7	50.8	51.1	51.2							51.6						
		Increm.	9.8	14.1	5.1	16.4	6.6	27.9	0.7	0.9							1.0	2.3	1.8	1.1	3.8	17.3	2.4	0.2	0.1	0.1
URAMA	19	Acum.	9.8	23.9	29.0	45.4	52.0	79.9	80.6	81.5							82.5	84.8	86.6	87.7	91.5	108.8	111.2	111.4	111.5	111.6
		Increm.	0.2	0.1	0.3	0.1	0.2	0.2	1.2	0.6	1.3	7.0	3.9	1.3										0.2		
	20	Acum.	111.8	111.9	112.2	112.3	112.5	112.7	113.9	114.5	115.8	122.8	126.7	128.0										128.2		
		Increm.			3.8	1.8	3.5	1.1		0.4			1.8		1.1	2.3	1.3	1.8	4.6	8.7	6.6	7.6	5.5	3.8		0.1
TARIA	19	Acum.			3.8	5.6	9.1	10.2		10.6			12.4		13.5	15.8	17.1	18.9	23.5	32.2	38.8	46.4	51.9	55.7		55.8
		Increm.	0.1	0.1		1.5	0.2	0.2				0.2	1.3													
	20	Acum.	55.9	56.0		57.5	57.7	57.9				58.1	59.4													
		Increm.		1.7	0.1	0.1	3.2	19.6	1.4	0.1				4.5	12.1	13.3	3.5	0.5	1.4	0.7	0.3	2.6	1.4	0.8		
GUARABAO	19	Acum.		1.7	1.8	1.9	5.1	24.7	26.1	26.2				30.7	42.8	56.1	59.6	60.1	61.5	62.2	62.5	65.1	66.5	67.0		
		Increm.									no	llovió														
	20	Acum.																								
		Increm.			0.4	0.2	2.0	1.0	1.0	0.2	5.7	6.2	6.3	8.1	1.1	2.2	2.9	3.8	2.7	0.7	0.6	0.1	0.1	0.2	0.9	1.0
AROA	19	Acum.			0.4	0.8	2.6	3.6	4.5	4.8	10.5	16.7	23.0	31.1	32.2	34.4	37.3	41.1	43.8	44.5	45.1	45.2	45.3	45.5	46.4	47.4
		Increm	0.1	0.2							0.1	0.8	0.8	0.3											0.2	2.9
	20	Acum.	47.5	47.7							47.8	48.6	49.4	49.7											49.9	52.8

PROYECTO: EJEMPLO DE ANALISIS DE UNA TORMENTA — FECHA: CARACAS 3 / 5 / 73 — CALCULADO: RAMON JOSE GUILARTE — HOJA: 3 DE 3

ACTIVIDAD: LLUVIAS — VERIFICADO: — TABLA: 7.10

ESTACION	DIA	LLUVIA	LLUVIA EN MM AL FINAL DE CADA HORA																						
			1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
		Increm.	2.9	0.1	3.9	25.2	9.2	7.2	18.5	0.5	0.1			0.1	12.7	28.6	30.9	22.4	20.4	4.2	8.9	15.8	18.0	7.3	0.2	0.1
LA MARROQUINA	19	Acum.	2.9	3.0	6.9	32.1	41.3	48.5	67.0	67.5	67.6			67.7	80.4	109.0	139.9	162.3	182.7	186.9	195.8	211.6	229.6	236.9	237.1	237.2
		Increm.					0.1				0.8	0.5					1.2	0.2								15.2
	20	Acum.					237.3				238.1	238.6					239.8	240.0								255.2
		Increm.			1.0	0.5	5.4	2.5	2.7	0.5	15.1	16.4	16.4	21.3	2.6	6.3	6.3	11.5	7.5	1.0	2.0	0.2	0.3	0.5	2.0	2.5
EL HACHA	19	Acum.			1.0	1.5	6.9	9.4	12.1	12.6	27.7	44.1	60.5	81.8	84.4	90.7	97.0	108.5	116.0	117.0	119.0	119.2	119.5	120.0	122.0	124.5
		Increm.	1.0	0.5																						
	20	Acum.	125.5	126.0																						
		Increm.	2.5	0.1	3.5	22.0	7.3	16.2	16.8	0.8	0.4			0.4	10.0	26.0	27.0	18.5	18.5	4.5	5.5	14.0	17.0	1.0	2.0	1.0
ALBARICO	19	Acum.	2.5	2.6	6.1	28.1	35.4	41.6	58.4	59.2	59.6			60.0	70.0	96.0	123.0	141.5	160.0	164.5	171.0	185.0	202.0	203.0	205.0	206.0
		Increm.					2.1				0.4	0.3					0.6	0.1								8.0
	20	Acum.					208.1				208.5	208.8					209.4	209.5								217.5
		Increm.																								
HDA. MACAGUITA	19	Acum.	1.4	3.1	3.8	4.0		4.1	11.9	13.9	19.8	19.9	40.2	40.3			40.4	40.7	41.0	41.2	41.4	42.0	46.9	51.4	56.3	56.6
		Increm.										7.4	27.3	1.2												
	20	Acum.										64.0	91.3	92.5												

PROYECTO: EJEMPLO DE ANALISIS DE UNA TORMENTA FECHA 1972

ACTIVIDAD: LLUVIAS A PARTIR DE LAS CURVAS DE MASA CARACAS: 06-05-73

TABLA: 7.11

TABULACION DE LA LLUVIA CONTEMPORANEA A PARTIR DE LAS CURVAS DE MASA

IDENTIFICACION DE LA TORMENTA. FECHA: 19 DE ABRIL DE 1972

DURACION: 21 HORAS, FINAL 21:00 19 ABRIL, LOCALIZACION: CUENCA DEL RIO YARACUY

LINEA Nº	ZONA O CENTRO	ISOYETA	ESTACION	LLUVIA CONTEMPORANEA ACUMULADA EN mm TIEMPO ACUMULADO EN HORAS						
				3 3 – 19	6 6 – 19	9 9 – 19	12 12 – 19	15 15 – 19	18 18 – 19	21 21 – 19
1	A	220	LAMARROQUINA	7	49	68	68	140	187	230
2		200	ALBARICO	6	42	60	60	123	165	202
3			SUB-TOTAL	13	91	128	128	263	352	432
4		180	PROM. 2 ESTACIONES	7	46	64	64	132	176	216
5		160	SAN FELIPE	18	73	112	121	165	176	187
6		140	SUB-TOTAL	31	164	240	249	428	528	619
7			PROM. 3 ESTACIONES	10	55	80	83	143	176	206
8		120	LAS PEÑITAS	2	25	26	27	37	107	122
9			EL HACHA	1	9	28	82	97	117	120
10			SUB TOTAL	34	198	294	358	562	752	861
11			PROM. 5 ESTACIONES	7	40	59	72	112	150	172
12		100	EL TRIGAL	3	21	35	38	88	92	99
13		80	SUB-TOTAL	37	219	329	396	650	844	960
14			PROM. 6 ESTACIONES	6	36	55	66	108	140	160
15		40	GUAMA	2	15	20	22	51	53	57
16			GUARABAO	2	25	26	31	60	62	65
17			TARIA	4	10	11	12	17	32	52
18			AROA	1	4	11	31	37	45	45
19			SUB-TOTAL	46	273	397	592	815	1.036	1.179
20			PROM. 10 ESTACIONES	5	27	40	59	82	104	118
21	B	100 80	URAMA	29	80	82	82	83	88	111
22		40	DIQUE MORON	9	14	21	21	26	27	43
23			HDA. MACAGUITA	4	4	20	40	40	41	47
24			SUB-TOTAL	42	98	123	143	149	156	201
25			PROM 3 ESTACIONES	14	33	41	48	50	52	67

				INCREMENTOS DE LLUVIA						
				3 – 19	6 – 19	9 – 19	12 – 19	15 – 19	18 – 19	21 – 19
26	A	220	LA MARROQUINA	4	42	19	0	72	47	43
27		200	ALBARICO	3	36	18	0	63	42	37
28		140	SAN FELIPE	4	55	39	9	44	11	11
29		120	LAS PEÑITAS	2	23	1	1	10	70	15
30			EL HACHA	1	8	19	54	15	20	3
31		100 80	EL TRIGAL	1	18	14	3	50	4	7
32		40	GUAMA	0	13	5	2	29	2	5
33			GUARABAO	0	23	1	5	29	2	3
34			TARIA	4	6	1	1	5	15	20
35			AROA	1	3	7	20	6	8	0
36	B	100 80	URAMA	5	51	2	0	1	5	23
37		40	DIQUE MORON	6	5	7	0	5	1	16
38			HDA MACAGUITA	1	0	16	20	0	1	6

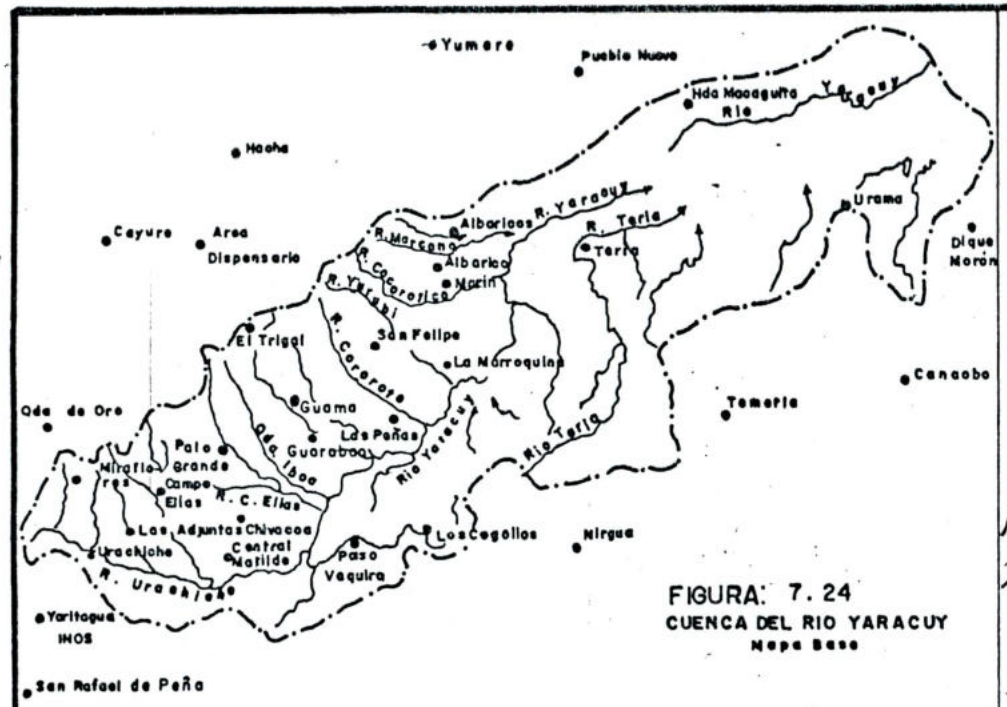


FIGURA: 7.24
CUENCA DEL RIO YARACUY
Mapa Base

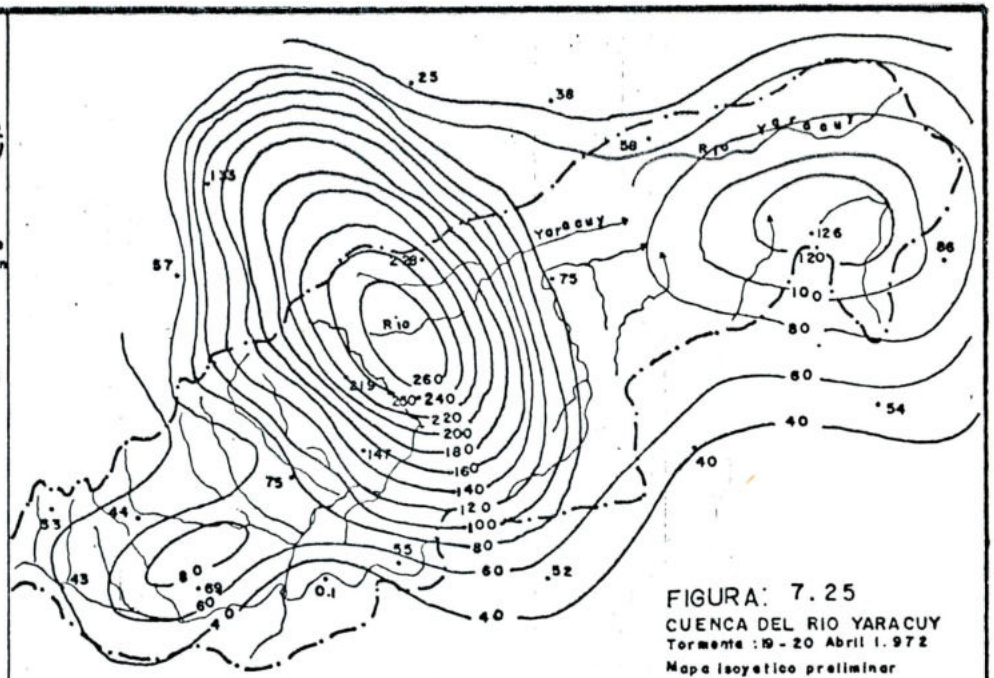


FIGURA: 7.25
CUENCA DEL RIO YARACUY
Tormenta : 19 - 20 Abril 1.972
Mapa Isoyetico preliminar

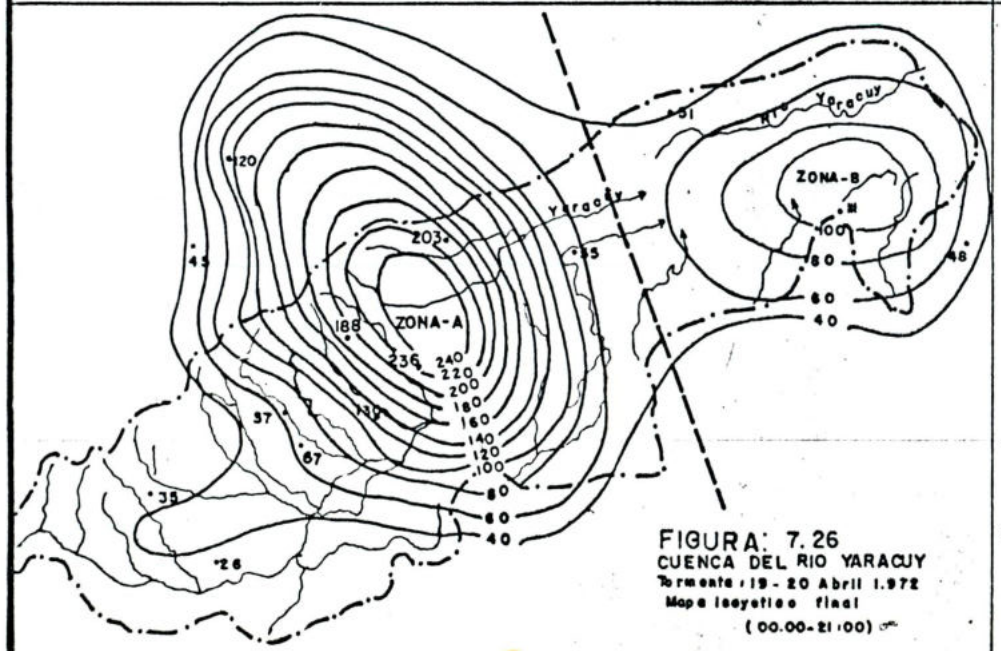


FIGURA: 7.26
CUENCA DEL RIO YARACUY
Tormenta : 19 - 20 Abril 1.972
Mapa Isoyetico final
(00.00 - 21:00)

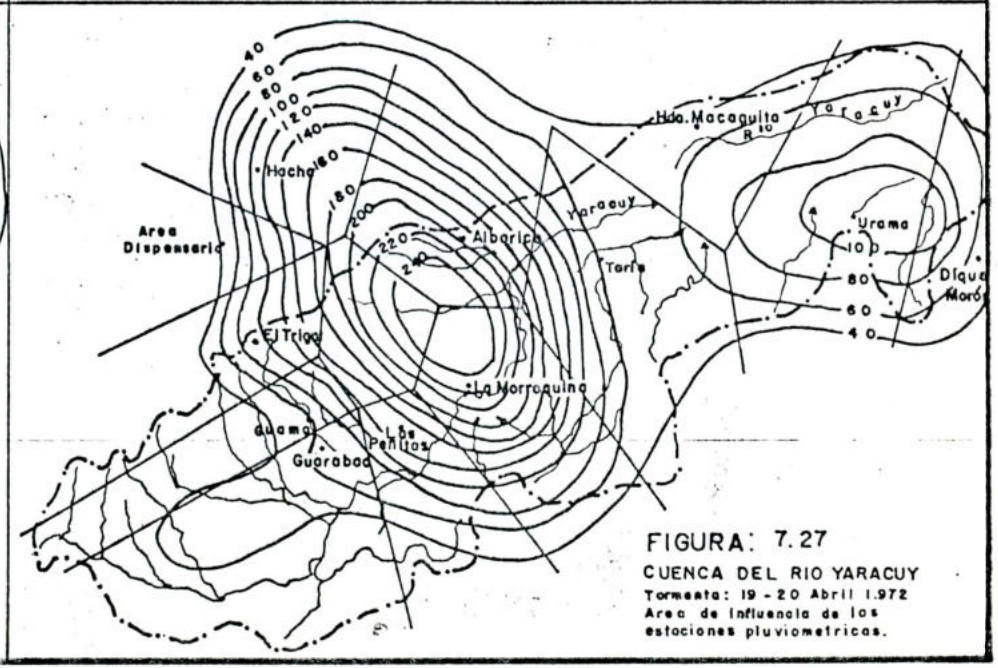


FIGURA: 7.27
CUENCA DEL RIO YARACUY
Tormenta: 19 - 20 Abril 1.972
Area de influencia de las estaciones pluviometricas.

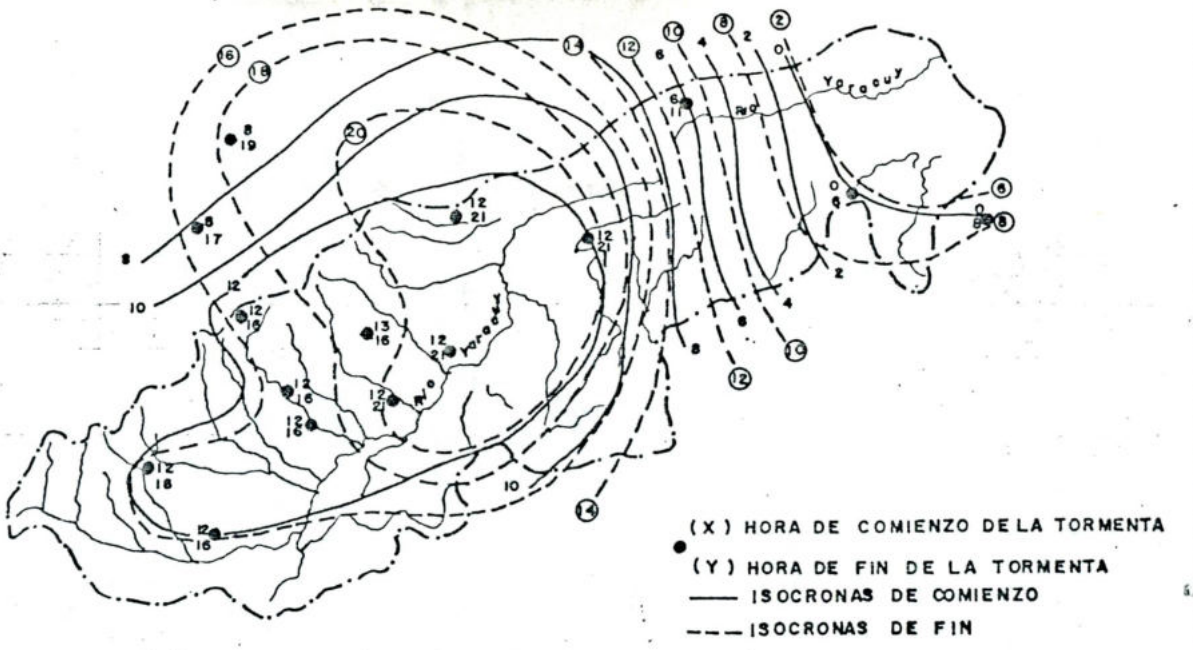
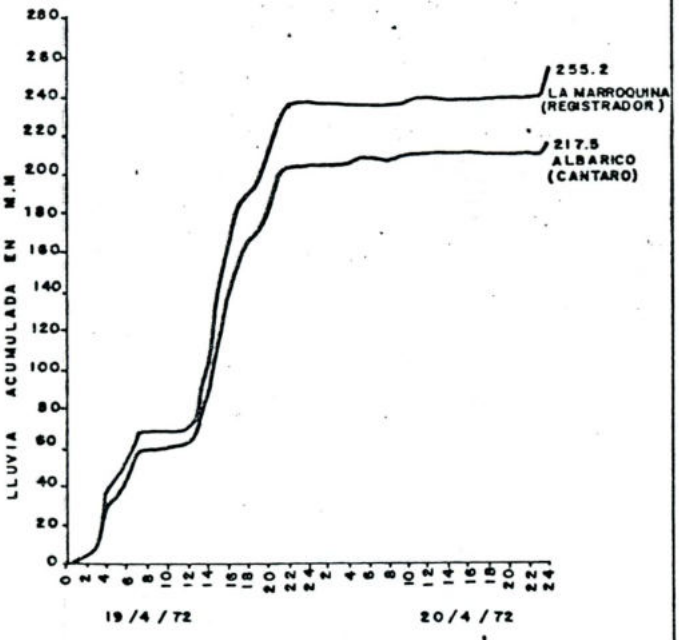


Figura : 7.28 Cuenca del Rio Yaracuy — Tormenta 19-20 Abril 1.972
Lineas Isocronas



Curva de masa de lluvia de un cántaro a partir de un registrador adyacente.

Figura :7.29 Cuenca del Rio Yaracuy
Tormenta del 19-20 Abril 72
Curvas de masa de La Marroquina y Albarico.

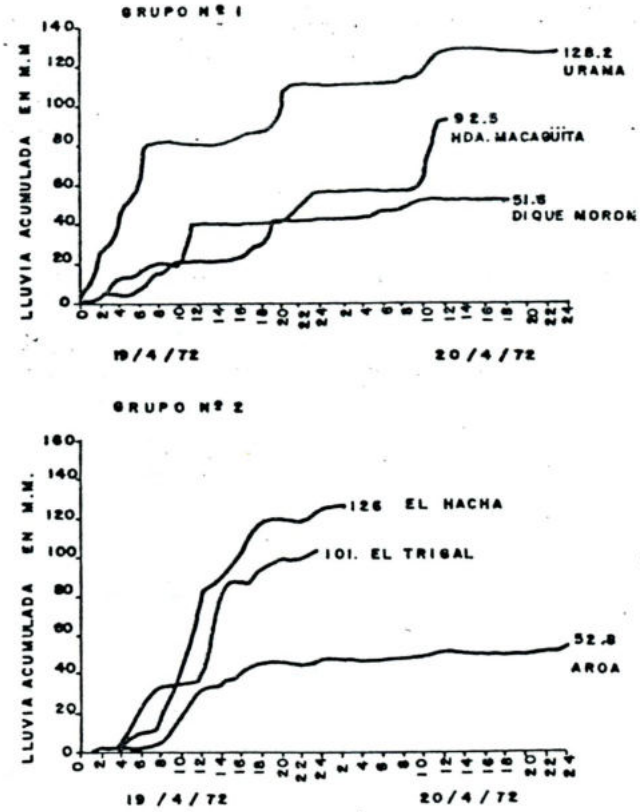


Figura :7.30 Cuenca del Rio Yaracuy
Tormenta del 19-20 Abril 72
Curvas de masa de Urama, Hda. Macagüita, Dique Morón, El Hacha, El Trigal y Aroa.

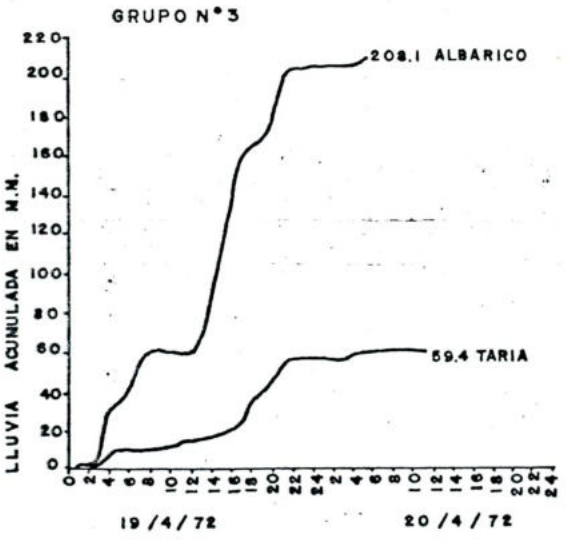


FIGURA: 7.31 CUENCA DEL RIO YARACUY TORMENTA DEL 19 - 20 ABRIL 72 CURVAS DE MASA DE LAS ESTACIONES ALBARICO Y TARIA.

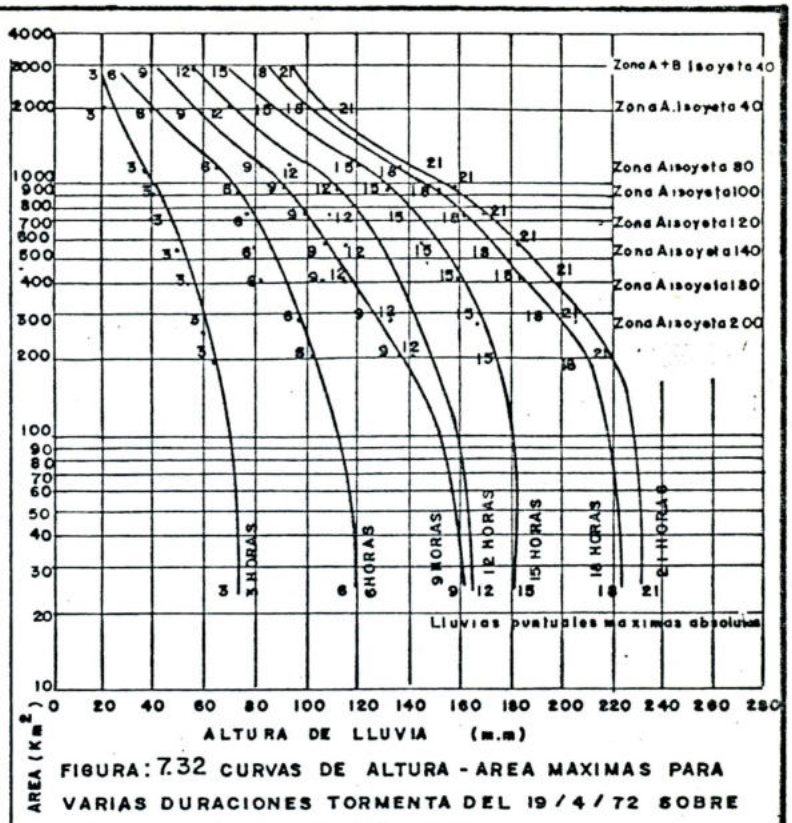


FIGURA: 7.32 CURVAS DE ALTURA - AREA MAXIMAS PARA VARIAS DURACIONES TORMENTA DEL 19/4/72 SOBRE LA CUENCA DEL RIO YARACUY.

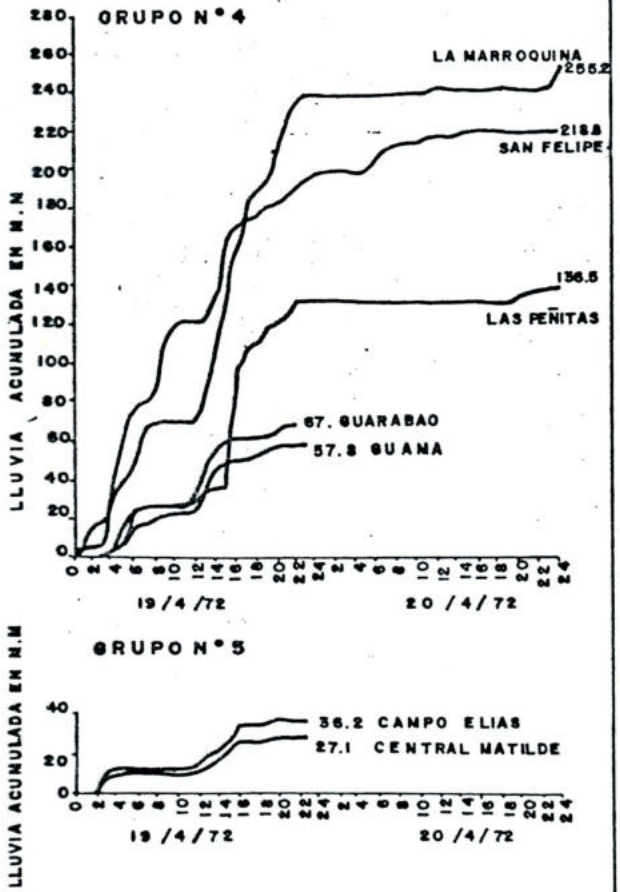


FIGURA: 7.33 CUENCA DEL RIO YARACUY TORMENTA DEL 19-20 ABRIL 72. CURVAS DE MASA DE LA MARROQUINA, SAN FELIPE, LAS PEÑITAS, GUARABAO, GUAMA, CAMPO ELIAS Y CENTRAL MATILDE.

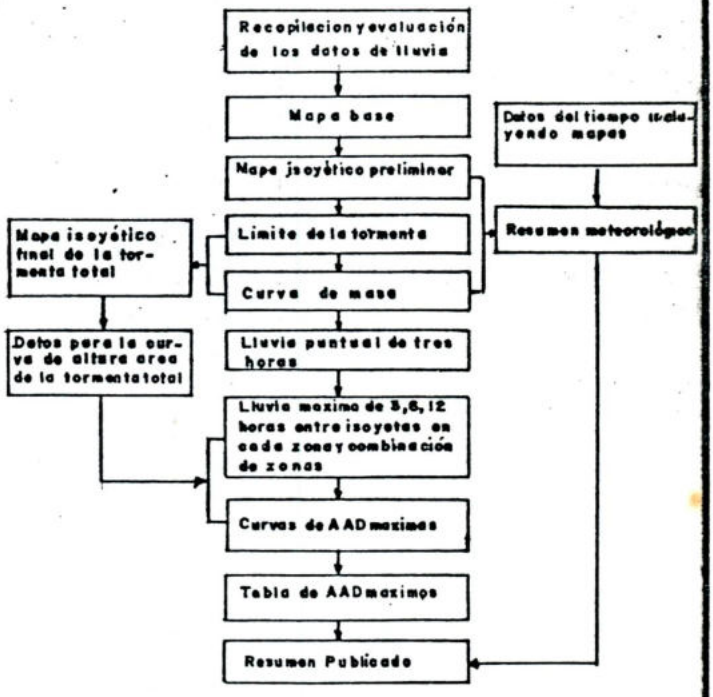


FIGURA: 7.34 DIAGRAMA DE FLUJO DEL PROCEDIMIENTO PARA ANALISIS DE TORMENTAS.

7.13.8 Resumen

El diagrama de flujo de la fig. 7.34 presenta el orden en que se realiza ordinariamente las distintas fases del análisis.

7.14.- Precipitación Máxima Probable (PMP)

La precipitación máxima probable, o más apropiadamente para Venezuela y las regiones tropicales, la lluvia máxima probable (abreviada en forma ya generalizada como PMP) se puede definir así: "La mayor altura teórica de lluvia para una duración dada físicamente posible, sobre una área drenable particular en una cierta época del año". Otra definición sería: "PMP es aquella magnitud de la lluvia sobre una cuenca en particular la cual produciría el caudal de creciente tal que no hay virtualmente ningún riesgo de que sea excedido". Las palabras "ningún riesgo" aparecen en esta última definición porque uno de los principales propósitos de las estimaciones de la PMP es el de guiar al Ingeniero en el diseño del vertedero de una presa de tierra aguas arriba de un centro poblado, una presa que no debe estar sujeta al desborde bajo ninguna circunstancia. La palabra "virtualmente" se añade como reconocimiento de que nada en la vida es completa y absolutamente seguro.

Las limitaciones físicas, en términos meteorológicos, de la tasa de precipitación sobre una cuenca se clasifican como sigue (Showlater y Solot 1942; U.S. Weather Bureau 1941):

1) Un límite en la concentración de humedad en el aire que fluye hacia el espacio que queda sobre una cuenca.

2) Un límite de la tasa a la cual el viento puede transportar el aire húmedo hacia la cuenca.

3) Un límite en la fracción del vapor de agua afluente que puede precipitar.

Cada una de estas limitaciones se maneja de una manera muy diferente para estimar la máxima lluvia sobre una cuenca.

La aplicación es diferente para las regiones donde la topografía tiene efecto directo pequeño en la lluvia de una tormenta que para regiones donde existe un control orográfico fuerte sobre la lluvia.

7.14.1 Tormenta Máxima Probable

Existe una distinción entre la tormenta máxima probable (TMP) y la PMP. La PMP, para diferentes duraciones y áreas puede ser producida por diferentes tipos de tormentas; es decir, tormentas convectivas, frontales, ciclónicas y orográficas. La PMP, por lo tanto, está formada de una cantidad de tormentas máximas probables de acuerdo a la duración y el área consideradas. La PMP es, de esa manera, la envolvente de las curvas de altura-área-duración de las tormentas máximas probables. Por ejemplo, la PMP para áreas menores de 250 km^2 y duraciones menores de 6 horas probablemente se deduzca a partir de una tormenta eléctrica, la cual es entonces la tormenta máxima probable para estas duraciones y áreas. De manera que la lluvia máxima probable envuelve una cantidad de tormentas máximas probables de diferentes duraciones y áreas.

En la realidad, cuando se maximiza tormentas, una definición de PMP en una región es el conjunto de las relaciones críticas de área-altura-duración de lluvia resultantes cuando las tormentas reales se incrementan para representar la combinación de condiciones meteorológicas más efectivas en la producción de lluvia que probablemente ocurriría en esa región para un mes, estación o año en particular.

7.14.2 Métodos para Estimar la PMP

Existen varios métodos de la PMP, y debe usarse tantos como sean posibles en cada estudio particular. Los métodos más recientes son más sofisticados y dan mejores resultados que los primeros métodos, pero todos se basan en los mismos principios.

Algunos de los métodos más usados son los siguientes:

a) El enfoque del modelo de una tormenta.
b) La maximización y transposición de tormentas reales.
c) El análisis estadístico de valores extremos.
d) El uso de datos generalizados o datos maximizados de área-altura-duración de tormentas.
e) El uso de fórmulas empíricas determinadas a partir de datos máximos de área-altura-duración, o a partir de la teoría.
f) El uso de relaciones empíricas entre las variables en valles particulares

7.14.2.1.- Modelos de Tormentas

Mediante este método el proceso de precipitación se representa en forma simplificada a través de una ecuación modelo de tal manera que las tasas de precipitación pueden ser expuestas en términos de parámetros físicos, tal como temperatura de punto de rocío superficial, influjo de aire, eflujo de aire, etc. Estas variables deben ser medibles, de una longitud de registro razonable y representar adecuadamente las condiciones meteorológicas tanto en el tiempo como en el espacio. La forma de la ecuación está de acuerdo con la teoría meteorológica y las constantes de proporcionalidad y de integración que determinan el factor de registro de tormentas. Se prueba la ecuación por tanteo para reproducir tor-

mentas medidas y los parámetros del modelo se - van modificando hasta que la fórmula arroja resultados satisfactorios. Posteriormente se maximiza la variable meteorológica para producir la PMP.

Este método es aplicable en áreas grandes y en la predicción cuantitativa de lluvia. No es -- aplicable en áreas pequeñas debido principalmente a la dificultad para medir los parámetros -- con suficiente precisión; las densidades de redes son usualmente insuficientes para medir suministro de humedad, viento y convergencia localizados.

La intensidad de lluvia en un modelo de tormenta depende de un factor de geometría de cuenca y un factor de convergencia.

Un ejemplo de modelo de tormenta es, entonces:

$$i = K \; V_{12} \; W_{12} \{ 1 - \frac{\Delta p \; 12}{\Delta p \; 34} \cdot \frac{W \; 34}{W \; 12} \}$$

donde: i es la intensidad de la lluvia, k es la constante de la cuenca, V_{12} es la velocidad del viento afluente y W es el factor de humedad -- (agua precipitable).

7.14.2.2.- Maximización y Transposición de Tormentas

La maximización de tormentas reales junto con la transposición de tormentas desde una área - a otra, constituye una de las formas más convenientes y aceptables para determinar la precipitación máxima probable. Contempla la recolección de datos meteorológicos sobre las tormentas extremas que hayan ocurrido en el área de interés y su análisis, incluyendo el trazado - de mapas isoyéticos apropiados, la elaboración

de curvas de masa y la estimación del suministro de humedad a partir de los puntos de rocío de superficie, representativos de las tormentas. Las alturas de lluvia obtenidas como isoyetas o como valores de AAD, se usan con el punto de rocío representativo de la tormenta y el punto rocío máximo que pueda ocurrir en la región en la época de la tormenta, para estimar la PMP.

El contenido de humedad de la atmósfera se avalúa en términos del equivalente líquido del vapor de agua total en una columna vertical, llamado comúnmente agua precipitable, y el cual se puede estimar a partir del punto de rocío de superficie. Los valores máximos de punto de rocío, en diferentes lugares y épocas del año, en un registro de 25 a 50 años, se consideran suficientemente parecidos a los máximos a esperarse en una tormenta máxima probable.

El agua precipitable de una tormenta se ajusta a su máxima probable mediante la proporción del agua precipitable para el máximo punto de rocío persistente en la zona, sobre el agua precipitable para el punto de rocío persistente representativo de la tormenta.

Las tormentas reales no se ajustan por eficiencia en la producción de precipitación, ya que se supone que entre las mayores tormentas algunas alcanzan máxima eficiencia para la zona y la época.

La precipitación y los puntos de rocío varían con el área y con la duración; en consecuencia es necesario usar mapas isoyéticos o curvas de AAD de tormentas y determinar un punto de rocío representativo durante un cierto período típico,

que usualmente es 6 horas, 12 horas o 24 horas.

A menudo existen influencias locales sobre las tormentas, las cuales dan lugar a muchas variaciones en las intensidades de lluvia y a patrones isoyéticos complicados, a causa de ello las estimaciones de PMP son más exitosas si se busca en las tormentas intensas que hayan ocurrido dentro de un valle, las cuales se maximizan usando el mayor punto de rocío medido en ese valle. La falla de este método podría ser la falta de datos sobre tormentas intensas en los valles; pero en este caso la maximización de tormentas "in situ" puede ser complementada por -- tormentas transpuestas. Estas pueden indicar variaciones estacionales en la intensidad de la - lluvia, confirmar si las tormentas en el valle alcanzaron máxima eficiencia, o indicar si no - pueden ocurrir tormentas más severas que las medidas. Sin embargo, es recomendable siempre dar más peso a la tormenta maximizada "in situ".

Raras veces existen registros adecuados de tormentas en un valle de un río específico. En estos casos es una buena práctica, transponer todas las tormentas notables, ocurridas en otra - área, hasta la cuenca en estudio, si todo indica que esa tormenta pudiera haber ocurrido allí. Esta posibilidad depende de factores meteorológicos, principalmente las velocidades de afluencia de aire y la estructura de las tormentas; - si éstos no son afectados por la tranferencia, la tormenta puede ser transpuesta. La formula-- ción de la precipitación de la tormenta en términos de los factores de humedad y convergencia supone que en la zona de transposición, el factor de convergencia no es modificado significativa-

mente; por lo tanto, en la transposición, se -- ajusta solamente el factor de humedad.

Mediante la transposición, se hace disponible - un mayor número de tormentas grandes para la -- cuenca de proyecto y hay un chance mayor de que al menos algunas hayan alcanzado la combinación óptima de viento afluente y mecanismo de la tormenta, o estén a una máxima eficiencia. Se supone que la mayoría de las zonas meteorológicamente homogéneas tienen algunas de estas tormentas de alta eficiencia y que su transposición y maximización dentro de la zona dan la PMP. Otra - suposición es que el mismo factor de ajuste puede aplicarse a tormentas de distintas duraciones.

Los registros de punto de rocío muestran un decaimiento del punto de rocío con el incremento de la duración, pero ello es aplicable tanto al punto de rocío de la tormenta como a los máximos puntos de rocío encontrados. Los gráficos - de duración de éstos son líneas ligeramente convergentes al aumentar la duración, lo cual indica que las razones de agua precipitable máxima al agua precipitable de la tormenta serán razonablemente constantes para puntos de rocío de todas las duraciones.

En la transposición de tormentas a una cuenca - de proyecto, se efectúa el siguiente procedimiento:

a) Selección de tormentas en la zona meteorológicamente homogénea. Se requiere valores de altura-duración (AD) de la tormenta junto -- con el punto de rocío representativo de la - tormenta (dado usualmente para 1000 mb).

b) Determinación de las barreras al viento -- afluente en la cuenca de proyecto y para la tormenta a transponer. Debe considerarse -- las trayectorias de la masa de aire en cuestión. La altura promedio de la cuenca puede diferir de la altura de la barrera de humedad en el camino del aire afluente. El procedimiento normal es usar la altura de la - barrera de humedad.

c) Determinación del máximo punto de rocío que puede ocurrir dentro de la cuenca, expresado para 1000 mb.

d) Obtención de los factores de ajuste apropiados. Esto puede hacerse en una sola etapa - determinando el agua precipitable en el sitio de la tormenta (tomando en cuenta así - la barrera de humedad) y dividiendo el agua precipitable máxima en el nuevo sitio afectada por la nueva barrera de humedad, entre la de la tormenta original. Alternativamente, se puede hacer tres ajustes por concepto de:

   i) Punto de rocío máximo en el sitio de la - tormenta
   ii) Punto de rocío máximo en el área de pro-- yecto.
   iii) Diferencia de elevación entre el sitio de la tormenta y el sitio de transposición.

Se usa razones de aguas precipitables y se combinan los factores (i), e (iii). Esto es equivalente al mismo factor de ajuste del enfoque en una sola etapa ya que los términos en los numeradores y denominadores se cancelan.

A continuación se presenta un ejemplo de trans-

posición de tormenta aplicando separadamente -- los dos procedimientos expuestos:

Ejemplo:
Una tormenta produjo una precipitación de 203mm sobre una área de 1560 km^2 en 6 horas; 254 mm - en 12 hr, 305 mm en 18 hr y 320 mm en 24 hr. -- Ocurrió con una barrera de 300 m de alto y con un punto de rocío de 21°C a 1000 mb. Esta tor-- menta se va a transponer a una hoya de 2560 km^2 en la misma zona meteorológicamente homogénea - con una barrera de humedad de 450 m. El mayor - punto de rocío a 1000 mb durante la época en -- que ocurrió la tormenta fué de 24°C en el sitio de transposición y de 24,5°C en el sitio original.

Método 1: Factor de Ajuste Sencillo

Tormenta medida:	W total desde 1000 mb hasta 200 mb, a 21°C =	57,7mm
	W reducido desde 1000 mb hasta 300 m, a 21°C =	5,4mm
	W residual desde 300 m hasta 200 mb, a 21°C =	52,3mm
Cuenca de proyecto:	W total desde 1000 mb hasta 200 mb, 24°C =	73,6mm
	W reducido desde 1000 mb hasta 450 m, a 24°C =	9,3mm
	W residual 450 m hasta 200 mb a 24°C =	64,3mm

Factor de ajuste : $\frac{\text{W residual cuenca proyecto}}{\text{W residual tormenta medida}} = \frac{64,3 \text{ mm}}{52,3 \text{ mm}} = 1,23$

Las alturas de precipitación ajustadas para la cuenca, o PMP son:

249,7 mm a 6 h, 312,4 mm a 12 hr, 375,7 mm a - 18 hr y 293,6 mm en 24 hr.

Método 2: Ajustes separados para puntos de rocío y elevación.

i) Ajuste de W por punto de rocío máximo en la tormenta

$$\frac{\text{W desde 300 m hasta 200 mb, a 24,5°C}}{\text{W desde 300 m hasta 200 mb, a 21°C}} = \frac{70,6}{52,3}$$

ii) Ajuste de W por punto de rocío máximo en la cuenca

$$\frac{\text{W desde 300 m hasta 200 mb, a 24°C}}{\text{W desde 300 m hasta 200 mb, a 24,5°C}} = \frac{67,3}{70,6}$$

ii) Ajuste por diferencia de elevación en los 2 sitios

$$\frac{\text{W desde 450 m hasta 200 mb, a 24,5 C}}{\text{W desde 450 m hasta 200 mb, a 24°C}} = \frac{64,3}{67,3}$$

Ajuste total: (i) x (ii) x (iii) =

$$= \frac{70,6}{52,3} \times \frac{67,3}{70,6} \times \frac{64,3}{67,3} =$$

$$= \frac{\text{W desde 450 m hasta 200 mb, a 24°C}}{\text{W desde 300 m hasta 200 mb, a 21°C}} = \frac{64,3}{52,3} = 1,23$$

La figura (7.35), es una representación esquemática de la transposición y maximización de esta tormenta. Se muestra las isopletas de punto de rocío máximo para la zona homogénea dentro de - la cual se efectúa la transposición. Se da las

barreras de humedad para la dirección predominante del viento de la tormenta transpuesta.

7.14.2.2.a Zonas Meteorológicamente Homogéneas

Las zonas de homogeneidad meteorológica a los fines de transposición de tormentas, se definen como áreas donde cada punto puede experimentar un evento de precipitación con el mismo mecanismo de tormenta y el mismo movimiento de viento afluente total, pero no necesariamente con la misma carga de humedad o con la misma frecuencia. Así, que la transposición de tormentas se puede hacer únicamente en zonas meteorológicamente homogéneas.

Estas zonas son determinadas principalmente mediante consideraciones subjetivas usando mapas sinópticos, datos aerológicos e informaciones sobre AAD. Cuando se ha analizado una cantidad grande de tormentas, su localización y similitud de aspectos sugiere las zonas homogéneas.

La topografía de una región puede afectar el flujo de humedad y la estructura de tormentas a tal grado que un ciclón no podría moverse hacia una región ubicada dentro de una barrera montañosa alta, sin sufrir cambios fundamentales, las superficies frontales también pueden ser destruídas o modificadas en su paso sobre terreno rugoso. Consecuentemente, las altas cordilleras montañosas forman usualmente los bordes de las zonas meteorológicamente homogéneas y no las intersectan.

La localización y extensión de masas de aire de propiedades favorables determinan también las zonas de homogeneidad meteorológica. Cierta tor

menta requiere la presencia de masas de aire húmedo activas, las cuales pueden encontrarse sólo en regiones costeras especiales, tormentas - similares no deben ser transpuestas fuera de la extensión conocida de una masa de aire.

La determinación de zonas de homogeneidad meteorológica, es, así, un problema complejo que puede resolverse sólo mediante análisis detallado de tormentas. La zonas homogéneas constituyen - una guía, debiendo decidirse los límites de --- transposibilidad de cada tormenta en base a la consideración de estas zonas y de la tormenta - misma. Debe considerarse en particular, las propiedades del aire en la superficie y en la altura, la localización de la tormenta respecto a - la topografía y a la circulación general, y los factores internos de la tormenta causantes de - fuertes lluvias. Es significante el grado en -- que estos factores alcanzan sus máximos valores probables, así como la dependencia de la tormenta de condiciones locales no existentes en -- otros sitios.

Las tormentas orográficas, los chubascos locales severos y los chaparrones son ejemplos de - tormentas intensas que son reducidas o intensificadas por la topografía, y no deben ser transpuestas a otros sitios sin modificación.

7.14.2.2.b Orientación de la Tormenta

La mayoría de las tormentas muestra un patrón - de lluvia bien conformado, especialmente si no hay influencias topográficas; otras dan patrones irregulares y alargados que están relacionados al mecanismo de la tormenta o a la afluen--

cia de humedad en lugar de la topografía. Toda tormenta puede ser transpuesta pero debe examinarse su orientación para ver si éste es un aspecto necesario de la tormenta. Como una regla general, la tormenta no debe ser rotada más de 20 grados.

7.14.2.2.c Factores de Ajuste

La cuenca de proyecto podría tener una forma - irregular o una orientación rara. Es inapropiado transponer la altura máxima de lluvia de una tormenta caida sobre una superficie en la misma área pero con diferentes formas, a la cuenca de proyecto, sin modificarla. Se necesita un factor de ajuste que se obtiene por superposición de la línea divisoria de la cuenca sobre las -- isoyetas de la tormenta crítica. Planimetrando las isoyetas que quedan dentro de la cuenca se obtiene una lluvia media que puede ser comparada con la máxima altura de lluvia promedio para un área igual en la tormenta. La razón de éstas es el factor de ajuste que puede ser usado ahora con la lluvia transpuesta y ajustada para cada duración. En este procedimiento no debe olvidarse lo relativo a la orientación.

7.14.2.2.d Transposición y Maximización en Zonas Montañosas

Cuando la influencia de la topografía sobre la tormenta se limita a la reducción de la humedad afluente, la transposición a zonas similares -- presenta pocas dificultades; pero si la pendiente, la elevación, la orientación, etc., de la - cordillera afecta al patrón de flujo de la tormenta y causa intensificación de la lluvia y --

efectos de "salplicadura", la transposición y - maximización no es tan sencilla.

Hay varias maneras de usar y transportar tormentas reales ocurridas fuera de la cuenca del proyecto. En primer lugar, las tormentas ocurridas dèntro de las mismas zonas meteorológicamente - homogéneas pueden ser transpuestas entre áreas de topografía similar. En segundo lugar, las alturas de precipitación de la tormenta pueden -- ser expresadas como un porcentaje de las precipitaciones medias de un mes, una estación o un año. Las líneas isoporcentuales pueden ser transpuestas a otras cuencas utilizando los princi-- pios de transposición. En sus nuevas localida-- des las isoporcentuales ajustadas se aplican al mapa isoyético medio mensual para el mes, estación o año correspondiente al período seleccionado para el cálculo de las isoporcentuales. El resultado de este procedimiento es la máxima altura de precipitación para la tormenta transpuesta en la cuenca de proyecto.

El método isoporcentual se puede ilustrar sencillamente así:

Ejemplo:

Si sobre un sitio en el cual la lluvia anual es 1200 mm, cayó una lluvia de 670 mm en 24 horas, entonces esta tormenta contribuye con 670/1200 ó 56% de la lluvia promedio anual. En otra cuenca con factor de transposición y maximización - igual a 1,2, la lluvia media anual es de 1016mm y la tormenta transpuesta contribuye con 56 x - 1,2 ó 67%; o sea, 0,67 x 1016 mm = 681 mm. Este

representa el valor máximo probable de la tor-- menta en cuestión.

7.14.2.3.- Fórmulas Empiricas

En la determinación de la PMP en cuencas de pro yecto, es necesario considerar, para varias duraciones, las mayores alturas de lluvia que hayan sido registradas, primero en la cuenca y -- después en las zonas meteorológicamente homogéneas; lluvias que luego son ajustadas y/o trans puestas. En ciertas regiones hay una corta historia de tormentas o las tormentas bien medidas no son altamente eficientes. Por lo tanto, es - de utilidad comparar los registros disponibles con aquéllos de otras zonas o continentes. En - la figura 7.36 se muestra la envolvente de las mayores alturas de lluvia medidas en el mundo, ploteadas en escala logaritmica contra el logaritmo de sus duraciones. Esta curva se represen ta por la ecuación $P = 421,6\ D^{0,475}$ donde D es la duración en horas y P la precipitación en mm en la duración D. Los valores obtenidos mediante esta ecuación deben ser usados solamente en áreas con climas similares a los de las localidades que aparecen en el gráfico de la figura - 7.36. Lluvias similares son improbables en cli mas más fríos o en cuencas elevadas protegidas por montañas donde las masas de aire tienen bajo contenido de humedad. Incluso en climas ecua toriales fuera de la faja de ciclones, la ausen cia de mecanismos de tormentas eficientes pue-- den hacer improbable su ocurrencia.

7.14.2.4.- Método Estadístico

Los métodos estadísticos son usados ampliamente para analizar datos puntuales de precipitaciones y, para fines de diseño, dan las intensidades de lluvia para diversas duraciones y períodos de retorno. La lluvia puntual se toma como representativa de unos 25 km^2 y se extrapola a áreas mayores mediante las relaciones altura-área (AA). Debido a la naturaleza fortuita de las tormentas fuertes o de las intensidades altas de lluvia, las lluvias puntuales no deben extrapolarse más allá de 1000 km^2 con métodos apropiados.

Como se sabe, para la mayoría de las distribuciones usadas en Hidrología, el valor observado, X, se puede expresar en términos de su promedio, $\bar{X}$, su desviación típica, σ, o el coeficiente de variación, $\sigma/\bar{X}$, y un factor de frecuencia K.

$$X = \bar{X} + K\sigma \text{ ó } X = \bar{X}\{1 + K\ (Cv)\}$$

El factor de frecuencia, K, depende de la distribución estadística usada, del número de años de registro, n, y del período, Tr.

Es razonable esperar que para la PMP hay un valor de K, que no será excedido (Km). La PMP puede expresarse entonces como $PMP = \bar{X} + \sigma\ Km$. Se ha considerado la posibilidad de que Km puede variar con otros factores tales como la duración de la tormenta, la localización y el mecanismo de la tormenta, y así se ha expresado empíricamente en función de la duración de las tormentas y de la media de la lluvia máxima anual, como se muestra en la figura 7.37. Esta relación se dedujo por investigación de las

mayores alturas puntuales de lluvia anual en -- los Estados Unidos para duraciones desde 5 min hasta 24 horas. Los valores de K_m fueron determinados para las mayores lluvias registradas para cada duración, como:

$$K_m = \frac{\text{máxima lluvia medida - media de la serie anual}}{\text{desviación típica}}$$

Los valores de Km muestran una disminución de K con el aumento de P. La envolvente de todos los valores Km ploteados para cada duración, abar-- cando todos los registros disponibles, se muestra en la figura 7.37. El uso de esta envolvente viene a ser en la práctica un procedimiento similar a la transposición. El uso de los mayores valores de precipitaciones medidos mundialmente permitió definir la parte superior de las curvas. Las pruebas de consistencia interna también definen mejor las curvas de varias duraciones y permite interpolarlas, p.e para 6 hr. La figura 7.37 puede usarse para obtener un estimado de la PMP en un punto para varias duraciones a partir de la media de las lluvias máximas --- anuales y sus desviaciones típicas.

$$PMP = P + Km\ \sigma \qquad (7.8)$$

Se puede observar que estaciones que tengan una misma media de las máximas precipitaciones anuales pueden dar diferentes PMP's en virtud de -- las diferencias en sus desviaciones típicas.

El mayor valor de Km usado mundialmente es 15. El método tiene las ventajas de que toma en -- cuenta los datos reales expresándolos en términos de parámetros estadísticos, y de que es fá-

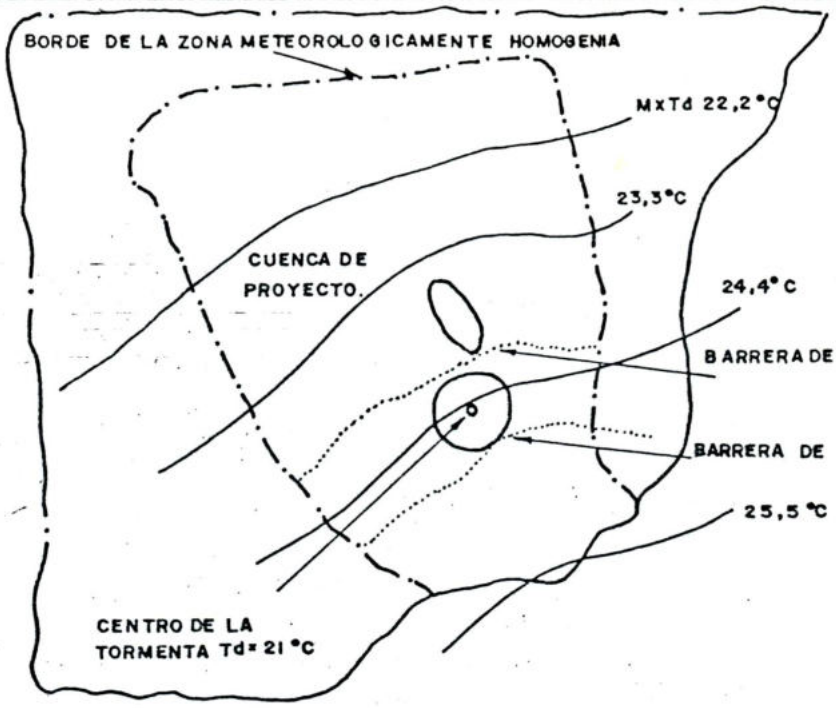


FIGURA: 7.35 TRANSPOSICION Y MAXIMIZACION DE UNA TORMENTA

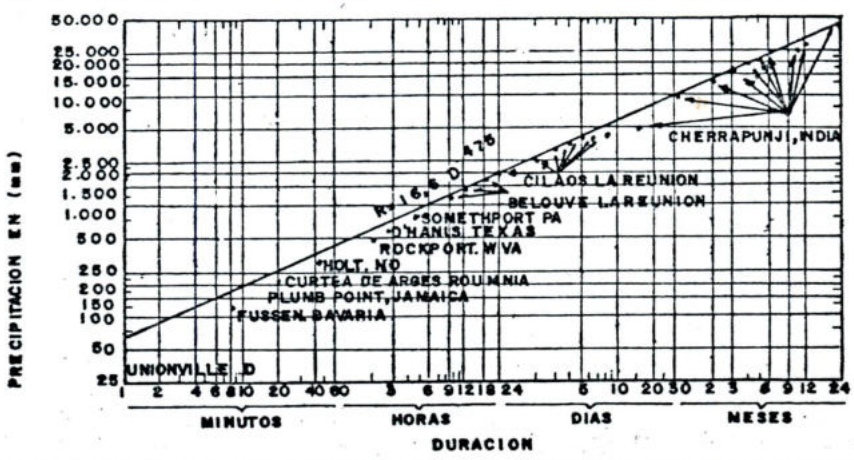


FIGURA: 7.36
MAXIMAS ALTURAS DE LLUVIA MUNDIALES MEDIDAS

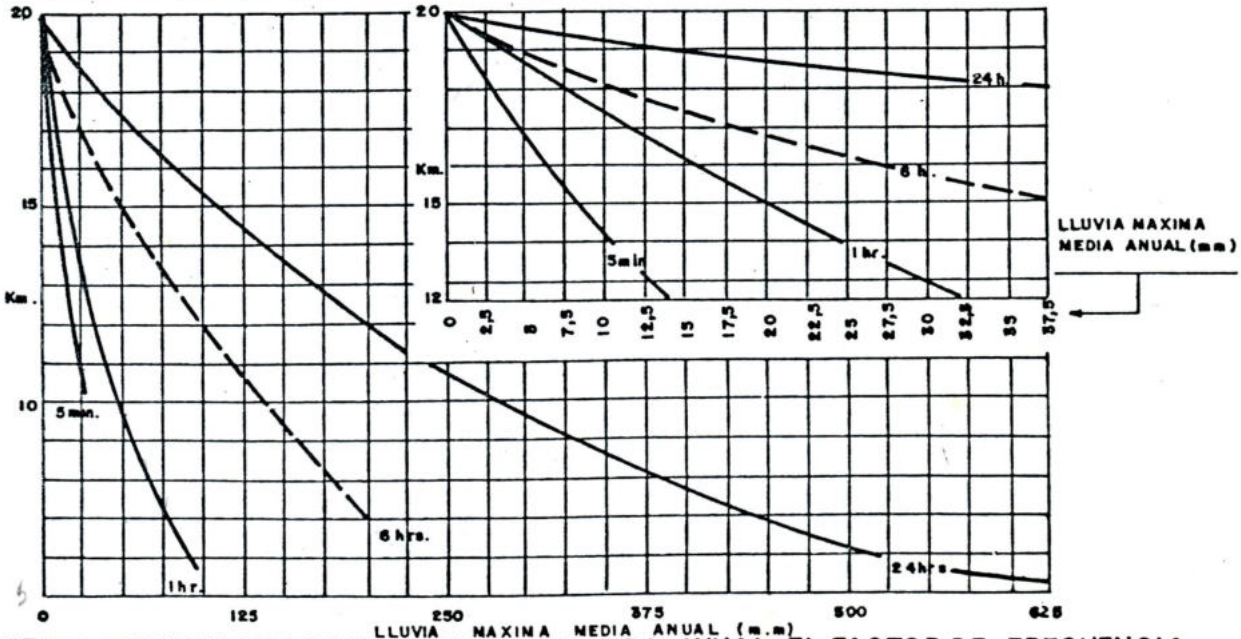


FIGURA: 7.37 RELACION ENTRE LA LLUVIA MAXIMA MEDIA ANUAL, EL FACTOR DE FRECUENCIA Km. Y LA DURACION DE LA TORMENTA.

cil de usar. La desventaja es que no se toma - en cuenta las influencias locales sobre la tormenta o sus peculiaridades y éstas pueden ser significativas. Sin embargo, la transposibilidad universal de las lluvias de tormentas eléctricas y el uso de valores envolventes de Km - son procesos similares y ambos podrían ser -- aceptados para tormentas de corta duración sobre áreas pequeñas. Al igual que todos los métodos estadísticos, su éxito depende de la longitud y la naturaleza de los registros usados. La ocurrencia fortuita de lluvias extremas puede afectar la evaluación de P y σ y, por lo -- tanto, de la PMP, y, como otros modelos dependientes de coeficientes empíricos, la ecuación de la PMP es una manera concisa y conveniente de obtener una respuesta aproximada cuando la ignorancia inicial es grande respecto a la cantidad a ser estimada.

7.14.2.5.- PMP en Regiones Tropicales

Una forma común de maximización de tormentas es maximizar la humedad en base a la proporción de la lluvia máxima probable (el vapor de agua atmosférico total) que se considera físicamente posible en una región dada, al agua precipitable observada durante cada tormenta grande.

Debido a que en las regiones tropicales gene-- ralmente no se dispone de datos de radiosondas es necesario recurir a otras medidas de la humedad atmosférica para determinar el agua precipitable disponible durante las situaciones - de grandes tormentas. El parámetro más comun-- mente usado es el punto de rocío en la superficie, medido en estaciones meteorológicas ubica

das dentro de la masa de aire caliente-húmedo que fluye hacia la tormenta. Se utiliza el punto de rocío persistente durante 6 ó 12 horas - lo cual elimina los valores falsos que puedan ocurrir debido a las técnicas de medición. Los datos de punto de rocío se convierten en agua precipitable suponiendo una distribución saturada, adiabática húmeda, de la temperatura con la altura. Los estudios realizados muestran -- que el agua precipitable calculada simultáneamente a partir de los datos de radiosonda y de punto de rocío en superficie dan valores muy - parecidos.

Entonces, a partir de las temperaturas de punto de rocío máximas registradas se puede hacer una estimación razonable del límite superior - del agua precipitable disponible. Se ha realizado estudios usando datos de Venezuela, determinando el agua precipitable para días lluviosos a partir de datos de radiosonda y de punto de rocío. Al graficar los resultados se ha encontrado que el agua precipitable medida durante una tormenta promedio es cerca de 5 mílimetros menor al valor indicado por los datos de punto de rocío, lo que indica que la maximización de muchas tormentas en las regiones tropicales puede ser en realidad muy baja. Entonces, aparentemente, el uso de la técnica de ajuste de humedad para la maximización de tormentas - puede inducir a sub-estimaciones serias del potencial de una tormenta en las áreas tropica-- les. También se ha encontrado problemas en la determinación del agua precipitable máxima probable. Una manera de encontrar el límite superior del agua precipitable máxima es utilizar temperaturas máximas medidas al nivel del mar.

Históricamente se ha usado las temperaturas de punto de rocío de superficie máximas registradas como una indicación del potencial máximo. Sin embargo, en los años recientes, se ha utilizado estudios de frecuencia de datos de temperatura de punto de rocío máximo. Se selecciona, entonces, el agua precipitable basada en las temperaturas de punto de rocío con períodos de retornos de 25 a 100 años, puesto que éstas son algo raras y están asociadas con la condición máxima probable. Las curvas de frecuencia de agua precipitable que han sido elaboradas sobre la base, tanto en datos de radiosonda como de punto de rocío de superficie, para regiones situadas en latitudes entre 10° y 31°, permiten hacer las siguientes conclusiones:

1) Las pendientes de las curvas de frecuencia de agua precipitable determinadas a partir de datos de punto de rocío son casi idénticas a aquellas obtenidas de los datos de radiosonda; y

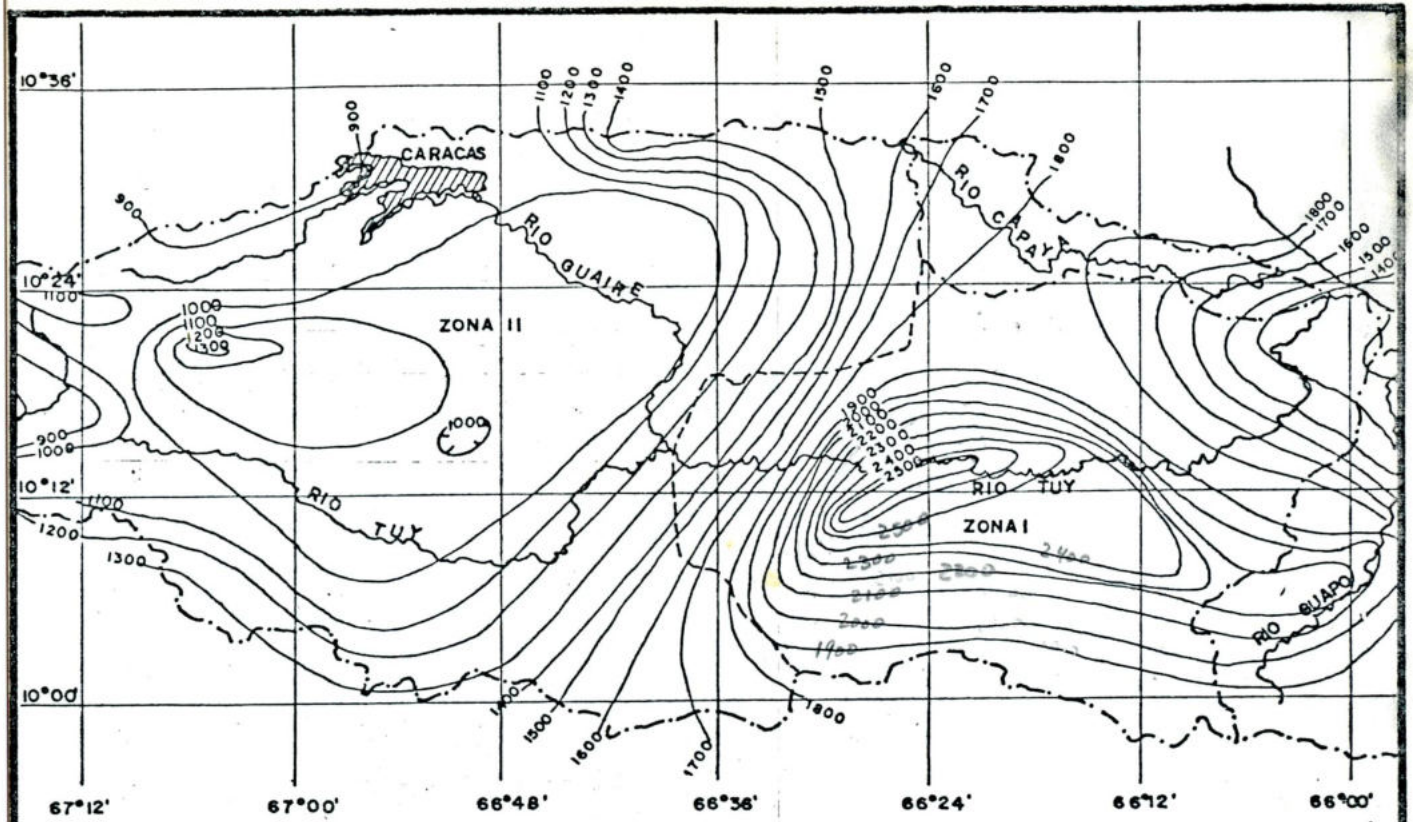
2) La magnitud del agua precipitable determinada a partir de los datos de punto de rocío para varios períodos de retorno, es algo más alta en las regiones tropicales que el agua precipitable real determinada a partir de los datos de radiosonda.

Una de las formas más exitosas de ajuste de tormentas ha sido la aplicación de la transposición de tormentas. En la mayoría de las regiones tropicales la lluvia está relacionada directamente con la orografía, y la transposición directa de los patrones isoyéticos puede conducir

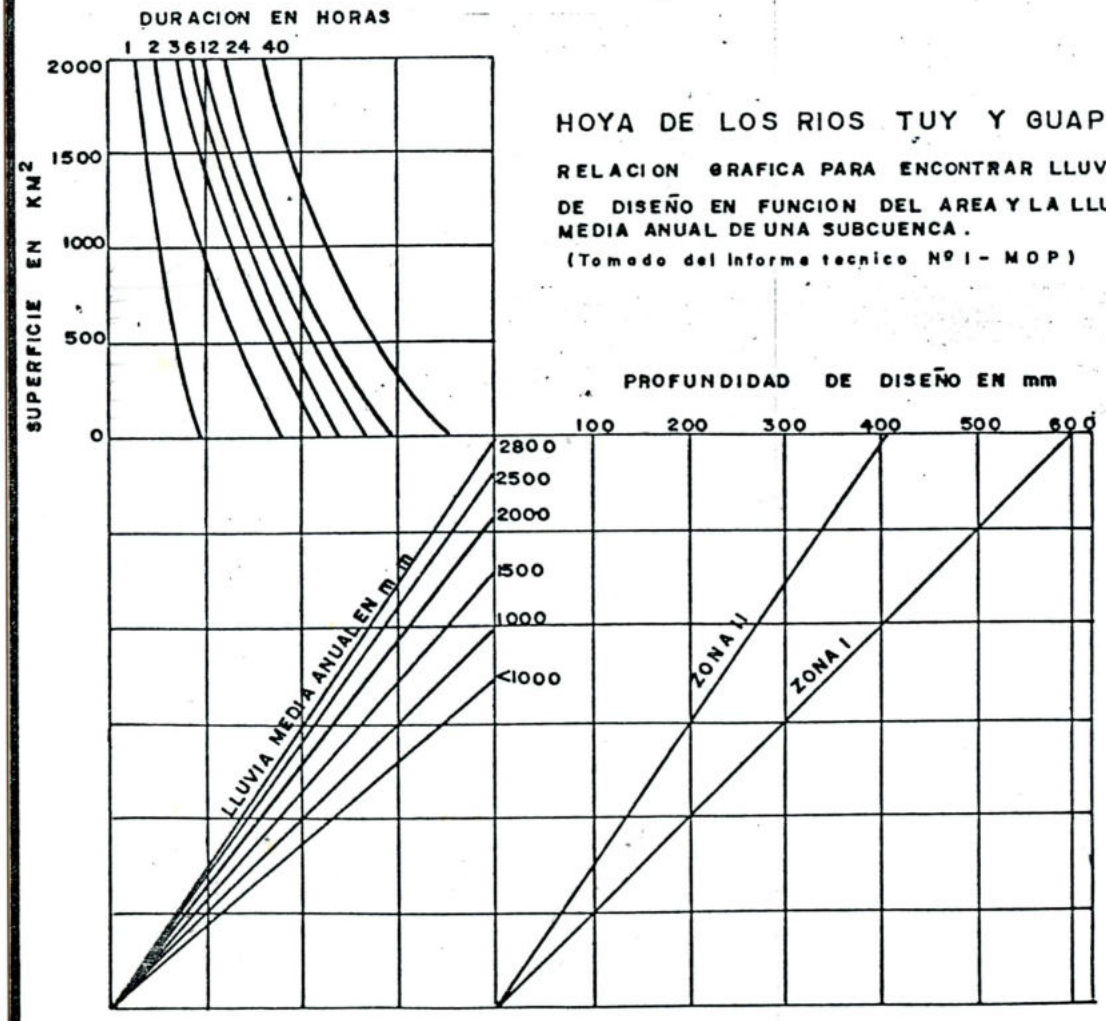
a resultados erróneos. Una técnica que se ha ensayado con éxito ha sido expresar el patrón de la tormenta en términos de algún parámetro que esté relacionado con la magnitud de la tormenta. Algunos estudios preparados para Venezuela, (Fletcher, 1949), han demostrado que la magnitud de los valores de las tormentas para sitios seleccionados están relacionados directamente a la lluvia media anual. Así, que los valores de las tormentas se pueden expresar como un porcentaje de la lluvia media anual y dibujar mapas isoporcentuales. Estos patrones se pueden, entonces, transponer. Debe tenerse cuidado de no hacer transposiciones desde áreas de una lluvia media anual baja a áreas de lluvia alta.

Otro problema relacionado con la transposición de tormentas es que por debajo de los 15° de latitud el potencial de las tormentas severas decrece hacia el Ecuador, aunque no se sabe exactamente la magnitud de esta disminución (Schwarz, 1969).

En la figura 7.38 se muestra una relación gráfica elaborada por la Dirección de Hidrología del Ministerio del Ambiente de Venezuela para determinar lluvias máximas probables en la hoya de los ríos Tuy y Guapo (Estado Miranda, Venezuela) en función del área y la lluvia media anual de una subcuenca. Para aplicar el método es preciso conocer de antemano la localización de la subcuenca problema y su superficie. Conocidos los datos anteriores se recurre al mapa medio anual normalizado, y se busca la precipitación media anual sobre esa subcuenca. El próximo paso es usar el gráfico que describe la relación entre superficie, duración, precipitación media



CUENCA DEL RIO TUY - MAPA ISOYETICO NORMALIZADO



HOYA DE LOS RIOS TUY Y GUAPO

RELACION GRAFICA PARA ENCONTRAR LLUVIAS DE DISEÑO EN FUNCION DEL AREA Y LA LLUVIA MEDIA ANUAL DE UNA SUBCUENCA.

(Tomado del Informe tecnico Nº 1 - M O P)

FIGURA: 7.38

LLUVIAS DE DISEÑO PARA LAS HOYAS DE LOS RIOS TUY Y GUAPO.

anual y localización de la subcuenca. Sobre -- este gráfico las superficies están señaladas en el eje izquierdo y expresadas en km^2. Entrese - con el área de interés y desplácese horizontalmente hasta tocar la duración o duraciones escogidas en acuerdo al tipo de solución que se busca. De la intersección de las líneas de superficie y duración bájese verticalmente y tóquese - la línea de lluvia media anual que corresponda a la localización; desde esa intersección des-- plácese horizontalmente hasta la línea zonal -- que corresponda a la zonificación para la sub-- cuenca y de allí súbase verticalmente la línea horizontal de alturas de lluvia y léase la cantidad encontrada. Esa altura de lluvia encontrada es la lluvia de diseño para el área requerida en el tiempo escogido. La repetición de este proceso para diferentes duraciones conduce a encontrar la curva de duración para el área en -- cuestión. A manera de ejemplo se explica el siguiente problema.

Ejemplo:

Supóngase una cuenca de 500 km^2 de superficie - localizada en la zona 1, cuya lluvia se ha estimado, sobre el mapa medio anual normalizado, en 2.000 mm. Entrese con 500 km^2 al gráfico de superficie-duración-lluvia media anual-localiza-- ción y léase los valores siguientes:

Duración (horas)	1	2	3	6	12	24	40
Lluvia (mm)	87	167	215	237	266	294	353

Con esta tabla de valores es posible construir la curva de duración para el área escogida de 500 km^2.

7.15.- Las Lluvias en Venezuela

Según la voz popular, el tiempo anual en Venezuela se distribuye en dos temporadas: el verano y el invierno. En términos más concretos, el verano es la estación de sequía que abarca los meses de Diciembre hasta Abril, inclusives, y el invierno indica la estación de lluvias, desde Mayo hasta Noviembre.

La temporada seca es un período sin lluvias en la mayor parte del país, aunque existen algunas regiones como el sur del Lago de Maracaibo, el Territorio Amazonas y la Guayana donde se presentan lluvias dentro de ésta época, no pudiéndose entonces definir claramente dos temporadas según las lluvias ocurridas.

Las lluvias convectivas se producen en todo el país con una frecuencia alta, a excepción de las partes más elevadas. Las lluvias de origen frontal mojan una franja de aproximadamente 100 km de ancho de la costa norte del país y las islas en el mar Caribe. Las lluvias orográficas están confinadas a los cuatro sistemas de montañas del país. El cinturón tropical de bajas presiones también hace producir lluvias en todo el país, mientras que en el oriente, los huracanes inducen importantes lluvias.

En general, las precipitaciones en Venezuela pueden atribuirse a tres causas principales, dependiendo de la época del año y del origen del fenómeno: fenomenos de zonas Ecuatoriales, fenómenos propios de la masa de aire tropical y fenómenos propios de zonas templadas.

7.15.1 Fenómenos de Zonas Ecuatoriales

El ciclo anual de las lluvias en Venezuela está determinado principalmente por la posición de la zona ecuatorial de baja presión (llamada a menudo, la zona de convergencia -- ecuatorial o zona de convergencia intertropical). Durante el verano venezolano, el cual coincide con la estación de invierno del hemisferio norte, ésta zona de baja presión - se encuentra en Brasil, a menudo al sur del río Amazonas. Durante el tiempo de invierno (Mayo a Noviembre) se coloca sobre Venezuela desplazándose hacia atrás y adelante sobre varias partes del país. Lo marcado de esta zona y la intensidad de la convergencia a lo largo de la misma no son -- constantes. Esta causa fundamental es alterada por circulaciones menores a baja altitud, tales como las brisas marinas, los vientos de montaña-valle, los sistemas de vientos en pequeña escala derivados de las mismas precipitaciones y por causas de gran escala como las bajas y altas en la - parte superior de la tropósfera, algunas de las cuales son parte de los sitemas generales de vientos que se extienden hacia el sur desde Norte América y el Atlántico Norte. Aunque pueden ocurrir fuertes precipitaciones en cualquier momento durante la estación de lluvias, la zona de baja presión ecuatorial es más activa durante Mayo y Junio, y a -- finales de Septiembre y Octubre; una particularidad que se nota también en la frecuencia de formación de huracanes en el Caribe Occidental.

Las lluvias originadas son de tipo ciclónico por convergencia de los Alisios. La figura 7.39, ilustra el fenómeno.

7.15.2 Fenómenos Propios de la Masa de Aire Tropical

Estos pueden ser de dos tipos:

1) Perturbaciones que se mueven desde el Este, tales como los huracanes (estos pueden afectar el extremo nor---

oriental de Venezuela una vez cada 100 años) y las llamadas ondas del este (Ver Fig. 7.41). Estas perturbaciones ocurren principalmente entre Junio y Octubre.

Son precipitaciones ciclónicas:

2) Fenómenos locales y estacionarios. Estas son convergencias locales debidas, principalmente a la orografía, - como son la convergencia de Barlovento (Ver Fig. 7.41D) la del Sur del Lago de Maracaibo (Ver Fig. 7.41B) y la convergencia que se forma sobre la Cordillera de la -- Costa (Ver Fig. 7.41C) y que afecta al Distrito Federal y los Estados Miranda, Aragua y Carabobo durante -- los meses de Mayo a Noviembre. Son precipitaciones orográficas. Existen también en Venezuela lluvias convectivas por grandes calentamientos del suelo, especialmente en los llanos.

7.15.3 Fenómenos Propios de Zonas Templadas

Aunque la temporada seca es un período de buen tiempo consecutivo sin lluvias en la mayor parte de Venezuela, en -- los meses desde Enero hasta Marzo, pueden ocurrir precipitaciones, especialmente en la parte norte de Venezuela, -- cuyos orígenes hay que buscarlos en fenómenos meteorológicos originados en las zonas templadas. Estas perturbaciones, atmosféricas, en su travesía, dejan sentir su influencia en la zona del mar Caribe y sobre la Costa Venezolana y regiones adyacentes.

Estos fenómenos están relacionados con masas de aire de -- origen polar las cuales cubren la mayor parte del continente norteamericano durante los meses de Enero a Marzo. A lo largo de la zona límite entre las masas de aire polar y -- las masas de aire tropical del Mar Caribe se forman ondulaciones barométricas, las cuales se transforman en depresiones atmosféricas bien desarrolladas, y se mueven hacia el - Atlántico. Encabezadas por un frente frío, las masas de --

aire sufren lentamente una transformación debido a la influencia de las superficies cálidas del mar y de la tierra, pero conservan las características termodinámicas por largo tiempo, dando origen, en su travesía, a nubes convectivas con precipitaciones en forma de chaparrones. Según la intensidad del fenómeno, la masa de aire polar se mueve hacia el sur, y sucede que algunos restos difusos de tales frentes fríos llegan hasta la costa de Venezuela interrumpiendo así el período de seguía en las regiones costeras y zonas adyacentes.

Ordinariamente todos los años algunos frentes difusos alcanzan la zona norteña del país entre el 10 y el 18 de Marzo, y por la regularidad sorprendente con que originan algunas lluvias aisladas en ese lapso de tiempo, el pueblo venezolano ha dado en llamar a esta singularidad el "invierno de las chicharras", debido a que en las fechas indicadas comienzan a cantar las chicharras. En la figura 7.40 se ilustra esta situación.

Las irrupciones de masas de aire polar hacia las zonas tropicales, con sus frecuentes fríos en la superficie, están acompañadas por un flujo de aire frío en la altura, que se presenta por lo general en forma de protuberancias o lenguas de masas frías. Cuando han alcanzado su máximo, la lengua de la masa de aire frío puede sufrir estrangulamiento en su parte central debido a la formación de anticiclones a los lados occidental y oriental de la misma, pudiendo finalizar este proceso en una separación completa de la parte meridional (relativo al sur) del aire polar. Esta burbuja de aire frío así formada, puede conservar su vida propia y sus características termodinámicas por algunos días. Generalmente, dentro de la burbuja hay una ligera circulación ciclónica y su desplazamiento es muy irregular. Día a día cambia su movimiento. La fuerte insolación en la mañana y al mediodía, produce convección, la cual origina algunas nubes Cúmulos Congestus que alcan

FIGURA. 7.39

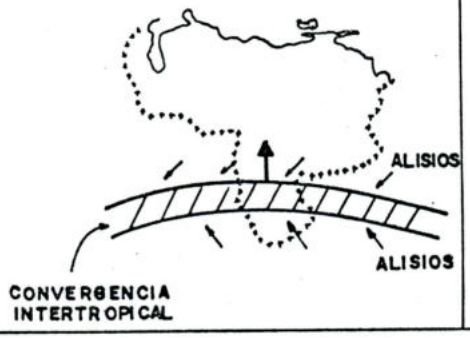
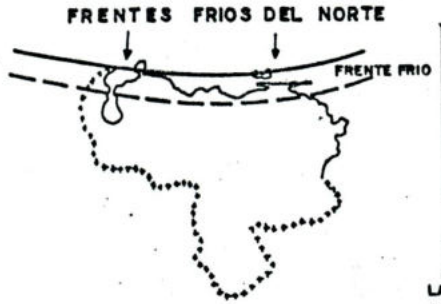


FIGURA. 7.40







LAS MASAS DE AIRE POLAR Y FRIO EN LA PARTE TRASERA DE LAS BAJAS PRESIONES INVADEN GRAN PARTE DEL MAR CARIBE EN SU AVANCE HACIA EL SUR.

FIGURA.7.41 (A)

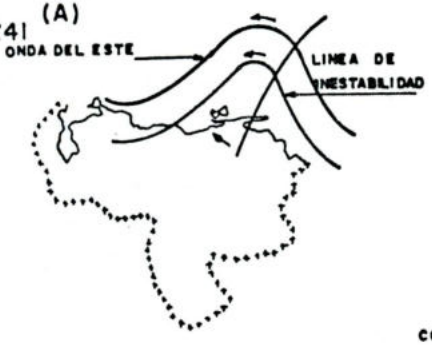
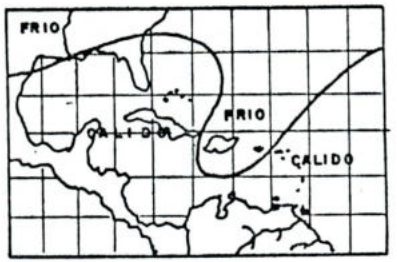


FIGURA.7.41 (B)

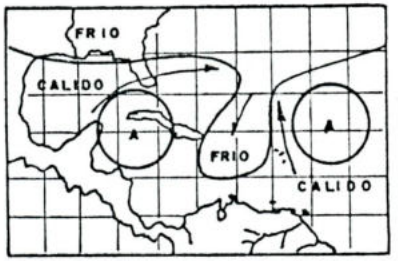


CONVERGENCIA DEL SUR DEL LAGO DE MARACAIBO

FIGURA.7.42

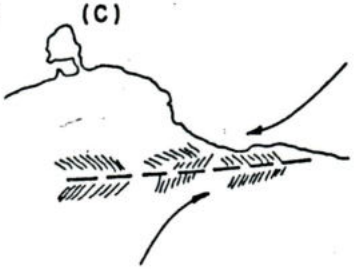


(A)



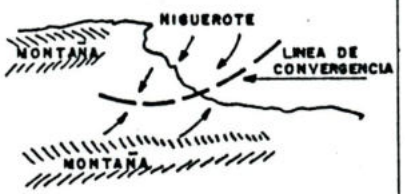
(B)

FIGURA.7.41 (C)

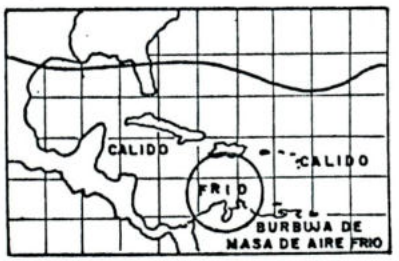


CONVERGENCIA SOBRE LA CORDILLERA

FIGURA.7.41 (D)

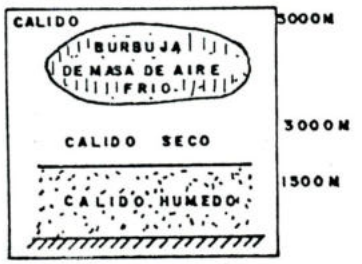


CONVERGENCIA DE BARLOVENTO



(C)

SECCION PERFIL



(D)

BURBUJA DE AIRE FRIO

zan en su desarrollo vertical a la burbuja de aire frío. - A causa de la intensidad, se originan aisladas nubes Cumulonimbus, las cuales dan lugar a fuertes chaparrones locales. Estos Cumulonimbus se desplazan lentamente con las corrientes encontradas en las cimas y debido a la renovación permanente de su energía a partir de la atmósfera adyacente, pueden persistir por más de 24 horas, originando a su paso lluvias de extraordinaria magnitud en algunos lugares. Este fenómeno se observa con frecuencia en Venezuela durante los meses de Enero hasta Abril, lo que hace suponer que no pocas de las lluvias fuertes que ocurren durante esos - meses son debidas a las burbujas de aire frío en la altura. En la figura 7.42, se ilustra el fenómeno.

8.- EVAPORACION

La estimación de la evaporación de extensiones de agua libre o de superficies terrestres, y de la transpiración de la vegetación, es de gran importancia para los estudios - hidrometeorológicos. Por ejemplo, la evaporación puede -- ser decisiva para el establecimiento de un embalse y es - de utilidad para determinar los procedimientos ordinarios de explotación de un sistema de embalses. La evaporación y la evapotranspiración son también factores importantes en cualquier estudio del balance hídrico.

La evaporación se puede definir como el proceso mediante - el cual un líquido o un sólido se convierte en gas. Usualmente se emplea el término evapotranspiración, el cual implica que las plantas han usado el agua justo antes de que se evapore.

8.1.- Medición de la Evaporación

Para calcular la evaporación de los lagos y embalses se -- utiliza frecuentemente datos de evaporación obtenidos por medio de tinas de evaporación. Las tinas de evaporación --

en uso son muy diversas. Entre los variados tipos de tinas de evaporación utilizados están el estadounidense Clase A y el Soviético modelo GGI-300 de 20 m^2.

Si a la tina de evaporación se acopla un flotador y un menismo de varillas que amplifique las variaciones de nivel y las registren mediante una plumilla a una gráfica movida por un sistema de relojería, se tendrá un registrador de - evaporación.

También se puede medir la evaporación mediante recipientes de vaporización. Entre los de uso más corriente se encuentra el evaporímetro de balanza o Wild, formado por una vasija llena de agua que se coloca como el platillo de los - aparatos llamados pesacartas. La superficie de esta vasija cilíndrica, es de 200 cm^2. Cuando se evapora el agua de -- esa vasija, esta sube y por diferencia de lectura se ten-- drá la evaporación.

El instrumento de medición de evaporación más usado actualmente es la tina, y su aplicación en el diseño y la operación hidrológica se ha hecho común. Aunque la crítica al - enfoque de las mediciones mediante tinas se puede justificar teóricamente, la relación de evaporación anual entre - lago y tina es bastante consistente de año a año y no va-- ría excesivamente de una región a otra.

En la instalación de las tinas se puede usar tres formas - de exposición: enterrada, flotante y superficial; cada una con sus ventajas y desventajas. Al enterrar la tina se tiende a eliminar los efectos de contorno indeseables tales - como la radiación de las paredes y el intercambio de calor entre la atmósfera y la tina misma. Las tinas enterradas - crean problemas de observación y tienen ciertas desventa-- jas ya que recogen basura y son difíciles de instalar, de limpiar y de reparar; además, las fugas no se detectan fácilmente, la altura de la vegetación adyacente a la tina - es crítica y siempre ocurre un intercambio apreciable de -

calor entre la tina y el suelo dependiendo de factores tales como el tipo de suelo, su contenido de humedad y la cobertura vegetal. La evaporación que ocurre desde una tina flotante en un lago se aproxima mucho a la evaporación desde el mismo lago, pero sin embargo existen dificultades de observación además de que las salpicaduras del agua dan lugar a datos no confiables y los gastos de operación y mantenimiento son excesivos. En Venezuela existen pocas estaciones de este tipo.

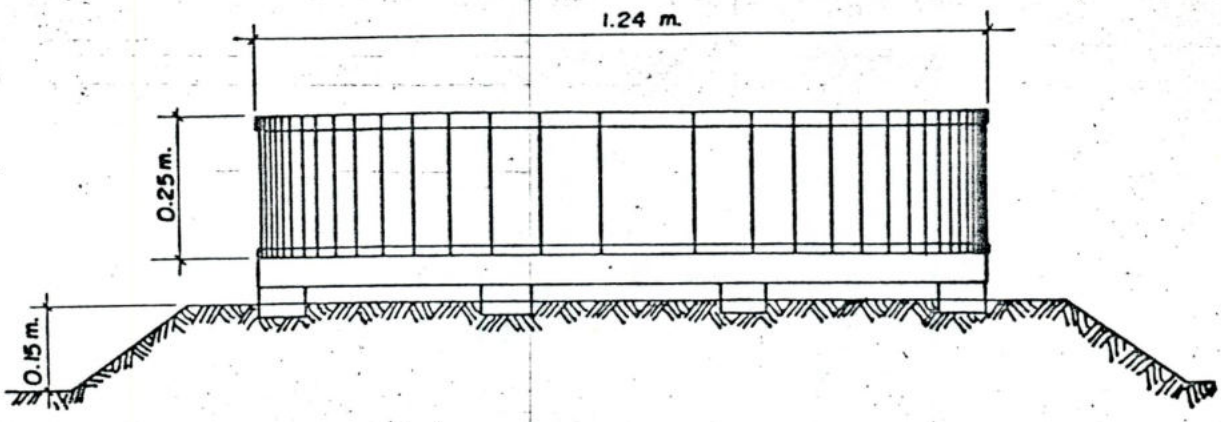
Las tinas expuestas sobre el suelo experimentan mayor evaporación que las tinas enterradas o flotantes, debido principalmente a la energía radiante interceptada por las paredes; además la transferencia de calor sansible a través de las paredes da lugar a variaciones geográficas de las relaciones de lago a tina. Aunque ambas deficiencias se pueden eliminar aislando la tina, este enfoque es demasiado costoso, resulta más económico corregir los datos recolectados mediante una tina no aislada. La principales ventajas de - la exposición superficial son la economía y las facilidades de instalación, operación y mantenimiento; por esta razón es el más generalizado de los tres tipos de exposición citados.

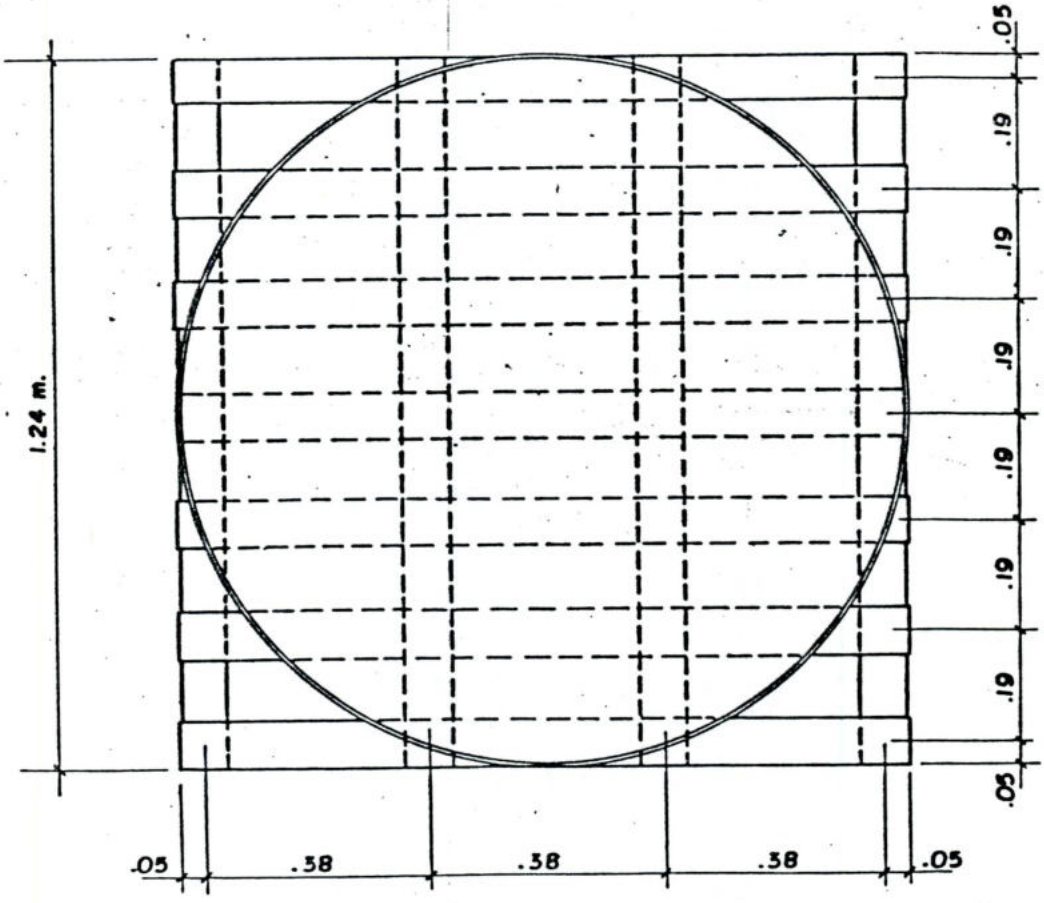
La tina patrón clase A del Weather Bureau es la tina de -- evaporación más ampliamente usada en Venezuela. Está hecha de hierro galvanizado, tiene un diámetro de 1,20 m (4 pies) y una profundidad de 25 cm (10 pulgadas), y se coloca sobre una armadura de madera, de manera que el fondo de la - tina quede a unos 15 cm del suelo con el objeto de que el aire pueda circular libremente por debajo de la tina (ver fig. 8.1.

La medición de la evaporación es parecida a la de la precipitación. La evaporación leída a las 8:00 H.L.V. del día - de hoy es la evaporación de las últimas 24 horas; es decir desde las 8:00 H.L.V., del día anterior hasta las 8:00 H. L.V. del día de hoy.
El valor de evaporación obtenido por diferencia de lectu-- ras más la precipitación, si la hay, deberá anotarse para el día de hoy.

A objeto de que la tina mantenga día a día aproximadamente la misma cantidad de agua, habrá que añadirle agua (o quitarle cuando el agua precipitada sobrepase un límite), por eso se incluye la columna "nueva altura después de añadir o quitar agua en la tabla 8.1. La altura más apropiada --

Figura: 8.1 TINA DE EVAPORACION





PLANTA DE LA TINA Y LA PARRILLA DE MADERA CON SUS DIMENSIONES

que se debe conservar es de unos 150 mm antes de alcanzar - el borde de la tina.

La evaporación diaria es la diferencia del nivel de agua - en el tanque en días sucesivos más la precipitación registrada durante el período que se trate.

El balance que se efectúa en una tina evaporimétrica es como sigue:

$$P - E = - \Delta S$$

$$- \Delta S = - \text{(lectura de ayer - lectura de hoy)}$$

$$E = \text{(lectura de ayer - lectura de hoy)} + P \qquad (8.1)$$

Donde:

E = evaporación diaria en mm.
P = precipitación en mm.

Ejemplo:

Para el cálculo de la evaporación del día 2 de la tabla 8.1 se restó a la altura de agua en el depósito del día 1 la correspondiente al día 2:

94,10 mm - 84,24 mm = 9,86 mm

Para el cálculo de la evaporación para el día 5 se tiene:

66,10 mm - 75,25 mm + 16,5 mm = 7,35 mm

Cálculo de la evaporación para el día 22:

96,50 mm - 104,80 mm + 16,2 mm = 7,90 mm

Cálculo de la evaporación para el día 27:

148,10 mm - 145,60 mm + 5,6 mm = 8,10 mm.

Tabla 8.1.

Cálculo de la Evaporación Diaria

Día	Hora de la lectura	Altura de agua en el depósito (mm)	Nueva altura después de añadir o quitar agua (mm)	Reducción de nivel en el depósito	Lectura de la lluvia en el pluviómetro (mm)	Evaporación total (mm)
1	8:00	94,10		9.08		9.08
2	8:00	84,24		9.86		9.86
3	8:10	75,14		9.10		9.10
4	8:20	66,10		9.04		9.04
5	8:00	75,25		- 9.15	16.5	7.35
6	7:45	66,95		8.30		8.30
7	8:00	71,89		- 4.94	13.31	8.37
8	8:00	63,99		7.90		7.90
9	8:15	55,10	140,20	8.89		8.89
10	8:06	131,10		9.10		9.10
11	8:00	126,00		5.1	4.20	9.30
12	7:35	136,20		-10.2	18.5	8.30
13	8:00	148,70		-12.5	19.6	7.10
14	8:10	156,80	140,12	- 8.1	16.5	8.40
15	8:00	131,37		8.75		8.75
16	8:25	125,42		5.95	3.5	9.45
17	8:05	117,30		8.12		8.12
18	8:00	120,80		- 3.5	11.5	8.00
19	8:03	113,00		7.8	2.0	9.80
20	8:15	105,60		7.4	1.5	8.90
21	8:10	96,50		9.10		9.10
22	8:10	104,80		- 8.3	16.2	7.90
23	8:00	96,40		8.4		8.40
24	8:05	87,50		8.90		8.90
25	8:10	78,30		9.20		9.20
26	7:55	69,25		9.05		9.05
27	7:58	60,80	148,10	8.45		8.45
28	8:00	145,60		2.5	5.6	8.10
29	8:10	136,55		9.05		9.05
30	8:05	128,25		8.30		8.30
31	8:00	130,50		2.25	10.5	8.25
				Promedio diario:		8.64

8.2.- Métodos Indirectos para Estimar la Evaporación

Hay varios métodos indirectos para estimar la evaporación. Entre ellos está: el de balance energético, que se basa en obtener la suma de energía conducida como calor sensible y la utilizada para la evaporación; el método de transferencia de masa, basado en los conceptos de mezcla contínua y discontínua aplicados a la transferencia de masa en la capa limite; el método del balance hídrico, el cual es una medida de la continuidad del flujo del agua y consiste en la aplicación de la ecuación.

$$E = P - Q - \Delta S \qquad (8.2)$$

donde: E = evaporación
P = precipitación total
Q = escorrentía
ΔS = la variación por almacenamiento

Se usa también muchas ecuaciones empíricas o semiempíricas que se han desarrollado para estimar la evaporación desde superficies libres de agua. Entre esas ecuaciones se tiene:

Fórmula de Dalton:

$$E = \alpha(P_e - P_a) \qquad (8.3)$$

donde: E = tasa de evaporación (mm/día, mes, año)
P_e = tensión de vapor de agua saturante para la temperatura superficial del agua.
P_a = tensión de vapor de agua del aire
$P_e - P_a$ = déficit hidrométrico
α = coef. empírico que considera todos los elementos meteorológicos.

Fórmula de los servicios hidrológicos de la URSS:

Esta fórmula resulta de observaciones efectuadas en tan-

ques de evaporación muy grandes.

$$E = 0,15\ n(P_e - P_a)\quad (1 + 0,072\ V) \qquad (8.4)$$

E = evaporación en mm/mes

n = número de días del mes considerado

P_e = presión de vapor saturante en milibares, correspondiente a la temperatura media del agua en su superficie.

P_a = tensión de vapor de agua en milibares

V = la velocidad del viento en m/seg a dos metros sobre la superficie del agua.

8.3.- Coeficiente Evaporimétrico

Existe una diferencia entre la evaporación en el lago y la evaporación en una tina; por lo tanto, para obtener la evaporación del lago es necesario aplicar un coeficiente evaporimétrico a los valores medidos en la tina.

El coeficiente evaporimétrico es la relación, para un sitio determinado, entre la evaporación en lagos o embalses y la evaporación en una tina evaporimétrica.

$$C_e = E\ \text{lago}/E\ \text{tina} \qquad (8.5)$$

En la tabla 8.2, se presenta una serie de valores de coeficientes evaporimétricos en función de los totales de evaporación anual medidos en tinas, según el trabajo "Variación Mensual de los Coeficientes Evaporimétricos en Venezuela", por A. J. Gabaldón (1966).[7]

(7) A. J. Gabaldon. Variación Mensual de los Coeficientes Evaporimétricos en Venezuela y su Relación con la Evaporación Anual. Caracas, 1963.

Tabla 8.2.-

Valores de Coeficientes Evaporimétricos en Venezuela

E_t	C_e	E_t	C_e
1.200	0,90	2.200	0,75
1.300	0,88	2.300	0,74
1.400	0,86	2.400	0,73
1.500	0,84	2.500	0,72
1.600	0,83	2.600	0,71
1.700	0,82	2.700	0,70
1.800	0,80	2.800	0,69
1.900	0,79	2.900	0,68
2.000	0,78	3.000	0,67
2.100	0,76		

E_t = Evaporación Anual de Tina (mm)

C_e = Coeficiente Evaporimétrico

Para obtener la evaporación media anual en un embalse se multiplica la evaporación media anual de la tina evaporimétrica por el coeficiente evaporimétrico respectivo. Si esa evaporación media anual se multiplica por el área del embalse se tendrá el volumen de la evaporación total desde el embalse, y si a esa evaporación total se le resta - la precipitación media anual correspondiente a la zona en estudio, se tendrá el volúmen de pérdidas por concepto de evaporación; es decir:

$$\text{Vol } E_{total} = E_{anual} \times A_{embalse}$$

$$\text{Vol } E_{total} - P_{anual} = \text{Vol de pérdidas}$$

Para que una tina sirva válidamente como índice de evaporación de un embalse, se debe exponer de tal forma que se evite el efecto ambiental o local del embalse. Su ubicación debe ser próxima al embalse pero a barlovento de éste respecto a la dirección dominante del viento.
J. López D. y K. Mathinson(ingenieros venezolanos) compararon los resultados de evapotranspiración potencial en - pasto Bermuda medidas en un lisímetro situado en Cagua, Edo.

Aragua, en Venezuela, con la evaporación obtenida en diversos instrumentos. Encontraron que el de más alta correlación fué la tina tipo A, localizada cerca del lisímetro. - La ecuación de regresión fué:

$$E_{tp} = 0,865\ E_v - 0,832 \qquad (8.6)$$

El coeficiente evaporimétrico medio que encontraron fué de 0,745.

J. García B. y J. López D., ambos venezolanos, desarrollaron la siguiente expresión:

$$E_{tp} = 0,21T - 2,3 + (1 - 0,01\ HR) \times 1,21 \times 10^{\frac{7,45\ T}{234,7+T}} \qquad (8.7)$$

donde:

T = temperatura media diaria durante el lapso que se considere, calculada a partir de las temperaturas leídas en la caseta a las 08:00 y a las 14:00 horas.

H.R.= humedad relativa media durante el lapso, a las horas señaladas

E_{tp} = mm/día para el lapso considerado.

En el Departamento de Ingeniería Agrícola de la Facultad de Agronomía de la U.C.V., se ha utilizado la fórmula anterior sobre la base mensual usando la temperatura y humedad relativa media del mes y se ha encontrado valores aproximados comparables, sobre todo en el total anual, con la E_{tp} medida y con los cálculos por otros métodos.

8.4.- Transpiración

Las raíces de las plantas toman agua del suelo por ósmosis y en las hojas la ponen en contacto con la atmósfera. El proceso de transpiración es el mismo que el de la evaporación, con la variante que las moléculas de agua esca-

pan desde las hojas de las plantas.

Los factores que afectan la transpiración son los fisiológicos y los ambientales o los que constituyen el poder evaporante de la atmósfera. Los factores fisiológicos más importantes son: el número y funcionamiento de los estomas, la extensión y características de la capa protectora y la especie vegetal, edad del cultivo, desarrollo del follaje y profundidad de las raíces. Los factores del medio ambiente son: la temperatura, la radiación solar, el viento y la humedad del suelo.

El factor básico que influye en la transpiración es la diferencia, en presión de vapor, entre la superficie de las hojas y el aire exterior. Cuando las hojas absorben la -- energía solar sube su temperatura y su tensión de vapor de agua, dando como resultado que la transpiración aumente -- con la insolación.

La transpiración es función de la humedad del suelo en la zona de desarollo de las raíces. Puede determinarse mediante un fitómetro, que consiste en una probeta rellena con - un suelo en el que crecen una o más plantas. La superficie del suelo se rellena con parafina para evitar la evaporación, para que el único escape de humedad sea la transpiración, la cual se determina por las pérdidas de peso del -- conjunto.

8.5.- Evapotranspiración

En los estudios hidrológicos la evaporación y la transpiración, están reducidos en un sólo factor: la evapotranspiración, que es la suma de todas las pérdidas por transformación del agua en vapor, sea cual fuere el factor que ha actuado.

La evapotranspiración real, que aparece en las condiciones naturales de humedad del suelo, se obtiene mediante medidas de la humedad del suelo y estudios de su evolución en la zona ocupada por las raíces.

8.5.1 Evapotranspiración Potencial y Real

Thornthwaite introdujo el término "evapotranspiración potencial" para expresar los efectos combinados de la evaporación del suelo y de la transpiración de las plantas. Se define como la cantidad de agua que perderá una superficie completamente cubierta de vegetación en crecimiento activo si en todo momento existe en el suelo humedad suficiente para su uso máximo por las plantas. El conocimiento de la "evapotranspiración real" sólo es factible mediante medidas precisas de la humedad del suelo y estudios de su evolución en la zona ocupada por las raices, medidas que suelen presentar grandes dificultades y que a menudo sólo tienen un valor puramente local. Las reservas de humedad del suelo disponibles para las plantas varían enormemente según el tipo de suelo y profundidad del sistema radicular, pudiendo oscilar entre 100 y 300 milímetros de altura de agua, o aún más.

8.5.2 Métodos de Estimación de la Evapotranspiración

8.5.2.1.- Método de Thornthwaite

Thornthwaite establece una relación entre la temperatura media mensual y la evapotranspiración potencial para un mes de 30 días con 12 horas de luz así:

$$e = c\ t^{a} \qquad (8.8)$$

e = evapotranspiración potencial mensual sin ajustar

t = temperatura mensual

c y a coeficientes que varían de un lugar a otro

Las líneas de correlación entre temperatura y

evapotranspiración convergen en el punto 135 milímetros, 26,5 °C. El índice mensual de calor se obtiene de la ecuación:

$$i = (t/5)^{1,514} \qquad (8.9)$$

La suma de los valores para los doce meses da un índice de calor anual I. Este índice varía entre 0 y 160, y el exponente "a" entre 0 y 4,25.

La relación entre I, a y c se aproxima a:

$$a = 0,000000675I^3 - 0,0000771I^2 + 0,01792\ I + 0,49239. \qquad (8.10)$$

El coeficiente c varía inversamente con I. De estas relaciones se obtiene una ecuación general para la evapotranspiración potencial mensual no ajustada:

$$e = 1,6(10\ t/I)^a \qquad (8.11)$$

Los valores obtenidos con esta fórmula hay que ajustarlos mediante una corrección dependiente del número de días del mes y del de horas de insolación teórica. El desarrollo matemático es laborioso, siendo necesario el empleo de tablas o ábacos para simplificar los cálculos.

Como un ejemplo del procedimiento se presenta el cálculo de la evaporación potencial para Charallave (Edo. Miranda, Venezuela).

Ejemplo:

Los valores de I se obtienen mediante la suma de los i mensuales (Figura 8.2).

Para determinar los valores sin ajustar de la - evapotranspiración potencial (e) se dibuja en - un papel con escala logarítmica doble la rela-- ción lineal entre el logaritmo de la temperatura y el de la evapotranspiración potencial, teniendo en cuenta que todas las líneas convergen en el punto: e = 135 mm; t = 26,5 °C. La pendiente de la recta puede determinarse partiendo del índice de calor I. En efecto, tomando logaritmos decimales en (8.11), se tiene:

$$\log e = \log 1{,}6 + a\,(1 + \log t - \log I)$$

y haciendo e = 1,6 resulta logt = log (I/10). - Bastará, pues, tomar sobre la paralela al eje de las ordenadas trazada por el punto (logaritmo 1,6;0), los puntos log 2; log 3, etc., que - corresponderán a los índices de calor 20,30 etc. (Fig. 8.2).

Los valores mensuales de E_{tp}, obtenidos mediante la aplicación de la fórmula de Thornthwaite deberán ser corregidos con arreglo a la duración del día (o insolación diaria) de la localidad y número de días de cada mes, ya que se obtuvieron suponiendo meses de 30 días con 12 horas de luz solar.

Para Venezuela (latitud 10 °N) los factores de ajuste con los cuales se debe multiplicar las - E_{tp} obtenidas mediante la fórmula de Thornthwaite son:

Ene: 0,998	May: 1,086	Sep: 1,018
Feb: 0,918	Jun: 1,058	Oct: 1,027
Mar: 1,033	Jul: 1,087	Nov: 0,974
Abr: 1,027	Ago: 1,071	Dic: 0,999

Los datos de E_{tp}, ya ajustados para Venezuela, recomiendan acondicionarlos a cada zona en particular para la cual se utilicen, mediante el procedimiento que se ilustra en la tabla 8.3.

Los pasos a seguir son:

1) Se obtiene registro de la evaporación de la tina del sitio y se calcula la distribución porcentual mes a mes del total de los promedios mensuales.

2) La distribución porcentual mensual obtenida en el punto 1, se multiplica por el total de la E_{tp} ajustada y se consigue un nuevo valor mensual de E_{tp}, más ceñido a la realidad del lugar

Cuando en un sitio no hay datos de evaporación de tina, se puede usar los datos de otro lugar ubicado a la misma altura, preferiblemente, y el mismo régimen climático.

Si se desconoce los datos de temperaturas medias mensuales de un lugar, éstos pueden ser estimados en base a las temperaturas promedios mensuales de otro sitio mediante el siguiente procedimiento:

1) Determinar las elevaciones de ambos sitios y calcular su diferencia.
2) Sumar algebráicamente, a las diferencias de cotas obtenidas anteriormente, un gradiente alto térmico (llamdo gradiente vertical medio) el cual se obtiene por la diferencia de cada 100 metros según la tabla 8.3.

Tabla 8.3.-

Gradiente Vertical Medio (G. V. M.)

Ene: 0,54	May: 0,48	Sep: 0,48
Feb: 0,52	Jun: 0,46	Oct: 0,50
Mar: 0,52	Jul: 0,44	Nov: 0,50
Abr: 0,51	Ago: 0,49	Dic: 0,51

Ejemplo:

Se desea estimar la temperatura de una estación climatológica que funcionó en la población de - Zaraza, Venezuela. Los datos se dan como refe-- rencia, pero a objeto de este ejemplo se supone que son desconocidos para que se observe la bon dad de la aproximación. La estación de comparación estuvo situada en Tucupido. El procedimien to de cálculo se puede seguir en la Tabla 8.4.

Las temperaturas medias mensuales de Zaraza fueron estimadas en base a las temperaturas prome-- dios mensuales de Tucupido, a la diferencia de - elevacion Δh entre ambos sitios y los gradientes verticales medios de la Tabla 8.3.

Temperatura media mensual de Zaraza = temperatu ra media mensual de Tucupido + Δh x G.V.M.

El promedio anual de la temperatura por este -- procedimiento da: 26,6 °C que se aproxima bas-- tante al valor real 26,7 °C.

Ejemplo:

En la figura 8.2, se ilustra el ejemplo de cál culo de la evapotranspiración potencial mediante el método de Thornwhite, y en la tabla 8.5, el ajuste de los datos de ETP calculados.

Tabla 8.4.- Datos de Temperatura de las Estaciones Tucupido y Zaraza.

Estación: Tucupido. Edo. Guárico. Período: 1959-1972
Elevación: 190 m.s.n.m.
Promedios Mensuales de Temperaturas:

Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
25.8	26.3	27.3	27.9	27.5	26.0	25.2	25.5	25.9	26.0	25.8	25.8

Estación: Zaraza. Edo. Guárico. Período 1952-1972
Elevación: 122 m.s.n.m.
Promedios mensuales de temperaturas:

Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
26.2	26.8	27.5	28.1	28.0	26.4	25.8	26.0	26.7	26.5	26.3	26.1

Promedio anual 26.7 °C.
Δh x G. V. M.

Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
0.367	0.364	0.364	0.347	0.326	0.313	0.299	0.333	0.326	0.34	0.34	0.347

Valores estimados: promedios mensuales de temperaturas

Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
26.2	26.7	27.7	28.2	27.8	26.3	25.5	25.8	26.2	26.3	26.1	26.1

Promedio anual 26.6 °C.

Tabla 8.5.- Ajuste de los datos de ETP Estimado por el Método de Tornthwaite.

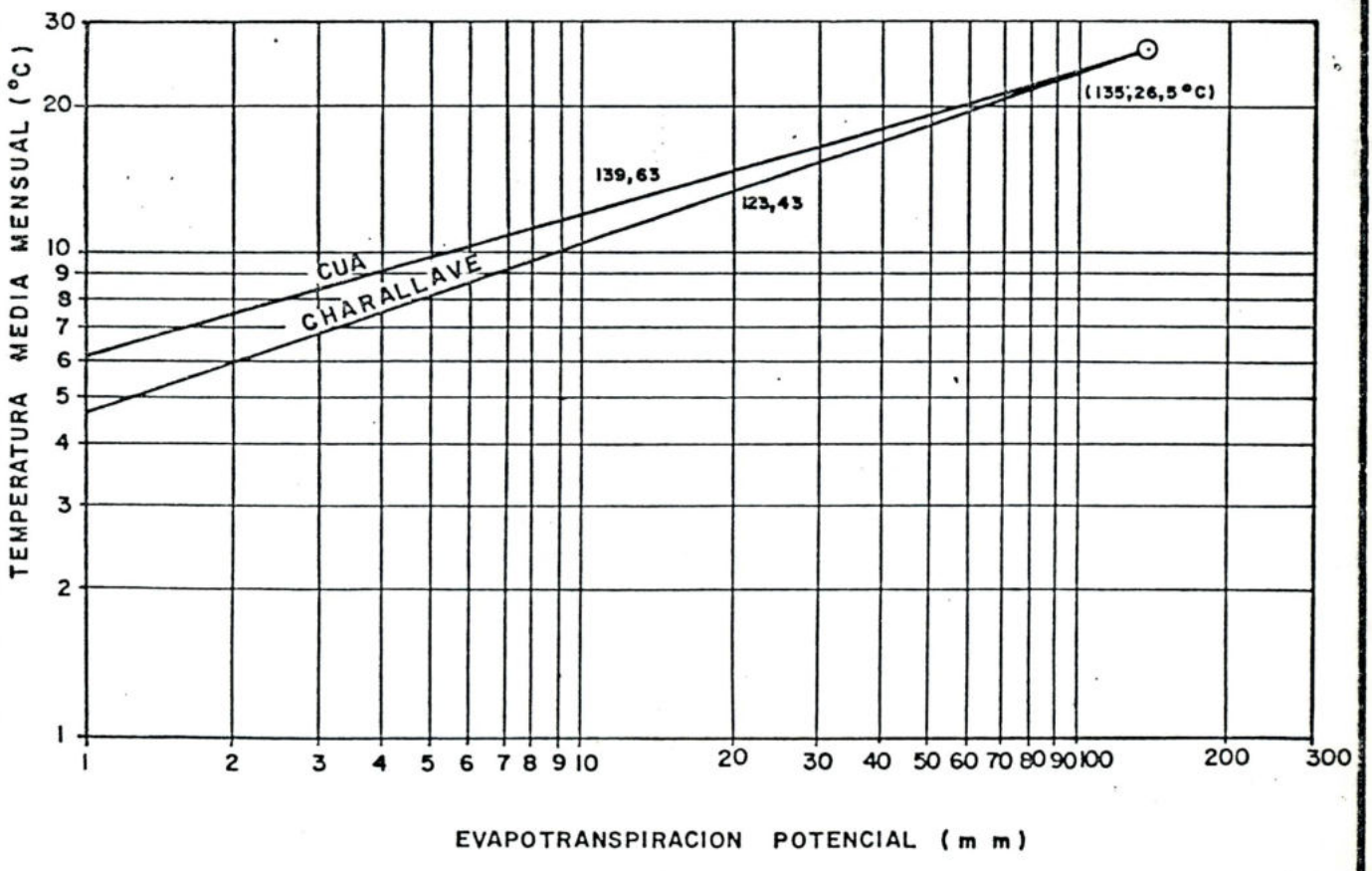
Período 1951-1970

Mes	(1) Temp. °C	(2) i	(3) ETP	(4) Correc.	(5) ETP Ajust.	(6) Evapor. tina	(7) %	(8) ETP Reaju.
Ene	26.2	12.28	124	0.998	124	167	7.3	142
Feb	26.3	12.35	126	0.918	116	181	7.9	154
Mar	26.7	12.63	134	1.033	138	223	9.8	191
Abr	27.7	13.36	156	1.028	160	210	9.2	179
May	28.4	13.87	173	1.086	188	209	9.2	179
Jun	28.6	14.02	178	1.058	168	205	9.0	175
Jul	28.3	13.80	171	1.087	186	209	9.1	177
Ago	28.7	14.09	181	1.071	194	211	9.2	179
Sep	29.0	14.32	189	1.018	192	201	8.8	172
Oct	28.5	13.94	176	1.027	181	177	7.8	152
Nov	27.6	13.28	154	0.974	150	147	6.4	125
Dic	28.8	12.56	132	0.599	132	145	6.3	123
Total	27.7	160.5			1949	2285	100.0	1948

(1) Temperatura media mensual de una estación climatológica
(2) Indice colórico mensual
(3) Evapotranspiración potencial sin ajustar
(4) Corrección según latitud 10° N.
(5) Evapotranspiración potencial ajustada
(6) Evaporación media mensual de una tina
(7) % medio mensual de evaporación tina respecto al total
(8) Evapotranspiración potencial reajustada. Total de (5) x % (7)

Figura: 8.2 GRAFICO DE CORRELACION ENTRE "T" Y "E"
Método de Thorntwhaite.
Resultados de la evapotranspiración según Thorntwhaite
Datos climatológicos de la estación Cúa.

MES	TEMP. MEDIA MENSUAL (°C)	INDICE MENSUAL DE CALOR	e (mm)
E	21,00	09,16	78
F	22,40	09,68	85
M	22,50	10,41	98
A	24,37	11,00	110
M	24,81	11,30	115
J	23,94	10,71	105
J	23,27	10,26	96
A	23,363	10,32	97
S	23,59	10,47	99
O	23,72	10,56	100
N	23,15	10,18	95
D	21,94	09,38	79
$\overline{T}$ MENSUAL	(23,30)	(10,28)	(96)
		I = 123,43	



8.5.2.2 Método de Turc

El método de Turc en su más reciente versión permite calcular evapotranspiración potencial en función de la jumedad relativa (HR) y la temperatura media del aire (T).

Si HR media mensual es mayor de 50 %,

$$E_{tp} = 0,40 \times \frac{T}{T+15} (Ri+50) \qquad (8.12)$$

Si HR media mensual es menor de 50 %, hay que añadir un término de corrección, y la expresión anterior se transforma en:

$$E_{tp}e. = 0,40 * \frac{T}{T+15} (Ri+50) \left(1 + \frac{50-HR}{70}\right) \qquad (8.13)$$

siendo:

E_{tp} = evapotranspiración potencial mensual en mm

T = temperatura media mensual en °C

R_i = radiación incidente global media mensual en $cal/cm^2/día$

HR = humedad relativa media mensual del aire en %

Para el mes de Febrero, se debe cambiar el coeficiente 0,40 de la ecuación de E_{tp} , por 0,37.

Según una versión anterior del método de Turc, la evaporación potencial viene dada por la expresión

$$E_t = \frac{P}{\sqrt{0,9+P^2/L^2}} \qquad (8.14)$$

siendo:

E_t = evapotranspiración potencial anual en mm
P = precipitación anual en mm

L se puede estimar también como:

$$L = 300 + 25T + 0,05\ T^3$$

donde: $T = \frac{\Sigma\ Pi\ Ti}{Pi}$

T = temperatura media anual en °C.

El método de Turc en esta última modalidad ha sido utilizado en Venezuela para la estimación de evapotranspiración con fines de planificación. Ante la carencia de información disponible sobre evapotranspiración potencial en el país, Coplanarh (organismo de planificación de recursos hidráulicos de Venezuela) recurrió al uso de las relaciones de Turc; las cuales aunque tienen el inconveniente de arrojar valores sobreestimados, en aproximadamente un 30%, sobre todo para zonas con precipitaciones mayores de 2.500 mm y altitudes superiores a los 1000 m, presentan la ventaja de que los parámetros requeridos para estimar la evapotranspiración real son de relativa fácil obtención: precipitación media anual y geotemperatura media anual. Además, muy pocas veces en Venezuela, se tiene simultáneamente más de 2.500 mm de precipitación y altitudes superiores a los 1.000 m.

Las geotemperaturas fueron deducidas a partir de las temperaturas medias ambientales y de las altitudes. Se estableció, en primer lugar, mediante los registros de las estaciones climatológicas de Caracas, Maracay, Mérida, San Fernando de Apure, y Santa Elena de Uairén, un factor

de correlación entre ambas temperaturas y su variación con la altitud. Finalmente, mediante esta variación y la obtenida en la figura (8.3), para temperaturas medias ambientales, se dedujo una curva de variación de la geotemperatura con la altitud, mostrada en la figura 8.4, que fué aplicada a todo el país.

Una vez calculadas las geotemperaturas y usando el plano isoyético medio anual, se procede, mediante las relaciones de Turc, a calcular la -- evapotranspiración real. Estas relaciones son - las indicadas en la figura 8.5. (8)

8.5.2.3.- Consideraciones Sobre la Exactitud de las Fór-- mulas Utilizadas

Al establecer fórmulas empíricas para el cálculo de la evapotranspiración a partir de factores meteorológicos tales como la temperatura, - humedad del aire, viento, etc., será preciso hacer determinaciones directas de aquélla bajo -- unas condiciones que se aproximen lo más posible a las existentes en el campo. Estas médidas son muy difíciles de efectuar pudiendo resultar falseadas por influencias locales o regionales, debiéndose tomar toda clase de precauciones para extrapolar los resultados obtenidos a otras zonas o países.

La fórmula de Thornthwaite se estableció a partir de medidas realizadas en latitudes medias - con precipitaciones abundantes en verano donde al parecer parece dar resultados aceptables.

(8) Coplanarh. Iventario Nacional de Aguas Superficiales - Volumen 1. Caracas, 1969.

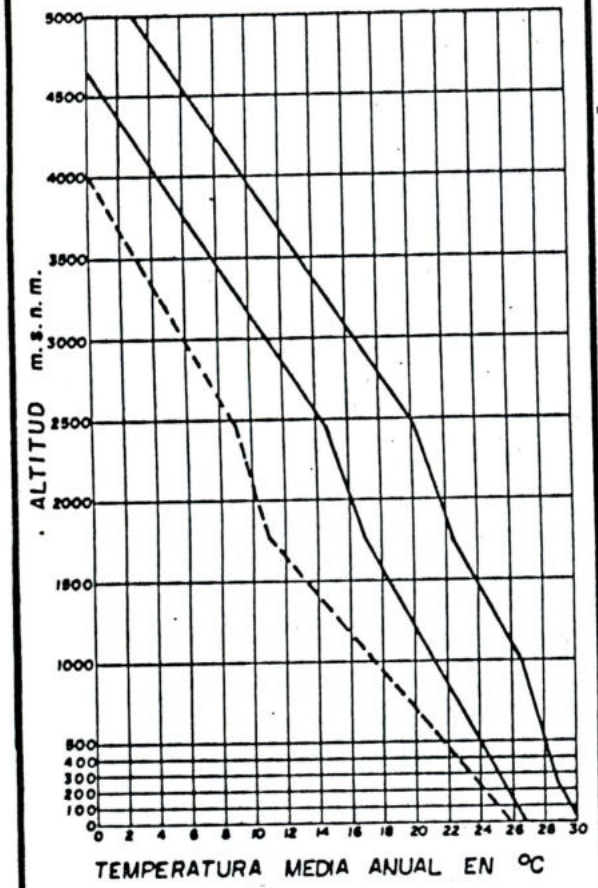


Figura: 8.3 Relación Temperatura media anual – Altitud

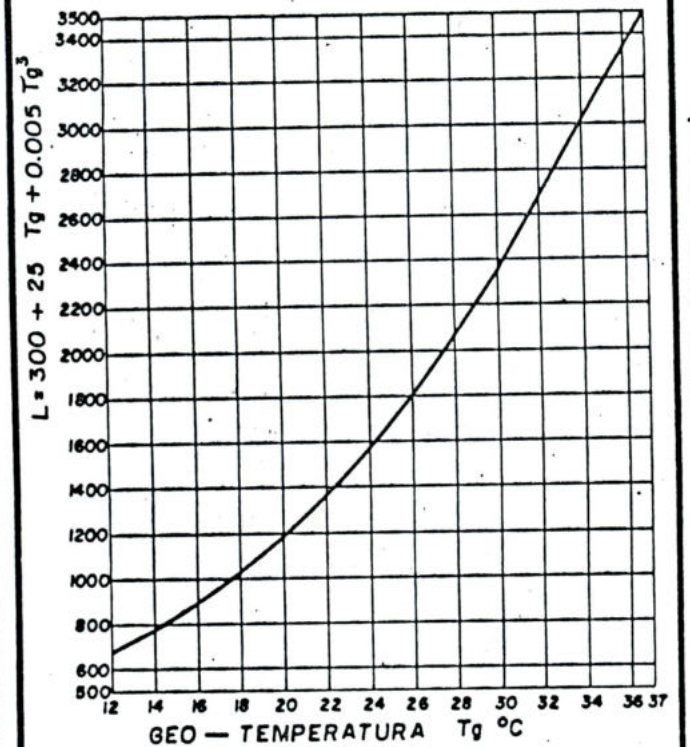


Figura: 8.4 Relación Geotemperatura – Parámetro de Geotemperatura.

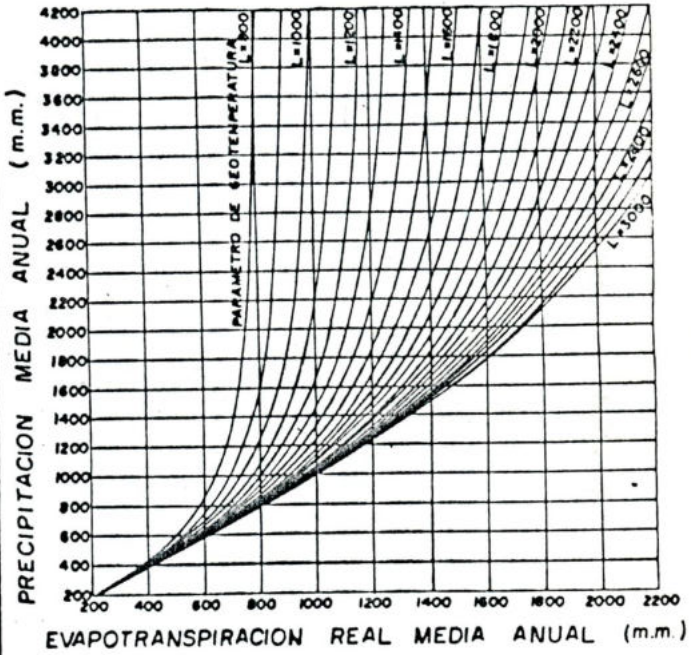


Figura: 8.5 Relación Precipitación – Evapotranspiración – Geotemperatura.

La diferencia de fase entre la radiación y la - temperatura se traduce en que fórmulas basadas en la temepratura media, como la de Thornthwaite, por ejemplo, den resultados para la evapotranspiración potencial mensual defasados con relación a los obtenidos con otras fórmulas en las que interviene el factor radiación (Turc), la - fórmula de Thornthwaite es muy compleja y tiene muchos coeficientes numéricos con numerosos decimales de una precisión exagerada.

En la primitiva fórmula de Turc se tiene en -- cuenta el tipo, estado y desarrollo del cultivo, así como la húmedad almacenada en el suelo. Los cálculos son muy laboriosos

8.6.- Cálculo del Balance Hidrico

Este método fué desarrollado por Thornthwaite en sus estudios climatológicos. Consiste en considerar el suelo como un recipiente almacenador de agua, de capacidad limitada, que puede ganar un saldo positivo cuando la cantidad de -- agua que ingresa a él, por infiltración de las lluvias, supera a la que egresa por consumo de la vegetación, E_{tp}, pudiendo llegar a llenarse, según su capacidad máxima de absorción, y derramarse (escorrentía, percolación); o que -- puede tener un balance negativo, cuando la cantidad de -- agua que ingresa por infiltración y que está almacenada en el suelo, es inferior a la que se requeriría para la evapotranspiración. Puede llegar a agotarse el almacenamiento - del suelo y a producirse déficit netos que se reflejarían en marchitamiento de las plantas, si no hay suministro artificial de agua (riego).

La cantidad máxima de agua almacenada en el suelo hasta su saturación depende de la naturaleza, de la composición litológica y del espesor de la capa superficial del terreno,

así como del clima y de la profundidad del nivel piezomé-- trico. Influye también el manto vegetal, en particular la extensión del sistema radicular. Sin embargo, es posible fijar unos valores medios, aunque estos son variables. G. W. Thornthwaite considera que el suelo está saturado cuando ha absorbido una capa de agua equivalente a una precipitación de 100 mm.

En la Tabla 8.6, se da valores de capacidad provisional de almacenaje de agua en diferentes combinaciones de suelo y vegetación según Thornthwaite-Mather.

El cálculo del balance hidríco tiene por finalidad contabilizar los aportes y las pérdidas de agua. La expresión general para el sistema atmósfera-suelo es:

$$P = Q + E + I \qquad (8.15)$$

siendo: P = precipitación en mm
Q = escorrentía en mm
E = evapotranspiración real en mm
I = infiltración en mm

Una parte de I renovará el agua en el suelo y el subsuelo afectada por la evapotranspiración. La otra parte, se integrará a los flujos subsuperficial y subterráneo.

De la fórmula anterior se puede despejar el factor que interese; por ejemplo: la evaporación:

$$E = P - Q - I$$

Por cualquiera de las fórmulas expuestas anteriormente se puede calcular la evapotranspiración potencial mensual.

Como la evapotranspiración real está ligada a la precipitación, en el balance hidríco debe considerarse dos situaciones:

Tabla 8.6.-

CAPACIDAD PROVISIONAL DE ALMACENAJE DE AGUA EN DIFERENTES COMBINACIONES DE SUELO Y VEGETACION (Según Thornthwaite-Mather. 1957)

TIPO SUELO	ZONA RADICULAR (m)	DISPONIBILIDAD DE AGUA (mm)
a) ESPINACAS, AVENAS, REMOLACHAS, ZANAHORIAS, ETC.		
A- Arena Fina	0,50	50
B- Franco Arenoso Fino	0,50	75
C- Franco Limoso	0,62	125
D- Franco Arcilloso	0,40	100
E- Arcilloso	0,25	75
b) MAIZ, ALGODON, TABACO, CEREALES, -- GRANOS		
A-Arena Fina	0,75	75
B- Franco Arenoso Fino	1,00	150
C- Franco Limoso	1,00	200
D- Franco Arcilloso	0,80	200
E- Arcilloso	0,50	150
c) ALFALFA, PASTOS, ARBUSTOS		
A- Arena Fina	1,00	100
B- Franco Arenoso Fino	1,00	150
C- Franco Limoso	1,25	250
D- Franco Arcilloso	1,00	250
E- Arcilloso	0,67	200
d) MONTES - FRUTALES		
A- Arena Fina	1,50	150
B- Franco Arenoso Fino	1,67	250
C- Franco Limoso	1,50	300
D- Franco Arcilloso	1,00	250
E- Arcilloso	0,67	200
e) BOSQUES DESARROLLADOS		
A- Arena Fina	2,50	250
B- Franco Arenoso Fino	2,00	300
C- Franco Limoso	2,00	400
D- Franco Arcilloso	1,60	400
E- Arcilloso	1,17	350

1) Que la precipitación mensual sea igual o mayor a la - evapotranspiración potencial mensual. En este caso la evapotranspiración real será igual a la potencial y el exceso se infiltrará para formar parte de la reserva - almacenada, hasta un tope máximo que constituye la reserva de saturación cuyo máximo, viene dado por la Tabla 8.6.

   En forma abreviada:

   Si $P \geqslant E_p$ y el exceso de aporte de agua $(P - E_p) \geqslant 0$,

   entonces $E_r = E_p$.

2) Que la precipitación mensual sea menor a la evapotranspiración potencial mensual.

   En este caso la evapotranspiración real mensual consume la precipitación mensual y el déficit es suministrado por las reservas de agua subterráneas del suelo, -- hasta su agotamiento. Si la reserva subterránea es suficiente para satisfacer el déficit de precipitación, la evapotranspiración real mensual es igual a la potencial pero, si las reservas son insuficientes, la evapotranspiración real mensual queda ligada a las precipitaciones mensuales. La reserva del suelo se agota y el déficit se llama déficit agrícola.

   En forma abreviada:

   Si $P < E_p$ y $\Delta s \geqslant (P - E_p)$, entonces $E_r = E_p$

   Pero si $\Delta s < (P - E_p)$, entonces $E_r = P + \Delta s$

   y si $\Delta s = 0$ siendo, por lo tanto, $E_r < E_p$ resulta

   $E_r = P$

El coeficiente mensual de húmedad C_h es el cociente

$$C_h = (P - E_p)/E_p \qquad (8.16)$$

El balance se puede comenzar a calcular al final de la temporada de lluvias porque se supone que el almacenamiento del suelo estará lleno; o bien, se puede comenzar cuando la E_{tp} supera ampliamente a la precipitación mensual, porque se supone que el suelo está seco (esto es al final de la temporada seca). La temporada de lluvias se inicia en el mes de Mayo, para el territorio venezolano en su conjunto y, es por lo tanto, el mes en que puede comenzar a aumentar el almacenamiento de agua en el suelo. La temporada seca finaliza en general en Abril.

El balance debe cerrar en cero ya que el total de ingresos debe ser igual al total de egresos. Se debe verificar que:

a) $\Sigma P = \Sigma E_{tr} + \Sigma E_x$

b) $\Sigma E_{tp} = \Sigma E_{tr} + \Sigma D_f$

donde:

P = suma de las precipitaciones medias mensuales en mm

E_{tr} = evapotranspiración real media anual, como suma de valores mensuales en mm

E_x = suma anual de las excedencias mensuales medias, como suma de valores mensuales en mm

E_{tp} = evapotranspiración potencial media anual, como suma de valores mensuales en mm

D_f = suma anual de los déficits mensuales medios, como suma de valores mensuales en mm

Los autores admiten que para tener en cuenta las infiltraciones en profundidad, la mitad del excedente alimenta la circulación mensual, el resto es retenido por el suelo hasta el mes siguiente.

Tabla 8.7

Cálculo de un Balance Hídrico

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
Precipitación P (mm)	24	13	38	186	199	225	240	261	227	252	138	336	2139
Evapotranspiración potencial E_{tp} (mm)	142	154	191	179	179	175	177	179	172	152	125	123	1948
$P - E_{tp}$ (mm)	-118	-141	-153	7	20	50	63	82	55	100	13	213	
Evapotranspiración real E_{tr} (mm)	124	13	38	179	179	175	177	179	172	152	125	123	1636
Variación de reservas de agua del suelo (mm)	-100	0	0	7	20	50	23	0	0	0	0	0	
Reserva de agua útil almacenamiento máximo: 100 mm	0	0	0	7	27	77	100	100	100	100	100	100	
Excedente. Ex (mm)	0	0	0	0	0	0	40	82	55	100	13	213	503
Deficit agrícola D_f $E_{tp} - E_{tr}$ (mm)	18	141	153	0	0	0	0	0	0	0	0	0	312
	0+ 129 | 2 64	0+ 65 | 2 32	0+ 33 | 2 16	0+ 17 | 2 8	0+ 9 | 2 4	0+ 5 | 2 2	40+ 3 | 2 21	82+ 22 | 2 52	55+ 52 | 2 53	100+ 54 | 2 77	13+ 77 | 2 45	213+ 45 | 2 129	
Flujo Q (escurrimiento) (mm)	64	32	16	8	4	2	20 21	51 52	53 53	76 77	45	129	
Coeficiente mensual de humedad C_h	-0.83	-0.92	-0.80	0.04	0.11	-.29	0.36	0.46	0.32	0.66	0.10	1.73	

Comprobación $\Sigma P = \Sigma E_{tr} + \Sigma E_x$; 2139 = 1636 + 503

$\Sigma E_{tp} = \Sigma E_{tr} + \Sigma D_f$; 1948 = 1636 + 312

El Coeficiente de humedad C_h es el cociente

$C_h = (P - E_{tp})/E_{tp}$

Ejemplo:

En la tabla 8.7, se presenta un ejemplo de cálculo de un balance hídrico. Se comenzó el balance en el mes de Marzo porque el déficit supera el almacenamiento máximo. Se pudo comenzar también por el mes de Octubre porque el excedente supera al almacenamiento máximo.

Para calcular el escurrimiento Q se comenzó con el mes de Julio que es cuando en el ejemplo comienza el excedente. - Con el sobrante del mes de Junio se hizo un nuevo recorrido hasta que cuadró en el mes de Noviembre.

9.- INFILTRACION

9.1.- Concepto

El agua de las precipitaciones, después de haber sufrido pérdidas por evaporación e intercepción por la vegetación llega a la superficie del suelo donde se reparte en dos - fracciones: el escurrimiento superficial y la infiltración.

La infiltración es el paso del agua a través de la superficie del suelo hacia el interior del mismo. Debe distinguirse de la percolación, que es el movimiento del agua - dentro del suelo. Sin embargo, los dos fenómenos están intimamente relacionados ya que la infiltración no puede -- ocurrir en forma contínua a menos que la percolación provea suficiente espacio en la capa superficial del suelo - para el agua infiltrada.

9.2.- La Habilidad del Suelo para Conducir el Agua

El suelo es una mezcla de particulas de tierra, agua, aire y vapor de agua. El tipo de suelo es determinado principalmente por la textura de éste, jugando un papel importante, también, la estructura y el perfil del suelo en el tamaño de las particulas y la distribución de éstas. El tamaño de

las particulas se determina mediante el análisis mecánico - del suelo. El tipo de suelo depende de la presencia de tres tipos de clases en los tamaños: limo, arcilla y arena.

La habilidad del suelo para conducir el agua, o su conductividad hidráulica es una cantidad altamente variable. Si el suelo está formado por arena o grava bien gradadas, la conductividad será alta y variará sólo ligeramente con el tiempo. Si el suelo esta formado por arcilla, su conductividad será baja, casi nula.

9.3.- Velocidad de Infiltración

La velocidad máxima a la cual el agua de lluvia entra en el suelo bajo ciertas condiciones se conoce como "capacidad de infiltración". La capacidad de infiltración, fp, es igual a la velocidad de infiltración observada, fi, solamente cuando la intensidad de la lluvia, I, es igual o mayor que fp.

Se ha encontrado que el valor de fp comienza en un máximo fo, disminuye rápidamente al principio, y luego tiende a un valor constante fc. La relación entre fp y la duración t de la lluvia, puede expresarse mediante la ecuación de Horton:

$$fp = fc + (fo - fc)\, e^{-Kt} \qquad (9.1)$$

donde:

K = es una constante positiva dependiente principalmente del suelo y la vegetación, y "e" es la base de los - logaritmos neperianos. En la fig. 9.1, se ilustra - el efecto de la variaición del valor de K.

Como se ha visto anteriormente, la capacidad de infiltra-- ción para unas condiciones iniciales específicas, decrece - con la duración de la lluvia. Se ha observado que el contenido de humedad inicial del suelo tiene mayor efecto en la capacidad de infiltración durante los primeros 20 minutos de lluvia que cualquier otro factor. En la Fig. 9.2 se --

ilustra el efecto del contenido de humedad inicial sobre - la curva de duración de la infiltración. De aqui se desprende que para calcular el escurrimiento superficial con precisión a partir de la infiltración debe desarrollarse unas curvas de capacidad para cada valor del contenido inicial de humedad del suelo. Esas curvas ofrecen un medio de calcular el escurrimiento para el drenaje de aeropuertos o en otros proyectos que traten con áreas con características - de infiltración homogéneas. Siempre que las intensidades - de las lluvias excedan la capacidad de infiltración, el volumen de escurrimiento se determina sencillamente restando la infiltración calculada directamente de la lluvia de diseño, como se ilustra en la fig. 9.3.

9.4.- Medición de la Infiltración

La proporción de infiltración puede ser medida por observaciones concurrentes de la lluvia y el escurrimiento. Antes de que el escurrimiento pueda ocurrir, cierta cantidad de aguas es conservada en la superficie del suelo. Después -- del final de la lluvia, esta agua almacenada eventaulmente será drenada de la superficie; sin embargo cierta cantidad será infiltrada hacia el suelo. En adición a esta deten-- ción, parte del agua es retenida en la vegetación y en las depresiones menores del terreno. Estas pérdidas y la cantidad que pasa a retención para almacenamiento, deben ser tomadas en cuenta para calcular la diferencia entre precipitación y escurrimiento.

En algunos problemas de hidrología operacional puede ser - fructífero llevar a cabo experimentos controlados en un terreno típico de una cuenca. Debido a que estos experimen-- tos son para reducir la complejidad de la naturaleza tanto como sea posible y amplificar el análisis de datos, la precipitación es aplicada a tasas constantes y conocidas. Este grupo de experimentos caen en tres diferentes categorías o grupos: infiltrómetros circulares, simuladores de precipitación y simuladores de pequeñas precipitaciones.

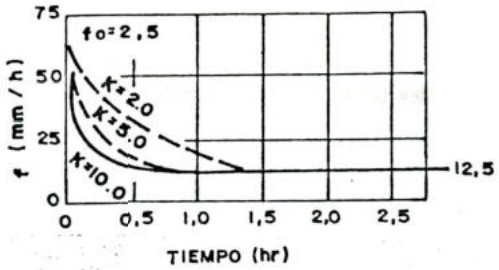


FIGURA.9.1 EFECTO DE LA VARIACION DE K EN LA ECUACION DE LA CURVA DE INFILTRACION SEGUN HORTON

$$f = fc + (fa - fc)\, e^{-KT}$$

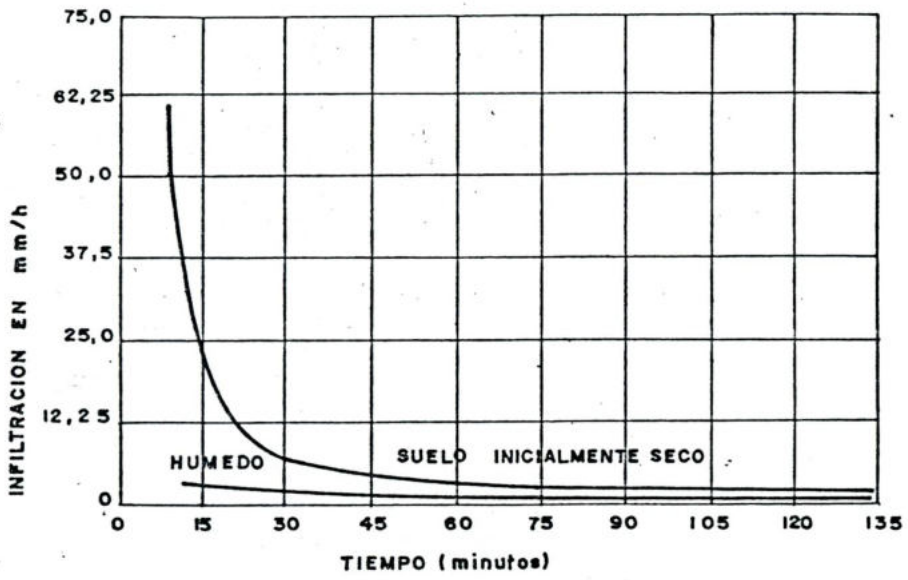


FIGURA.9.2 EFECTO DEL CONTENIDO DE HUMENDAD INICIAL EN EL SUELO SOBRE LA CURVA DE INFILTRACION (SEGUN FREE, BROWNING Y MUSGRAVE)

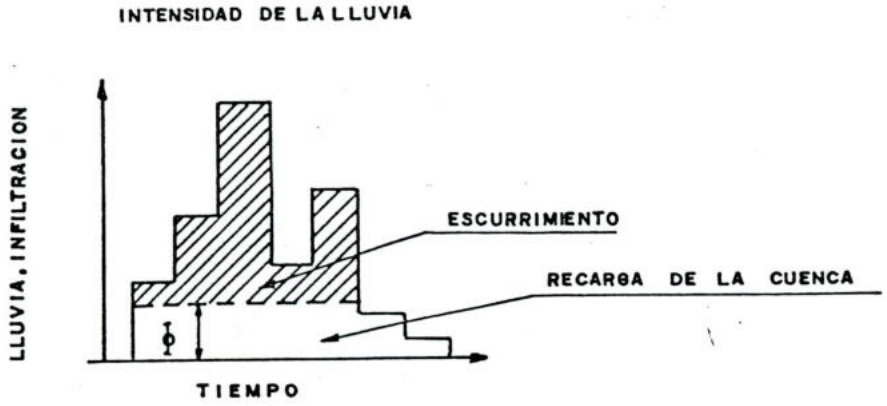


FIGURA.9.3 DIAGRAMA ESQUEMATICO ILUSTRATIVO DE LA DETERMINACION Y SIGNIFICADO DEL INDICE DE INFILTRACION ϕ (SEGUN LINSLEY, KOHLER Y PAULHUS)

9.4.1 Infiltrómetros Circulares

Este experimento se efectua en un tubo de metal de apróximadamente 30 cm de diámetro y 60 cm de longitud. El tubo - de metal es introducido o clavado en el suelo dejando 40cm por encima del terreno. El agua es depositada dentro de este anillo a una profundidad de 25 cm dependiendo del tipo de vegetación presente en la superficie del suelo. El nivel del agua es mantenido añadiendo volúmenes de agua. El volumen añadido es medido a intervalos de tiempo. Así se - calcula la proporción de infiltración para cierto intervalo de tiempo. Estos experimentos suelen durar de 2 a 3 horas hasta que se obtiene un porcentaje uniforme de infiltración.

Este tipo de experimentos tiene la desventaja, de que la - estructura del suelo puede ser alterada considerablemente al introducir el tubo en el suelo.

9.4.2 Simuladores de Lluvia

Para sobreponer ciertas dificultades del anillo infiltrómetro, se ha desarrollado infiltrómetros que consisten en un conjunto de rociadores que originan una lluvia de agua fina al aire sobre una muestra del terreno examinado. El borde de esta muestra es aislada del resto y se mide el escurrimiento. Se puede usar una muestra de 2 m de ancho por - 4 m de largo, o una muestra de 30 cm de ancho por 75 cm de largo. El simulador de lluvia esparce agua uniformemente - sobre la muestra por una duración suficiente para que ocurra una proporción de infiltración constante. La proporción de precipitación puede ser variada en múltiplos de 4 mm/h. Se produce una precipitación de intensidad seleccionada -- hasta que la proporción de escurrimiento es constante (uniforme). En este momento todos los elementos de almacena-- miento han sido completamente satisfechos. Aún más, la tasa de infiltración ha alcanzado el valor constante fc. Se

detiene la lluvia y se tabula la recesión del hidrograma. Puesto que durante la recesión el escurrimiento medido fué suplido por el almacenamiento superficial de detención, el caudal puede ser correlacionado con el volumen de almacenamiento de detención. Esta función da como resultado una línea recta al ser graficada en papel logarítmico. El volumen de los diferentes almacenamientos, infiltración, precipitación y escurrimiento están relacionados mediante la expresión:

$$F = P - Q - D_a - V_d \qquad (9.2)$$

donde:

F = es el volumen de agua infiltrada
P = es el volumen de precipitación
Q = es el volumen de escurrimiento superficial
Da = es el volumen de almacenamiento de detención
Vd = es el volumen de almacenamiento debido a las depresiones en el terreno (técnicamente también contiene la intercepción).

Cuando se alcanza un caudal estable, los términos Da y Vd han sido satisfechos y la infiltración es simplemente P-Q. Se hace una prueba analítica apenas el almacenamiento de detención ha sido drenado, pero antes de que la capacidad de infiltración tenga una oportunidad de recuperarse por el drenaje de agua a través del suelo. La prueba analítica se continua hasta que el escurrimiento alcanza su tasa de equilibrio. Mientras que la tasa de infiltración sea constante durante la prueba analítica, el volúmen de almacenamiento por depresión Vd se puede calcular como:

$$Vd = P - F - Q - Da \qquad (9.3)$$

9.5.- Infiltración Sobre una Cuenca Grande

La experiencia ganada en analizar el comportamiento de la infiltración de áreas pequeñas ayuda a formular el proceso de infiltración para zonas mucho más extensas. Una cuenca grande tiene elementos superficiales de almacenamiento, intercepción, depresión y detención, más un elemento de almacenamiento de canales. Mientras más grande sea la cuenca más importante es este último factor. Con el aumento de la importancia de almacenamiento en los canales, disminuye la necesidad de expresiones matemáticas precisas de la infiltración. Para grandes cuencas, se puede usar indíces de infiltración adecuadamente.

La dificultad de la aplicación de la fórmula de Horton estriba en la determinación de la relación de los parámetros fo, fc y k y las características físicas de la cuenca.

En los últimos 40 años ha habido una considerable cantidad de trabajos experimentales sobre el proceso de infiltración. En 1957, Y. R. Philips desarrolló la ecuación.

$$P = A + 1/2\ S\ t^{-1/2} \qquad (9.4)$$

Los parámetros de esta ecuación son S y A, los cuales están relacionados con la humedad inicial y con la conductividad hidráulica del suelo. Una vez que estos parámetros han sido evaluados para una cuenca se puede predecir las características de infiltración.

En 1911 Green y Ampt desarrollaron una fórmula para la infiltración, basada en la percolación del agua en el suelo no saturado que es conducida por la succión capilar en el frente de humedad.

La ecuación de infiltración se plantea en consideración a dos componentes: el movimiento del agua en el frente húmedos de la zona no saturada del suelo y el movimiento del agua en el medio saturado. La capacidad de infiltración, f, puede ser expresada como:

$$f = k \frac{(L + S)}{L} \qquad (9.5)$$

donde: k es la conductividad hidráulica en el suelo saturado, L es la profundidad del suelo saturado y S es la succión capilar en el frente húmedo.

Mein y Larson han dado a esta ecuación una forma más conveniente:

$$t = \frac{df}{dt} = k1 + \frac{S\ (\theta sat - \theta i)}{F} \qquad (9.6)$$

donde: θi es la humedad inicial del suelo, $(\theta sat - \theta i)$ es el volumen de agua requerido para saturar el suelo y F es el volumen de agua infiltrada dentro del suelo.

La ecuación de Green-Ampt es más ventajosa para el uso en computadora en base a sistemas de modelos hidrológicos.

En los experimentos de infiltración en parcelas pequeñas, la parcela del experimento es sujeta a precipitaciones y se mide el escurrimiento. Analizando las diferencias entre la precipitación y el escurrimiento, se determina las características de la infiltración. Un método similar puede ser empleado para las cuencas. Para ello:

a) Se debe medir el hidrograma de escurrimiento; se elimina el flujo base dejando sólo el escurrimiento directo que es atribuido a la tormenta.
b) La tormenta debe ser lo suficientemente grande para cubrir la cuenca. Se calcula la precipitación media para la zona usando el método isoyético.
c) Se convierte el escurrimiento a unidades de altura de agua sobre el terreno para ser comparado directamente con la precipitación. Los dos gráficos son ploteados en la misma hoja con la misma escala.
d) Se elabora las curvas de masa de precipitación y escurrimiento.

e) La masa de infiltración es la diferencia entre estas - dos curvas de masa. La capacidad de infiltración se determina midiendo la pendiente de la curva de masa de - infiltración.

Ejemplo:

En la figura 9.4 , se subraya una área como de abstracción inicial, la cual es la suma de los almacenamientos por intercepciones y depresiones.

En la parte (a) de la Figura 9.5 , se ha ploteado inicialmente las intensidades de precipitación, P, y escurrimiento Q, de donde se tomaron los datos para plotear las curvas de masa P, y Q (parte b); de la diferencia de ellas -- (P - Q) se obtuvo una curva oscilante con una tendencia definida. Se trazó la curva de masa correspondiente a la infiltración que más se ajusta, f_a. Esta curva se lleva a la parte a de la Figura y se obtiene la curva de intensidad - de infiltración.

El volumen de escurrimiento directo deducido del hidrograma (Figura 9. 4 , parte b) debe corresponder al volumen de exceso de lluvia (de la parte a).

La curva de infiltración debe arrancar sobre el histograma en el momento en que inicia el escurrimiento directo.

Horton propuso un método para determinar la capacidad de - infiltración promedio según una tormenta dada. Este procedimiento supone la existencia de un número suficiente de - registros pluviométricos que representen la variación de - la lluvia y que uno de sus registros proceda de un pluviógrafo. El método se basa endos suposiciones:

1) Que los patrones de intensidad de tormentas grandes -- que producen crecientes mayores son similares en estaciones vecinas.

2) Que el escurrimiento superficial iguala, aproximadamente, la diferencia entre la lluvia y la infiltración que

ocurre durante el período de excedente de lluvia. Es decir no se toma en cuenta la lluvia que cae durante e - inmediatamente después del período de excedencia de -- lluvia, el cual se infiltra durante el subsiguiente de escurrimiento superficial.

Se supone también que los períodos de lluvia, pero no los de excedencia, son aproximadamente los mismos en - todas las estaciones, aunque no necesariamente simultáneos.

Se acepta que el período del excedente de lluvia varía en toda la cuenca y es diferente en las diversas estaciones.

El método consiste en hallar un valor de infiltración que multiplicado por el período de excedente de lluvia y restado de la lluvia total para el mismo período, dé por resultado el escurrimiento superficial total.

La estación pluviógrafica se llama estación base y los pluviómetros de cántaro se denominan subestaciones. Las estaciones que serán consideradas, se seleccionan mediante el método de los polígonos de Thiessen para determinar áreas de influencia y uniformizar los períodos de 24 horas.

La capacidad de infiltración promedio se puede calcular, aproximadamente, al restar el escurrimiento superficial total de la lluvia total registrada en la estación base para dividir la diferencia entre el período de lluvia de la estación base, desechándose todo período de lluvia ligera al comienzo o al final. Se calcula el porcentaje de la lluvia total que cayó durante cada hora en la estación base. Si el total de lluvia no es un número entero se supone el valor más cercano, - y se determina la altura de lluvia para cada hora en - la estación base, al multiplicar la altura supuesta por los diversos porcentajes antes determinados.

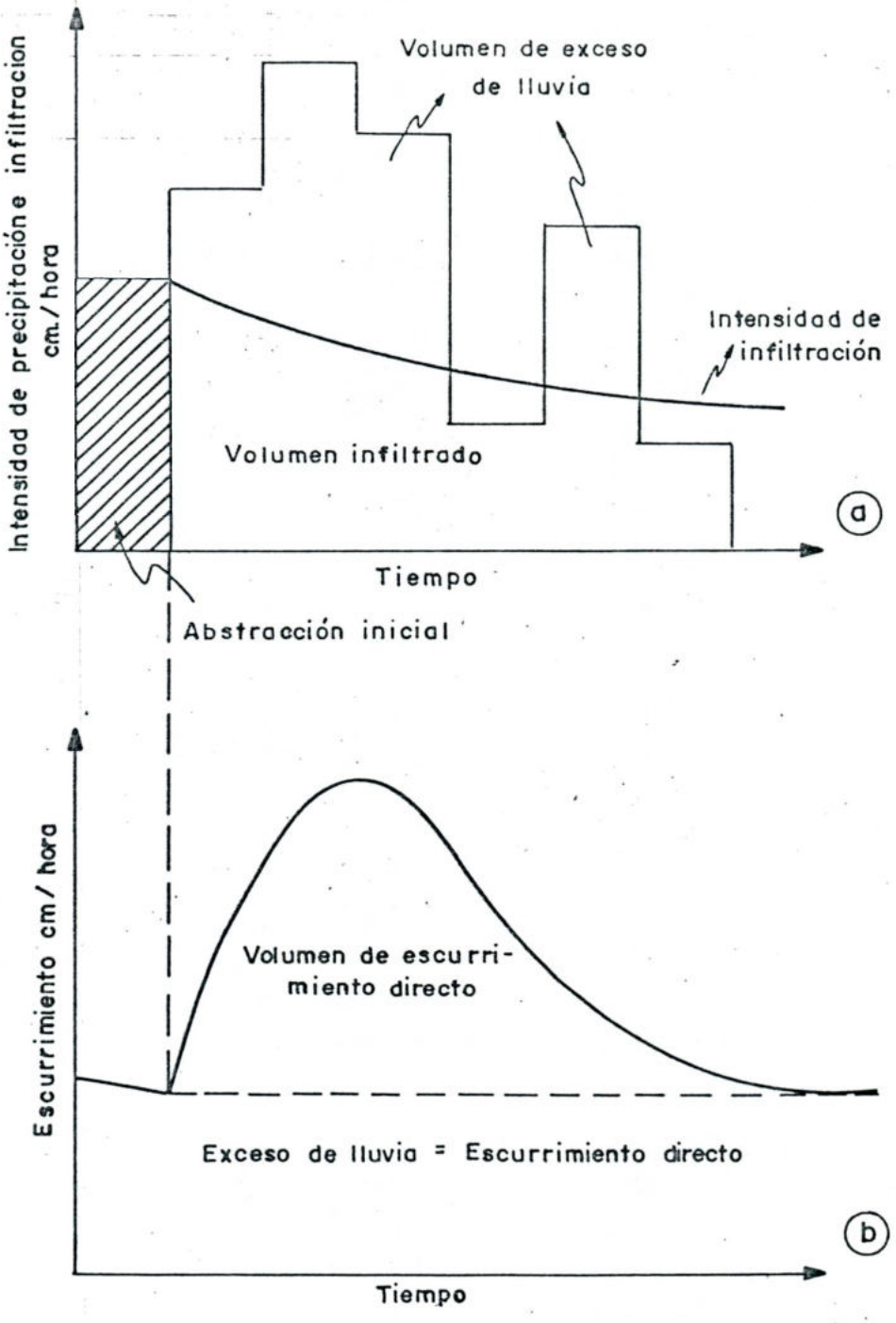
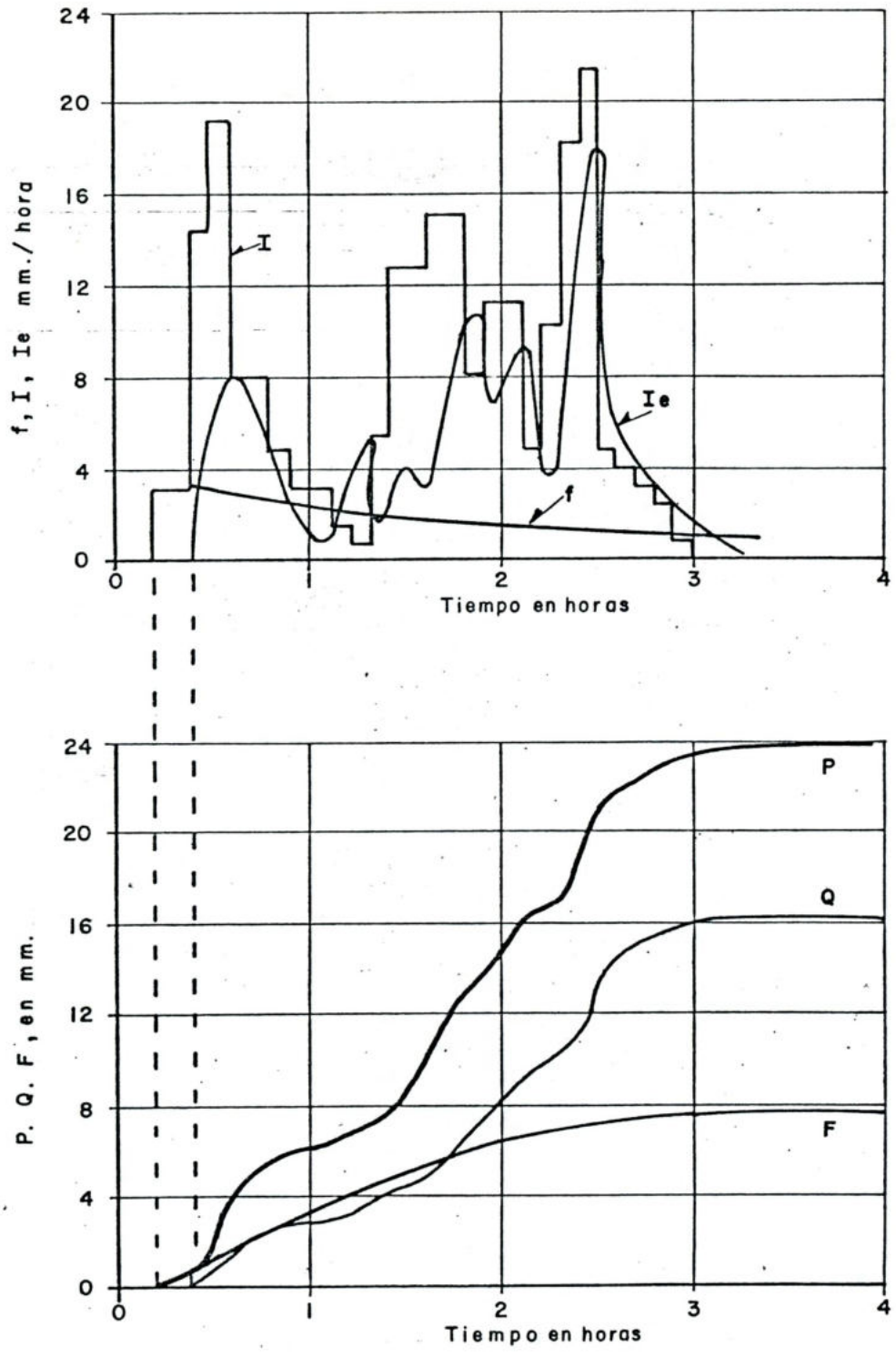


FIGURA . 9.4 Análisis de Hidrogramas.



I = intensidad de lluvia
Ie = intensidad de escurrimiento
P = precipitación
Q = escurrimiento
F = infiltración

Figura 9.5

Curvas de masa y diagramas de precipitación, escurrimiento e infiltración
Determinación de la curva de infiltración para una cuenca.

Ejemplo:

La Tabla 9.1 , muestra un ejemplo de cálculo mediante este procedimiento debido a Horton.

En la columna 2, se da las alturas de la lluvia por hora y en la 3, los porcentajes del total. No hubo necesidad de buscar nuevas alturas de lluvia para cada hora de una tormenta aproximada a la registrada puesto que se obtuvo un valor exacto de 106,00. De haber sido 106,8 se hubiese redondeado a 107. En las columnas 4, 5, 6, 7 y 8 están los excesos de lluvia para cada hora de acuerdo a capacidades fijas de 2,50 mm/h, 5,00 mm/h, 7,50 mm/h, 10,00 mm/h y 12,50 mm/h, respectivamente.

En la Figura 9.6 , se ploteó los totales de las columnas 4, 5, 6, 7 y 8 contra la lluvia de 106,0 mm. Se prepara tablas semejantes a la Tabla 9.1, para otras tormentas de distintos totales de lluvia; por ejemplo, tablas para 40 mm, 80 mm, 120 mm, 150 mm, etc. y se plotean también en la figura 9.6 . Así se obtiene las curvas mostradas. Con esas curvas se puede determinar el excedente de lluvia correspondiente a las diversas capacidades de infiltración, para cualquier altura total de lluvia. En la Tabla 9.2 , columna 2 se tiene las alturas de lluvia totales en cada una de las subestaciones dentro de la cuenca durante la tormenta analizada en la Tabla 9.1 . En las columnas 3, 4, y 5 están los valores de excedencia de lluvia obtenidos de las curvas de la Figura 9.6 para cada altura de lluvia total. El promedio de valores de cualquier columna representa el excedente de lluvia promedio en toda la cuenca. Estos promedios se plotean contra las respectivas capacidades de infiltración y se obtiene la Figura 9.7 .
Esta Figura sirve para hallar la capacidad de infiltración para cualquier excedente de lluvia que se conozca.

Tabla 9.1.- Ejemplo de Cálculo de Capacidad de Infiltración Promedio Según una Tormenta Promedio.

Hora	Cantidad mm	Porcentaje del Total	Capacidad de Infiltración mm/hora				
			2,50	5,00	7,50	10,00	12,50
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
			Lluvia en Exceso				
8 am	2,0	1,89					
9	2,2	12,08					
10	1,4	1,32					
11	1,2	1,13					
12 m.	0,8	0,75					
1 pm	1,4	1,32					
2	1,4	1,32					
3	1,6	1,51					
4	2,8	2,64	0,14				
5	6,6	6,23	3,73	1,23			
6	6,6	6,23	3,73	1,23			
7	4,2	3,96	1,46				
8	4,0	3,77	1,27				
9	1,6	1,51					
10	1,0	0,94					
11	4,6	4,34	1,84				
12 pm	4,4	4,15	1,65				
1 am	9,6	9,06	6,56	4,06	1,56		
2	9,2	8,58	6,18	3,68	1,18		
3	9,2	8,68	6,18	3,68	1,18		
4	9,8	9,25	6,75	4,25	1,75		
5	7,4	6,98	4,48	1,98	0,52		
6	7,6	7,17	4,67	2,17			
7	4,2	3,96	1,46				
8	1,0	0,94					
9	0,2	0,19					
Total	106,0	100,00	50,1	22,28	6,19	0	0

Tabla 9.2.- Ejemplo de Cálculo de Excedencia de Lluvia a Partir de la Capacidad de Infiltración Promedio Según una Tormenta Promedio.

Estación	Lluvia Total mm	Exceso de Lluvia Para Valores de f en mm/hora.		
		2,50	5,00	7,50
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
A	110,5	55,0	23,0	6,0
B	90,0	39,2	12,5	0,0
C	95,0	40,7	15,0	0,0
D	80,0	31,8	7,5	0,0
E	85,0	35,0	10,0	0,0
F	115,0	60,0	27,5	9,0
G	120,0	65,0	30,0	11,8
H	88,0	37,5	11,8	0,0
Promedios	97,9	45,5	17,2	3,4

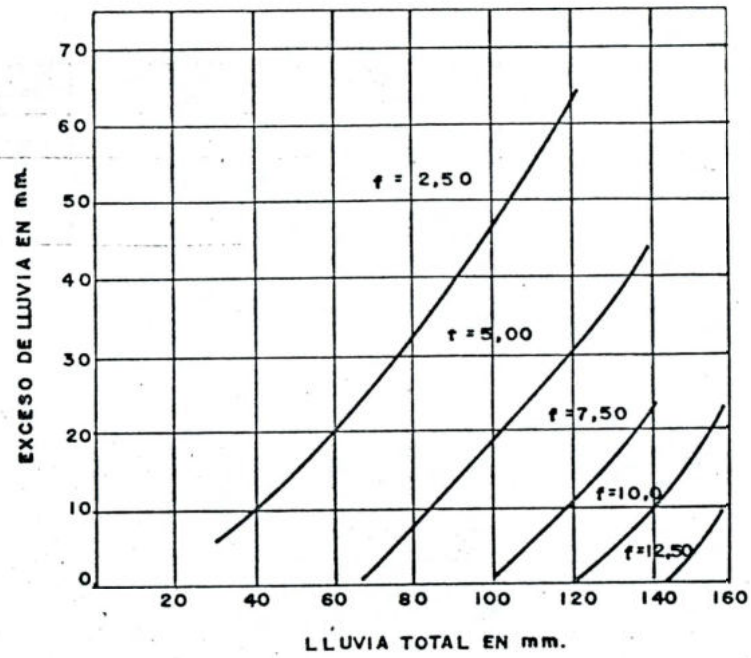


FIGURA : 9.6

Relación Lluvia- Excedencia de lluvia Para una Cuenca.

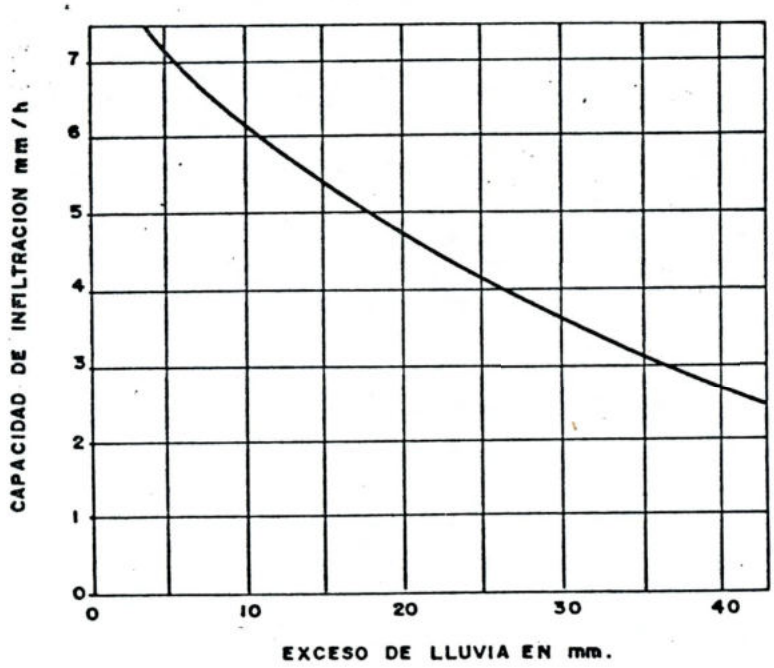


FIGURA : 9.7

Relación Excedencia de Lluvia- Capacidad de infiltración Para una Cuenca.

9.6.- Indices de Infiltración

Cuando se examina los hidrogramas de crecientes y la precipitación causal, la diferencia entre la masa de precipitación y el escurrimiento puede ser definida en términos de un índice ϕ que es el promedio de la proporción de lluvia por encima del cual el volumen de escurrimiento es igual al volumen de precipitación. Si la masa de infiltración se llama recarga de la cuenca el índice ϕ se puede calcular de esta forma:

$$\phi = \frac{\text{Recarga de la cuenca}}{\text{Duración de la precipitación}} = \frac{F}{t} \qquad (9.7)$$

En la recarga de la cuenca está incluída el almacenamiento por intercepción, el almacenamiento por depresión y la infiltración. Algunos hidrólogos prefieren separar las abstracciones iniciales de la "verdadera" infiltración mediante el índice W.

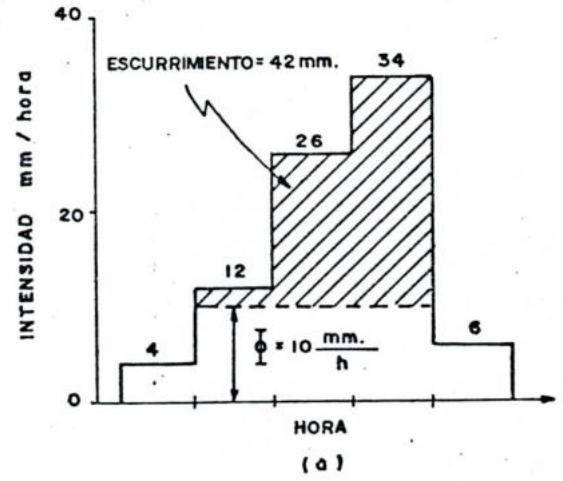
$$W = \frac{\text{Recarga de la cuenca - Abstracciones iniciales}}{\text{Duración de infiltración}}$$

$$W = \frac{P - Qs - Ia}{tf} = \frac{F - Ia}{tf} \qquad (9.8)$$

donde: Ia = abstracciones iniciales, tf = duración de la infiltración, P = lluvia y Qs = escurrimiento

El índice W es más difícil de evaluar debido a que las abstracciones iniciales son difíciles de deducir. La tendencia a subestimar el verdadero valor de infiltración es parcialmente compensado al tomar el intervalo de tiempo más pequeño: tf en vez de tr (tr = duración de la lluvia). Al término de un período largo de lluvia,el índice Wmin se acerca al último valor de la capacidad de infiltración fc. Los índices ϕ y W reciben críticas debido a que son extremadamente simples para el cálculo del proceso de infiltración, pero este concepto es completamente razonable en el estudio

del escurrimiento de grandes cuencas. El índice ϕ puede -- ser determinado para cada evento de creciente. En la figura 9.8, se ilustra la aplicación del índice ϕ.



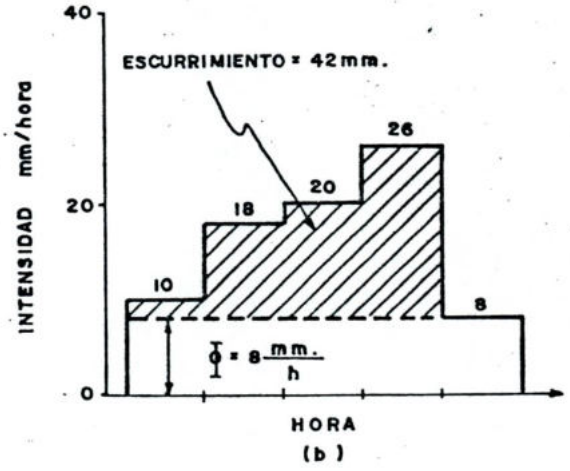


FIGURA. 9.8

ILUSTRACION DEL INDICE ϕ

10.- ESCURRIMIENTO

La lluvia es el factor primario que determina las corrientes de agua. El escurrimiento va siempre en retraso con relación a la lluvia que lo produce, dependiendo el retardo de las características del área drenable. Gran parte de la lluvia que cae durante la primera parte de una tormenta se almacena en la cobertura vegetal como intercepción, y en las irregularidades del terreno, como almacenaje de depresión. A medida que continúa la lluvia, la superficie del suelo se cubre con una película de agua conocida como detención superficial y comienza el flujo hacia algún canal. En ruta hacia el canal, el agua se designa como flujo sobre el suelo, y una vez que entra en el canal se convierte en escurrimiento superficial. La parte de la lluvia que no aparece como infiltración o como escurrimiento superficial, durante o inmediatamente después de la tormenta, es la retención superficial. En otras palabras, la retención superficial incluye: la intercepción, el almacenaje de depresión y la evaporación durante la tormenta; pero no incluye aquella agua que es almacenada temporalmente en camino a los ríos.

10.1.- El ciclo del Escurrimiento

El ciclo hidrológico es el término que se ha aplicado a la circulación general del agua en sus varios estados desde el océano hasta la atmósfera, al suelo y de vuelta al océano. El ciclo del escurrimiento es el término descriptivo aplicado a aquella porción del ciclo hidrológico comprendido entre la precipitación incidente sobre el suelo y su descarga subsecuente en los océanos a través de los canales de las corrientes, o su retorno a la atmósfera a través de la evapotranspiración.

En el ciclo del escurrimiento se puede distinguir cinco fases determinadas por la tasa de las precipitaciones según se expone a continuación, de acuerdo a la ilustración de la figura 10.1.

La primera fase se inicia con un período seco hasta el comienzo de la lluvia. El nivel freático está bajo y disminuye progresivamente. Es la época de estiaje en que el nivel de los cauces de algunos ríos es mantenido por el lento -- aporte de los acuíferos.

La segunda fase comienza al iniciarse la lluvia. La precipitación se reparte en la que cae sobre la superficie del cauce, la que es acaparada por la retención superficial y la que se infiltra.

Al iniciarse la lluvia el agua que va al almacenamiento -- por intercepción queda expuesta a la evaporación y si la - lluvia es de poca duración puede quedar completamente in-- terceptada. Si la intensidad de la lluvia es mayor que la deficiencia de humedad del suelo habrá un aumento gradual del contenido de humedad en la zona de aereación.

En esta fase no hay escurrimiento, salvo el que cae sobre el cauce o en aquellas superficies impermeables.

La tercera fase es la que sigue a una lluvia intensa, se ha saturado la retención superficial y se da inicio a la escorrentía superficial. El agua que se infiltra satura la zona de aereación y comienza a percolar. De continuar la lluvia recargará los acuíferos para aumentar su nivel freático. Por saturarse la zona de aereación se inicia el escu-- rrimiento subsuperficial. Si el nivel del cauce aumenta -- por encima del nivel freático la corriente cambia de efluente a influente.

Los valores de evaporación y evapotranspiración son débiles.

En la cuarta fase, la lluvia continúa y se llega al máximo de recarga y toda el agua contribuye al aumento del caudal. - En las zonas bajas o pantanosas ocurren inundaciones si el cauce no puede desalojar la escorrentía superficial.

La quinta y última fase comprende el período señalado entre la terminación de la lluvia y la recuperación de las condiciones de la primera fase; normalmente requiere un tiempo prolongado. La infiltración cesa y el agua que no queda co

mo humedad del suelo fluye hacia los cauces o a los acuíferos. En esta fase la evaporación es muy activa.

La interrelación entre los varios fenómenos hidrológicos - discutidos anteriormente de acuerdo a su ocurrencia en momentos seleccionados a través del ciclo del escurrimiento, se puede llegar a entender también en una forma global a - través de un análisis cualitativo con respecto al tiempo.

Considérese una sección transversal ideal de una hoya relativamente seca y la variación en el tiempo de los factores hidrológicos durante una lluvia extensa. En la figura 10.2 puede verse esquemáticamente la disposición de una lluvia de intensidad moderada y constante. El área sombreada representa la porción de la lluvia total que eventualmente - se convierte en el escurrimiento medido a la salida de la cuenca.

Al comienzo del aguacero, la lluvia sobre el canal constituye el único incremento del escurrimiento; al subir el -- agua en los canales aumenta la superficie de agua libre y consecuencialmente el caudal debido a la lluvia sobre el - canal. La tasa de intercepción es alta al comienzo de la - lluvia, especialmente durante épocas secas y en sitios donde la cubierta vegetal es densa. La capacidad del almacenaje decae rápidamente, de manera que la tasa de intercepción disminuye hasta el límite de lo requerido para reemplazar el agua evaporada desde la superficie del follaje; la mayor parte de esta agua retorna a la atmósfera por evaporación.

A medida que se llenan las depresiones pequeñas del suelo la tasa a la cual se llena el almacenaje de depresión disminuye rápidamente desde un valor inicial alto y tiende a cero. Parte de esta agua se infiltra y llega a los ríos - como agua subterránea o como flujo intermedio y el resto retorna a la atmósfera por evaporación. Excepto en tormentas muy intensas, la mayor parte de la deficiencia de humedad del suelo se satisface antes de que ocurra un escurrimiento apreciable; sin embargo, parte de la lluvia caí

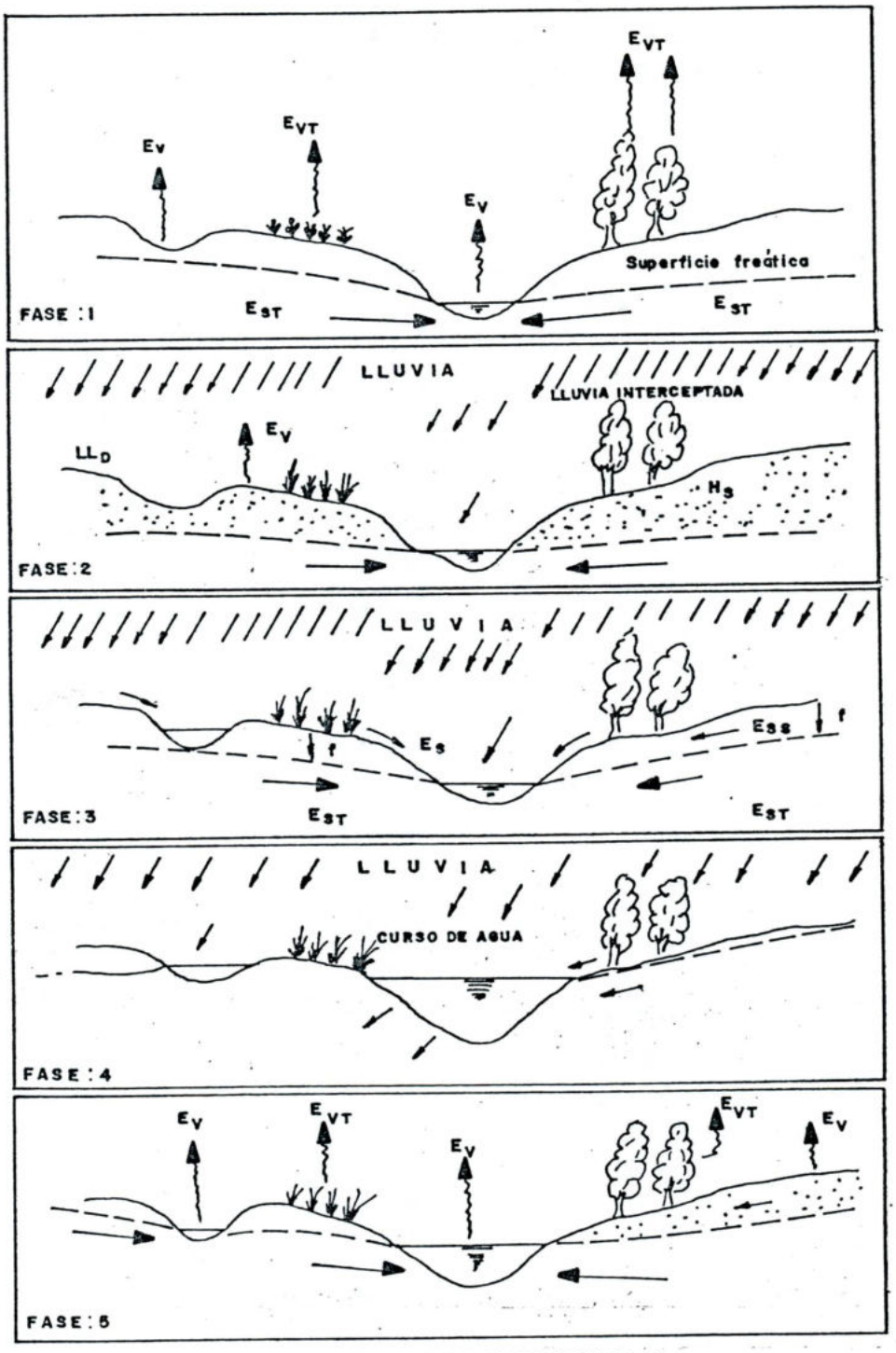


FIGURA. 10.1 CICLO DEL ESCURRIMIENTO

E_V = EVAPORACION
E_{VT} = EVAPOTRANSPIRACION
LL_D = LLUVIA DETENIDA EN LAS IRREGULARIDADES DEL SUELO
f = INFILTRACION
H_S = LLUVIA INFILTRADA QUE HUMEDECE EL SUELO
E_S = ESCURRIMIENTO SUPERFICIAL
E_{SS} = ESCURRIMIENTO SUBSUPERFICIAL
E_{ST} = ESCURRIMIENTO SUBTERRANEA

da más tarde se convierte también en humedad del suelo, - aunque el movimiento del agua hacia el interior del suelo es lento.

El agua que se infiltra y no es retenida como humedad del suelo, se mueve hacia los ríos como flujo intermedio o alcanza la mesa de agua y llega a los ríos como flujo de -- agua subterránea.

La tasa de escurrimiento superficial comienza en cero; aumenta lentamente al principio y luego más rápidamente tendiendo eventualmente a un porcentaje relativamente cons-- tante de la intensidad de la lluvia. Tanto este porcentaje como la tasa de escurrimiento son dependientes de la - intensidad de la lluvia.

La figura 10.2 representa solamente un caso hipotético y - tendría que ser modificada si, por ejemplo, la condiciones de la cuenca fueran diferentes. Así, dada las mismas condiciones sobre una cuenca urbana, la infiltración evidentemente sería insignificante, de manera que una vez que los almacenajes por intercepción y por depresión iniciales se satisfacen, la lluvia restante se convierte en escurrimiento superficial tal como se ilustra en la figura 10.3Alternativamente, en el caso de una cuenca extremadamente permeable, como sería una con suelos arenosos y gravosos, toda la lluvia podría ser absorbida por el suelo y emplearse en reponer la humedad del suelo y la reserva de agua subterránea, y, por lo tanto, iría a los cauces de - las corrientes como escurrimiento de agua subterránea, -- tal como se ilustra en la figura 10.3 . Las tres situaciones ilustradas en las figuras 10.2 y 10.3 darán lugar a tres tipos distintos de concentración del escurri-- miento. Tomando las dos condiciones extremas mostradas en la figura 10.3 por ejemplo, en la situación (a) todo el escurrimiento llegará a los canales principales rápidamente originando un incremento de escurrimiento breve pero - masivo, mientras que en la situación (b) el escurrimiento

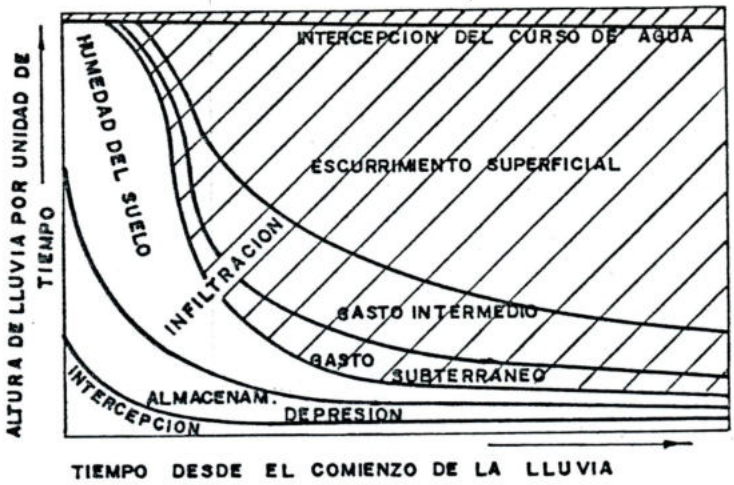


FIGURA.10.2 CICLO DE ESCURRIMIENTO. DIAGRAMA ESQUEMATICO DE LA DISPOSICION DE LA LLUVIA DURANTE UNA TORMENTA.

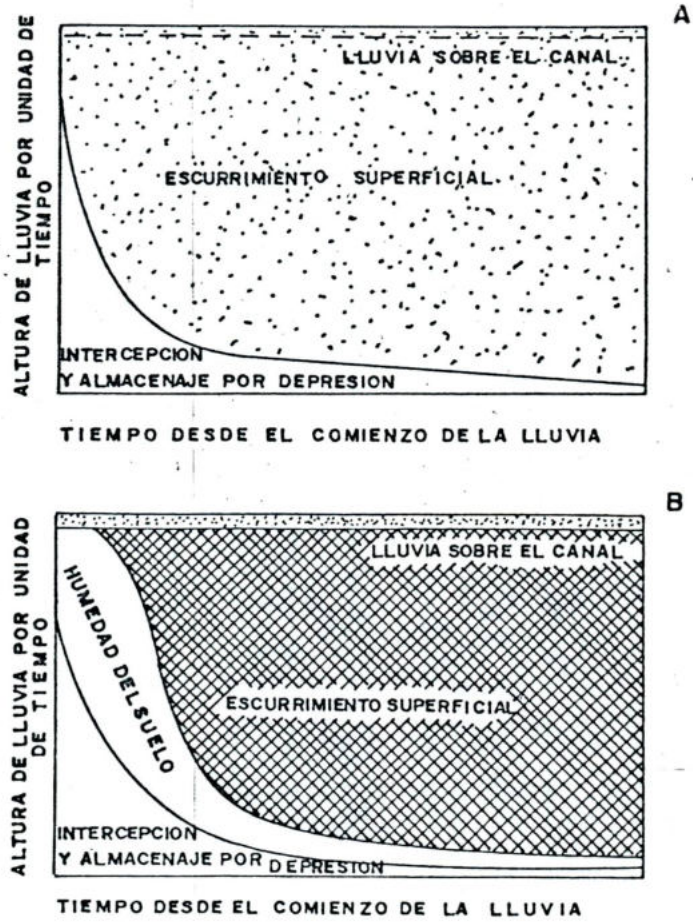


FIGURA.10.3 ILUSTRACION ESQUEMATICA DE LA DISPOSICION DE LLUVIA EN UNA CUENCA IMPERMEABLE (URBANA) (A) Y UNA CUENCA ALTAMENTE PERMEABLE (B)

llegará a los canales de las corrientes gradualmente durante un período de tiempo mucho mayor. Es entonces axiomático que la importancia relativa de los dos componentes del escurrimiento (escurrimiento superficial y agua sub-terránea) determinará la forma del hidrograma, es decir, el gráfico de caudal a lo largo del tiempo, y que, inversamente, la importancia relativa de cada uno se puede determinar a partir de la forma del hidrograma.

La cuestión se complica si se varía la intensidad de la -- lluvia, además de que en realidad la situación varía de un punto a otro de la hoya. Sin embargo, la descripción anterior ayuda a entender las variaciones relativas respecto - al tiempo, de los fenómenos hidrológicos que son importantes al considerar el escurrimiento.

10.2 Medición del Escurrimiento

El desarrollo sólido y estable de un sitio o región debe - descansar en evaluaciones confiables de los elementos que aseguran el éxito. Entre esos elementos se encuentran el - clima, el suelo, los minerales, los bosques, las provisiones de agua y otros recursos naturales, materias primas y facilidades de transporte. Puesto que el agua es necesaria para cualquier desarrollo, el conocimiento de la disponibilidad de una provisión adecuada y satisfactoria es esencial para llevar a cabo una sabia planificación local o regional con cualquier propósito. Sin tal conocimiento, no - se puede evaluar apropiadamente un proyecto que requiera - el uso de cantidades considerables de agua. Puesto que tal información, para que sea adecuada, debe cubrir un período de tiempo suficientemente largo que refleje los límites -- aproximados de los caudales máximos, mínimos y promedios, la medición de los escurrimientos aportados por la fuente propuesta debe llevarse a cabo continuamente por varios -- años antes de que un proyecto pueda ser promovido exitosamente; antes de que pueda ser llevado a la etapa de finan-

ciamiento, debe disponerse de unos registros sistemáticos y confiables que den la seguridad de un suminstro adecuado de agua durante todas las épocas del año. Muchos desarrollos que se han hecho para riego, energía hidroeléctrica, energía termoeléctrica, e incluso para consumo humano, han fracasado totalmente o en parte como resultado de previsiones inadecuadas de agua y han conducido a grandes, - pérdidas, y algunas veces a una inestabilidad regional -- porque estuvieron basados en esperanzas y suposiciones en lugar de registros.

Es indispensable una información confiable respecto a las provisiones de agua y sus variaciones para el diseño apropiado y la construcción de las obras hidráulicas. La cantidad total de agua disponible anualmente limitará la producción o salida de la planta propuesta, y las variaciones de los aportes afectarán la naturaleza y la magnitud de las obras de control, así como las capacidades de la - planta y de los canales y aliviaderos, e influirá de diversas maneras en los detalles del diseño.

El conocimiento de las variaciones estacionales del escurrimiento y de la probabilidad de las crecientes en diferentes épocas del año es muy deseable en conexión con la planificación de un programa que incluya el diseño y la - construcción de ataguías en el cauce de un río con el objeto de proteger las actividades de excavación y construcción que se realicen por debajo de los niveles de inundación. Una información al día con respecto a los niveles y las cantidades de agua en la cuenca aguas arriba del sitio de las operaciones de construcción en el cauce del -- río, pueden ser de gran valor, especialmente, si son inminentes crecientes grandes que puedan sobrepasar la ataguía. Los avisos a tiempo del acercamiento de tales crecientes hace posible mover los equipos y los materiales - de las partes del río que puedan ser inundadas.

La operación eficiente de las obras hidráulicas, incluyen

do embalses de almacenamiento o plantas que hagan uso ex-- tensivo del agua, requiere un conocimiento al día de las - cantidades de agua aportadas por la cuenca aguas arriba. - Por esa razón, los ingenieros de operación demandan más y mejor información con respecto al escurrimiento y a sus variaciones diarias en las cuencas aguas arriba de sus plantas. Los problemas de operación se cuentan entre las razones de mayor peso para mantener la operación ininterrumpida de las estaciones de medición después de que han pasado los períodos de promoción y construcción de las obras.
Las mediciones de escurrimiento deben realizarse sistemati camente para que puedan tener valor. A menos que se reco-- lecten de esa manera, esos registros no servirán para los usos que se hará de ellos, porque ni tendrán el grado de - precisión necesario, ni mostrarán los máximos y mínimos -- del escurrimiento, y no contendrán suficiente información a partir de la cual se pueda calcular el escurrimiento total anual y el caudal promedio anual. Los registros sistemáticos deben obtenerse en estaciones de medición o esta-- ciones hidrométricas que han sido establecidas en sitios - elegidos cuidadosamente y las cuales son operadas contínuamente. Debe haber observaciones diarias o registros contínuos de nivel y mediciones periódicas de caudales que ha-- gan posible la conversión de registros de nivel a registros confiables de caudales. A menos que una estación hi-- drométrica tenga un mantenimiento constante, su equipo no estará en condiciones de registrar los caudales extremos - cuando estos ocurran. Las observaciones esporádicas de niveles y las mediciones ocasionales tienen relativamente poco valor, y se quedan demasiado cortas para satisfacer los requerimientos modernos.

Los estudios hidrológicos de cualquier clase dependen de - registros de escurrimiento largos, confiables y sistemáticos.

10.2.1 Métodos de Medición

Los dos principales grupos de unidades relacionadas con la medición y el registro de escurrimiento son: 1) aquel relacionado con el caudal o gasto y 2) aquel relacionado con volumen de escurrimiento. Debe prestarse especial atención a la distinción indicada anteriormente con respecto a los significados de las palabras "caudal" y "volumen de escurrimiento", los cuales han sido adoptados generalmente por los ingenieros de Venezuela.

El caudal o gasto de una corriente se define como el volumen de agua que pasa por una sección dada de un canal en un tiempo dado y tiene dimensiones de volumen sobre tiempo.

$$Q = \text{Caudal} = \frac{\text{Volumen}}{\text{Tiempo}} \qquad (10.1)$$

Puede expresarse como el producto de un área por una velocidad así:

$$Q = A \times \bar{V} \qquad (10.2)$$

Las unidades básicas usadas comunmente en Venezuela en relación con la medición de las corrientes son: el "metro" para mediciones de longitud y el "segundo" para mediciones de tiempo. A partir de estas unidades se desprende, lógicamente, el "metro cúbico" (m^3) como la unidad de volumen, y el "metro cúbico por segundo", como unidad de caudal. También puede usarse la unidad "litro por segundo" para caudales pequeños.

En Venezuela el registro sistmático del caudal de una corriente superficial se hace comunmente en términos del caudal medio diario, expresado en metros cúbicos por segundo. Tal registro se obtiene ordinariamente mediante un registro de niveles en una estación de medición, el cual se con

vierte a un registro de caudales mediante las denominadas curvas de gastos o de caudales. Esta últimas expresan la relación entre los caudales y los niveles.
Para la medición de los caudales se ha usado diferentes métodos, los cuales se conocen con el nombre de aforos; entre ellos se tiene los siguientes: volumétricos, vertederos, orificios, pendiente hidráulica, químicos, isótopos - radioactivos, pitot, ventury y sección-velocidad. El método de medición de caudales más usado en Venezuela es el de sección-velocidad. Este método tiene dos variantes: el procedimiento tradicional, o de sección promedio, y un procedimiento más reciente, conocido como el de sección media.

10.2.1.1.- Procedimiento. Sección Promedio

Consiste en determinar separadamente el área - de la sección transversal de un tramo de aforos y la velocidad del agua que pasa por dicha sección. El producto de esos dos valores da como resultado el valor del caudal. El área se determina realizando sondeos en distintas verticales de la sección y se calcula luego mediante la construcción de una serie de trapecios, la suma de cuyas áreas dará como resulta do el área total de la sección. Luego se obtiene la velocidad media en cada trapecio y por - consiguiente, el gasto parcial, multiplicando la velocidad media en el trapecio por el área del mismo.

Otro dato importante lo constituyen los espaciamientos e1, e2, e3, etc., los cuales se fijan de acuerdo con el ancho de la sección y las irregularidades del fondo del río. Cuando se - trata de corrientes anchas y poco profundas, - los espaciamientos serán mayores que cuando se

trata de corrientes de poco ancho y cuyas profundidades son poco variables. Por experiencia se recomienda los siguientes espaciamientos - según el ancho de la corriente:(9)

	Ancho (m)	Espaciamiento (m)
Hasta	1,2	0,10
	1,2-3,0	0,20
	3,0-5,0	0,30
	5,0-8,0	0,40
	8,0-12,0	0,50
	12,0-18,0	0,80
	18,0-25,0	1,00
	25,0-35,0	1,50
	35,0-50,0	2,00
	50,0-70,0	3,00
	70,0-100,0	4,00
Mayor de	100	5,00

Sin embargo los espaciamientos deben seleccionarse bajo el criterio de que el gasto parcial que pasa por la subsección dada no sea mayor - del 10% del gasto total. Claro está, que para ello se necesita experiencia; pero una vez determinados los espaciamientos para un río, no es cosa difícil poseer la mecánica para observar esta norma.

Después de los espaciamientos, se determina -- las verticales o líneas de profundidades me-- diante procedimientos denominados "sondeos". - El sondeo puede hacerse con sonda rígida (en - este caso se usa con ese propósito una varilla graduada que sostiene el aparato medidor de velocidades de la corriente o correntímetro) o - con sonda flexible como lo es el cable de aforo.

(9) Convit R. Aforo por el Método de Sección y Velocidad, la Curva de Gastos y Los problemas de su Extrapolación. 1966.

Para la determinación de las profundidades mediante sondeos se toma como punto de partida - la superficie del agua, leyendo 0 ó cualquier lectura inicial. La sonda rígida se usa para - corrientes de poca profundidad, mientras que - la sonda flexible se usa para corriente profundas. Esta última sonda termina en su parte inferior con un cuerpo pesado (generalmente de - plomo), en forma de torpedo llamado "pesa" que va sujeto a la guaya o cable. La forma de la - pesa es aerodinámica para que haga la menor resistencia posible a la corriente, debiendo tener un peso suficiente para evitar que la misma lo arrastre desviándolo considerablemente - de la vertical donde se está practicando el -- sondeo; pero cuando no es posible esto, es necesario corregir la profundidad de acuerdo con el ángulo que forma la sonda con la vertical.

Una vez obtenidos los espaciamientos y las profundidades, se determina las áreas de los trapecios formados por la superficies del agua, - las verticales y el fondo del río: por ejemplo (Ver Figura 10,4).

$$a_5 = \frac{(p_4 + p_5)}{2} \times e_5$$

Luego se determina las velocidades en cada vertical, tomando un promedio cuando hay más de - una medición en la misma y se calcula la velocidad media de cada sección parcial tomando -- los promedios de las velocidades medias entre cada dos verticales. Multiplicando las áreas - y las velocidades así obtenidas, se determina los gastos parciales en cada sección.

La medición de velocidades se hace usualmente con correntímetros. Estos aparatos pueden ser de dos tipos: directos, como el de hélice, o - diferenciales, como el de copas. El correntíme tro se introduce a lo largo de la vertical y se mide las velocidades en puntos determinados de acuerdo a la profundidad de la corriente, con el objeto de determinar la velocidad media. Se supone que una corriente es poco profunda cuan do tiene menos de 50 cm de profundidad, en cu- yo caso se hace una sola observación al 60% de la profundidad; para corrientes profundas se - toma dos observaciones, una al 20% y la otra - al 80% de la profundidad, tomándose como velo- cidad media, el promedio de las velocidades en esos dos puntos, es decir:

$$\bar{v} = \frac{v_{0,2} + v_{0,8}}{2} \qquad (10.3)$$

Cuando se efectúa un aforo de una corriente, - se obtiene el gasto de la misma en un instante determinado; pero en los trabajos de hidrolo-- gía, un gasto aislado dice muy poco del rendi- miento de una fuente, por lo que es necesario conocer la variación de dicho gasto, día por - día, hora por hora, etc.. Con ese objeto se -- puede efectuar aforos consecutivos en forma in definida, lo cual es muy costoso, o bien utili zar estructuras que midan los gastos, o apli-- car ciertos métodos para determinar los gastos. Generalmente lo que se hace es llevar un regis tro contínuo de las alturas de la superficie - de agua del río mediante un registrador de ni- veles denominado fluviógrafo, el cual consiste de un flotador ubicado en un pozo de reposo y

que va conectado con un mecanismo inscriptor que hace una marca de tinta mediante una plumilla en una banda graduada, registrando los ascensos y descensos del flotador de acuerdo a las variaciones de la profundidad del agua en la corriente.

Cuando las corrientes son muy profundas es necesario efectuar varias mediciones de velocidad, a fin de construir la curva de velocidad en las verticales y determinar la velocidad media de éllas mediante la determinación del área encerrada entre la curva y los ejes. Así mismo, se puede trazar las curvas de igual velocidad en la sección transversal y determinar así también la velocidad media.

El medio más usado generalmente para la obtención de los gastos diarios es el de las estaciones por el método de seción-velocidad, en estas estaciones se determina los gastos para todas las alturas posibles de agua, referidas a un nivel inicial arbitrario, estableciendo una relación altura-gastos; a partir de esta relación se determina los gastos mediante las alturas registradas por el fluviógrafo.

Ejemplo: La Figura 10.4 ilustra el procedimiento seguido y en la tabla 10.1 se ilustra el cálculo de un aforo. En la figura 10.4 se puede notar que existe un punto inicial o de partida para tomar los espaciamientos. Este punto es arbitrario y no tiene necesariamente que coincidir con el punto donde se une la superficie del agua con la margen del río; es decir: A no tiene necesariamente que coincidir con B, aunque en cualquier caso puede ocurrir.

Tabla 10.1

Aforo Nº 7

Calculó J.A.P

Revisó A.N.C

NOTAS DE AFORO

RIO NAVAY EN PUENTE NAVAY

Fecha: 13-10 19 76 Aforador J.A.P

Ancho: 35,5 m Area 112,09 m² Vel 0,84 m/s Mira 3,69 m Gasto 86 m³/s

Método 02-08/06 Nº secc s Var. Mira 0 en — hrs Susp C

Coef. método 1,00 Coef. AH. 1,00 Coef. Susp — Inst. No 640177

LECTURA DE MIRA				
HORA		REGIST.	INT.	EXT.
10:50	INICIO	3,67	3,69	NO
12:30	FIN	3,69	3,69	NO
Alt. media Comp.				
Corrección Mira.				
Alt. media Corr.				

Fecha tarado — Coef. usado

por susp. varillas CABLE Altura s

Inst. sobre la pesa 50 lb

Pivote: Antes BIEN Después BIEN

Dif. proyección aforo con curva — %

— Vado, Cable,

Bote, Aguas Arriba, Aguas Abajo, Junto,

puente — mts. arriba

abajo mira, y FLUVIOGRAFÓ

Niveles —

Sección Transversal UNIFORME — ARENA, GRAVA, PIEDRAS

Corriente REGULAR Tiempo NUBLADO 4/8

Observaciones DESBORDAMIENTO AGUAS ARRIBA Aire 29,2 °C

Mira — Agua 24,8 °C

Se quitó la hoja NO Se Limpiaron los Tubos NO

Mirero —

Control —

Notas —

Alt. Mira cero gasto cero — m.

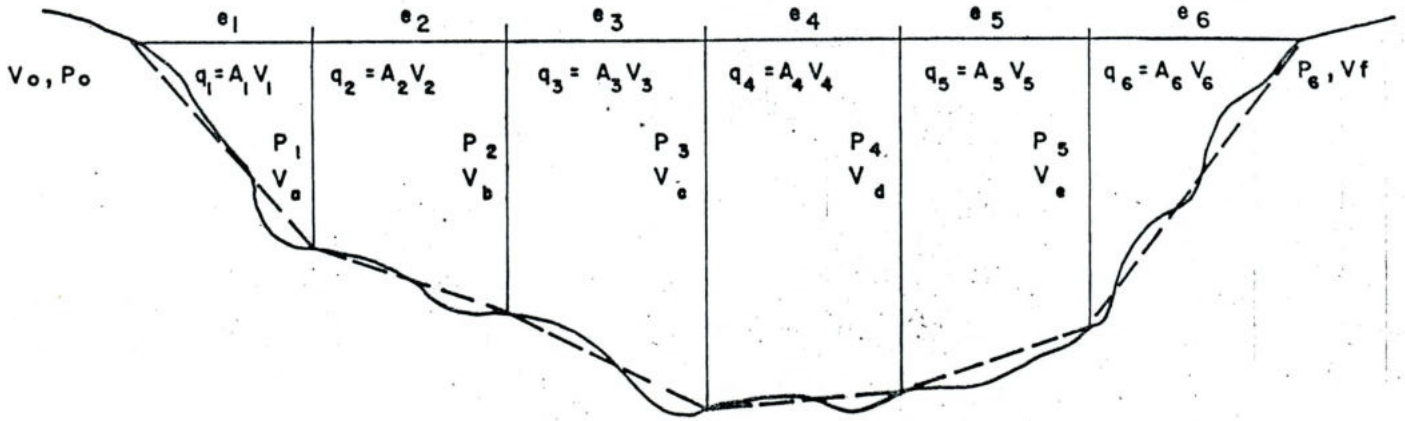
REGISTRO DE AFORO

FECHA 13-10-1976

RIO NAVAY EN PUENTE NAVAY

Dist. del Punto inicial	Coef. angular	Prof.	Prof. de observación	Revoluciones	Tiempo en Segundos	VELOCIDAD: En el punto	VELOCIDAD: Media en la ver.	VELOCIDAD: Media en la Secc.	Area (m²)	Prof. media (m)	Ancho (m)	Gasto (m³/s)
10	—	—	—	—	MI	—	0	—				
								0,110	8,125	1,625	5,00	0,894
15	1	3,25	0,65	10	42	0,171	0,220					
			2,60	20	52	0,268						
								0,448	13,140	3,285	4,00	5,887
19	1	3,32	0,66	50	46	0,741	0,756					
			2,66	50	44	0,771						
								0,884	12,960	3,240	4,00	11,457
23	1	3,16	0,63	70	46	1,033	1,012					
			2,53	70	48	0,991						
								1,048	9,705	3,235	3,00	10,171
26	1	3,31	0,67	70	42	1,134	1,084					
			2,68	70	46	1,033						
								1,071	10,695	3,565	3,00	11,454
29	1	3,82	0,76	70	40	1,189	1,058					
			3,06	60	44	0,927						
								1,120	11,610	3,870	3,00	13,003
32	1	3,92	0,78	80	44	1,231	1,181					
			3,14	80	48	1,131						
								1,172	8,030	4,015	2,00	9,411
34	1	4,11	0,82	70	40	1,189	1,162					
			3,29	70	42	1,134						
								0,998	16,120	4,030	4,00	16,088
38	1	3,95	0,79	50	46	0,741	0,834					
			3,16	60	44	0,927						
								0,472	16,205	2,315	7,00	7,649
45	1	0,68	0,41	10	68	0,110	0,110					
								0,055	0,170	0,340	0,50	0,009
45,5	—	—	M	D	—	—	—	0	—	—	—	

FIGURA._10.4 SECCION DE AFOROS MOSTRANDO LOS ELEMENTOS DE CALCULO



$$A_1 = \frac{P_1 + P_2}{2} e_1 \quad V_1 = \frac{V_a + V_b}{2} \quad q = A_1 . V_1$$

$$A_2 = \frac{P_1 + P_2}{2} e_2 \quad V_2 = \frac{V_a + V_b}{2} \quad q_2 = A_2 . V_2$$

$$A_3 = \frac{P_2 + P_3}{2} e_3 \quad V_3 = \frac{V_b + V_c}{2} \quad q_3 = A_3 . V_3$$

$$A_4 = \frac{P_3 + P_4}{2} e_4 \quad V_4 = \frac{V_c + V_d}{2} \quad q_4 = A_4 . V_4$$

$$A_5 = \frac{P_4 + P_5}{2} e_5 \quad V_5 = \frac{V_d + V_e}{2} \quad q_5 = A_5 . V_5$$

$$A_6 = \frac{P_5 + P_6}{2} e_6 \quad V_6 = \frac{V_e + V_f}{2} \quad q_6 = A_6 . V_6$$

$$\sum_1^6 q_1 = Q$$

e_1^6 = ESPACIAMIENTOS

P_0^6 = PROFUNDIDADES

V_{00}^{6f} = VELOCIDADES

A_1^6 = AREAS

q_1^6 = CAUDALES PARCIALES

Q = CAUDAL TOTAL

10.2.1.2.- Procedimiento Sección Media

Este procedimiento, que recien se está aplicando en nuestro país, se describe en la Figura 10.5. Se diferencia del anterior en que se multiplica la velocidad promedio de cada vertical de sondeo, por el área de la sección vertical que se extiende hasta la mitad del camino de las verticales vecinas. En el caso anterior las áreas eran trapecios, en este son rectángulos y la velocidad media de la vertical de sondeo se considera como velocidad media de la sección. En el procedimiento anteriormente descrito hay que promediar las velocidades medias de las verticales de sondeos adyacentes para obtener la velocidad media de la sección parcial.

Los espaciamientos cercanos a las orillas se hacen menores, pués se desprecian los gastos que pasan muy cerca de ellas como se puede ver en las áreas rayadas de la Figura 10.5.

10.2.2 Descripción de Correntímetros

Correntímetro de copas (Gurley):

Este aparato consiste de una rueda de copas que gira sobre un pibote de acero (Ver Fig. 10.7). Mediante un dispositivo eléctrico que transmite una señal sonora por cada determinado número de vueltas, se cuenta, desde la superficie, las revoluciones de la rueda de copas causadas por el flujo del agua. Consta además de un par de aletas que lo orientan en la dirección de la corriente de agua.
La velocidad se calcula mediante fórmulas que relacionan el número de vueltas por segundo (n) con ciertas constantes características del aparato. Estas fórmulas son dos y la utilización de cualquiera de ellas es función de n.

Para $n < 1$ $V = 0,675n + 0,015$
Para $n > 1$ $V = 0,692n + 0,002$

Correntímetro Pigmy:

Este es también un aparato de rueda de copas, pero de dimensiones pequeñas que se usa para medir velocidades en corrientes poco profundas. Su forma, funcionamiento y las fórmulas de cálculo de velocidades son similares a las del Gurley. Las fórmulas son:

Para $n < 2$ $V = 0,307n - 0,008$
Para $n > 2$ $V = 0,288n + 0,046$

Cuando $n = 2$ se aplica a cualquiera de las dos fórmulas

Correntímetro de Hélice (ott):

Es un aparato que consta de una hélice montada sobre una rolinera protegida del agua (Fig. 10.8). También va provisto de un transmisor de señales que emite una señal sonora cada 10 vueltas de la hélice. Las fórmulas del cálculo de velocidad son:

Para $n < 2$ $V = 0,2549n - 0,005$
Para $n > 2$ $V = 0,2582n - 0,002$

Las velocidades en los tres casos vienen dadas en m/seg.

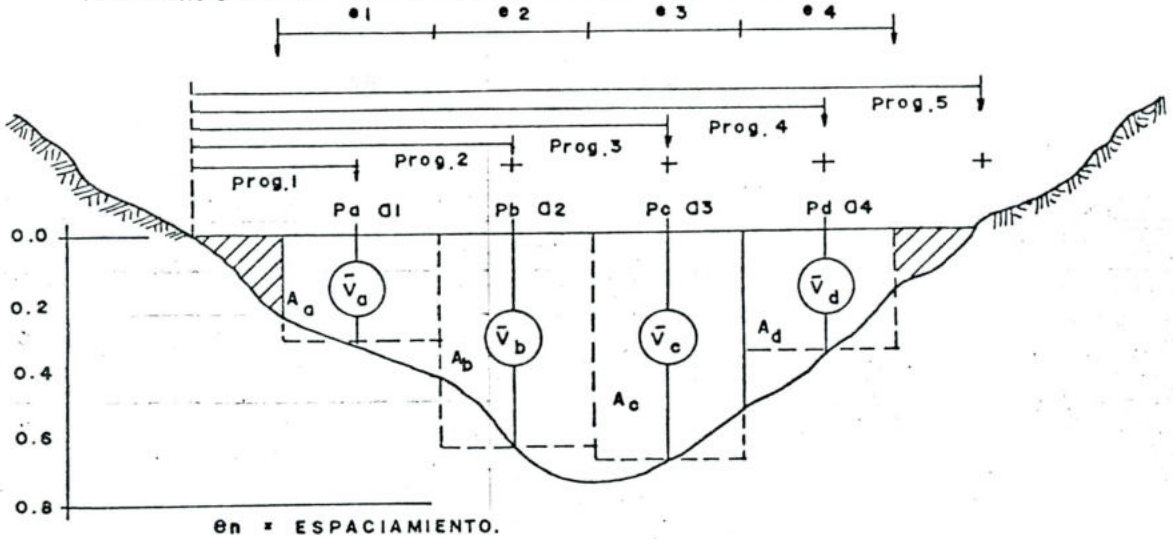
10.2.3 Relación Altura-Gasto

La relación altura-gasto, se basa en el hecho de que el -- gasto varía proporcionalmente al nivel del agua en la co-- rriente. Como se dijo anteriormente, esta altura se toma - desde un nivel fijo arbitrario y los instrumentos para medirla se llaman fluviómetros o miras; bajo esta base, al - hacer un aforo se debe tomar las lecturas del fluviómetro o la mira antes y después de efectuarlo, pero cuando la variación de la lámina sea grande, (por ejemplo durante una creciente) se tomará varias lecturas del fluviómetro o la mira, comparándolas luego con los gastos para obtener una medida única del fluviómetro para el gasto de dicha cre-- ciente, según se ve en el ejemplo de la tabla 10.2. . Esta altura se denomina altura de mira media compensada, la -- cual de un valor más ajustado que el simple promedio aritmético. Una vez obtenida una serie de aforos a distintos - niveles, se plotea los gastos calculados contra las alturas correspondientes en un papel cuadriculado, obteniéndose -- una curva denominada "curva de gastos", a partir de la -- cual se deduce los gastos para cualquier altura comprendida entre los aforos y aún para alturas mayores mediante la prolongación o extrapolación de la curva de gastos. En la figura 10.6, se muestra una curva de gastos correspondientes al río Quinimarí en Buenos Aires. (Edo. Táchira).

Generalmente el ploteo se hace dándole a las ordenadas los valores de fluviómetro y a las abcisas los de los gastos, trazando luego la curva que mejor se adapte a los puntos, lo cual puede lograrse mediante un análisis cuidadoso de - los aforos y un buen criterio para el trazado.

Hay que tomar en cuenta aquí que los aforos hechos en una creciente, durante el período de ascenso, estarán por debajo de la curva por tener mayor gasto, y los aforos efectuados en el período de recesión se encontrarán por encima de la curva.

FIGURA 10.5 AFORO POR EL METODO DE SECCION Y VELOCIDAD PROCEDIMIENTO: SECCION MEDIA



e_n = ESPACIAMIENTO.

$\bar{V}_a^d$ = VELOCIDAD MEDIA EN CADA VERTICAL DE SONDEO P.

P_a^d = VERTICAL DE SONDEO

A_a^d = AREA DE CADA SECCION PARCIAL

$Prog_n$ = PROGRESIVA

$$\left.\begin{aligned} Aa &= Pa \cdot e1 \\ Ab &= Pb \cdot e2 \\ Ac &= Pc \cdot e3 \\ Ad &= Pd \cdot e4 \end{aligned}\right\} \sum_a^d A = A \qquad \left.\begin{aligned} Qa &= Aa\ \bar{V}a \\ Qb &= Ab\ \bar{V}b \\ Qc &= Ac\ \bar{V}c \\ Qd &= Ad\ \bar{V}d \end{aligned}\right\} \sum_a^d Q = Q$$

$$Vm = \frac{Q}{A}$$

Vm = VELOCIDAD MEDIA DE LA SECCION TRANVERSAL.
Q = GASTO TOTAL DE LA SECCION TRANVERSAL.
A = AREA TOTAL DE LA SECCION TRANVERSAL.

ESPACIAMIENTO	
PROCEDIMIENTO a)	PROCEDIMIENTO b)
$e1 = \frac{Prog.2 + Prog\ 1}{2} - \frac{Prog.1}{2}$	$a1 = \frac{Prog.2 - Prog.1}{2}$; $2a1 = e1$
$e2 = \frac{Prog.3 + Prog.2}{2} - \frac{Prog.2 + Prog.1}{2}$	$a2 = \frac{Prog.3 - Prog.2}{2}$; $2a2 = e2$
$e3 = \frac{Prog.4 + Prog.3}{2} - \frac{Prog.3 + Prog.2}{2}$	$a3 = \frac{Prog.4 - Prog.3}{2}$; $2a_3 = e_3$
$e_4 = \frac{Prog\,5 + Prog.4}{2} - \frac{Prog.4 + Prog.3}{2}$	$a4 = \frac{Prog.5 - Prog.4}{2}$; $2a^4 = e4$

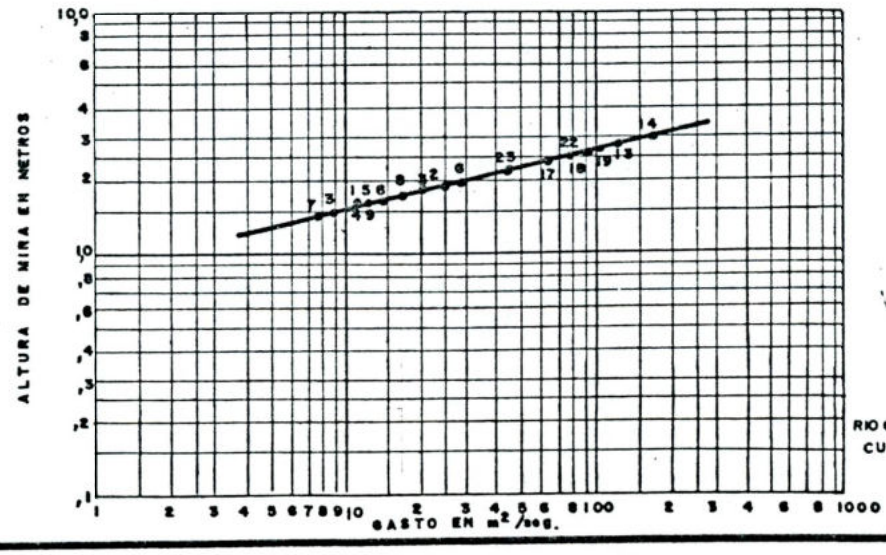


FIGURA 10.6

RIO QUINIMARI EN BUENOS AIRES
CURVA DE GASTOS 1.974

CORRENTIMETROS

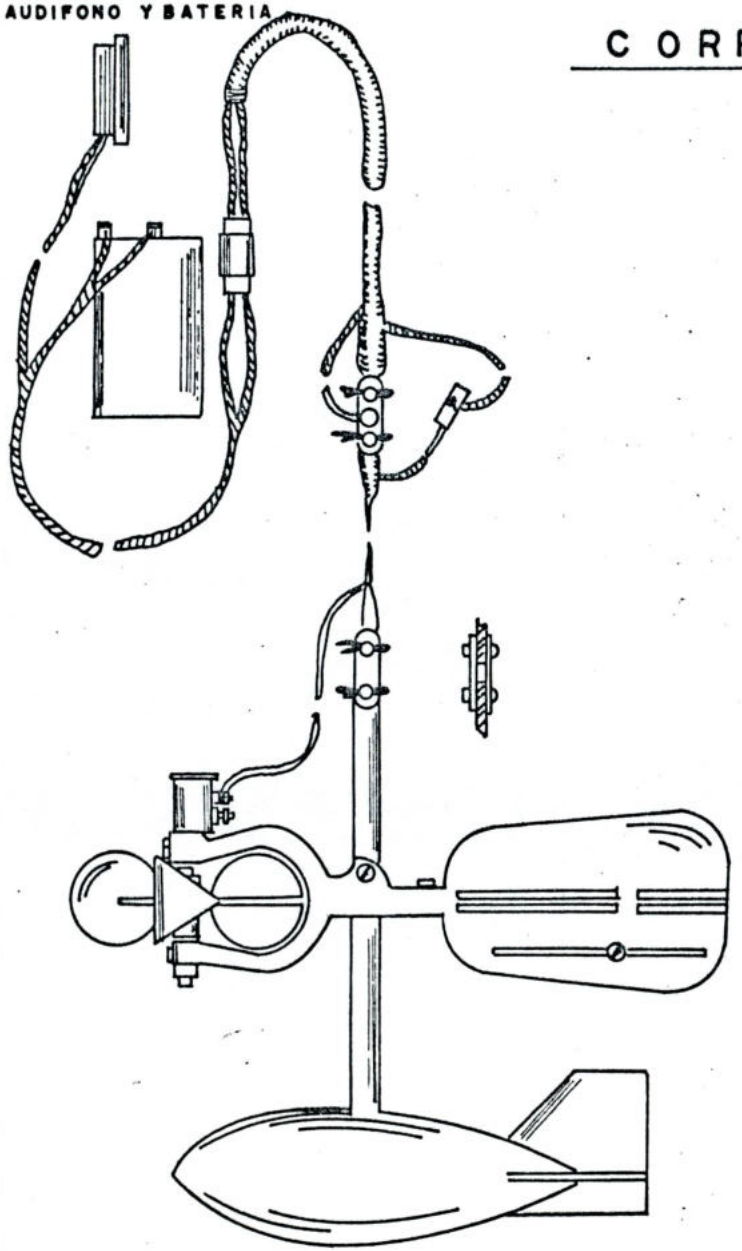
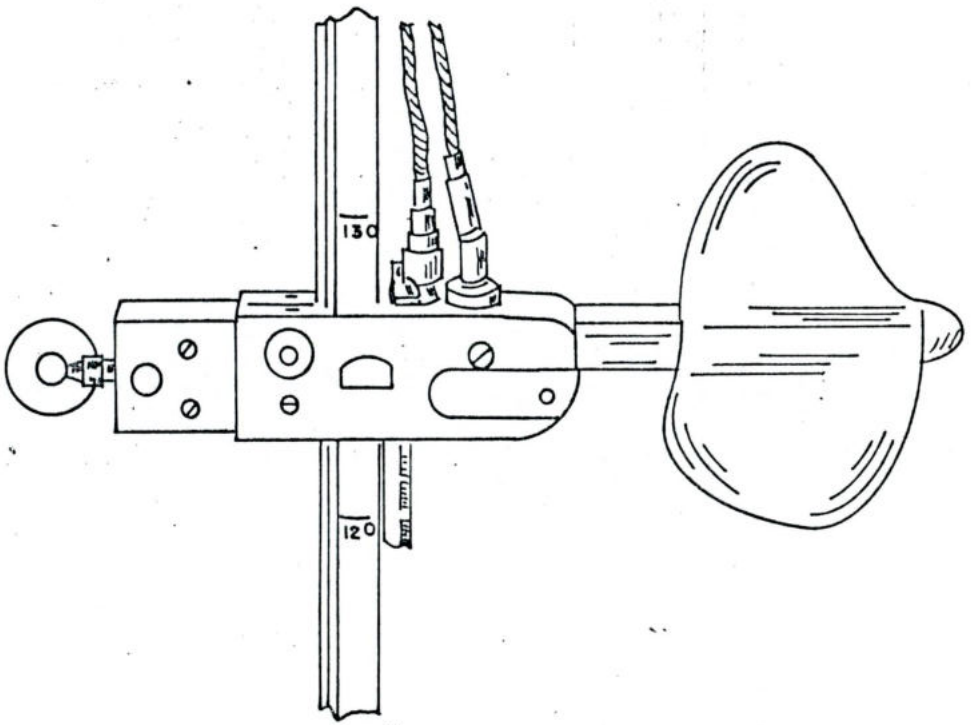


FIGURA.— 10.7 CORRENTIMETRO GURLEY (diferencial)

FIGURA.— 10.8 CORRENTIMETRO OTT (directo)



10.3 La Estación Hidrométrica

Una estación hidrométrica es un sitio ubicado en la margen de un cauce, que permite conocer el comportamiento de la corriente a través del tiempo. La estación hidrométrica puede ser simple como la representada por el sitio que reúne condiciones para un aforo, sin mayores instalaciones, o estaciones hidrométricas completas con instalaciones apropiadas que permiten identificarlas y ubicarlas y donde se practica sistemáticamente, observaciones para conocer el régimen de una corriente (Figura 10.9).

De acuerdo con el medio utilizado para cruzar la corriente al efectuar el aforo se puede clasificar las estaciones del modo siguiente:

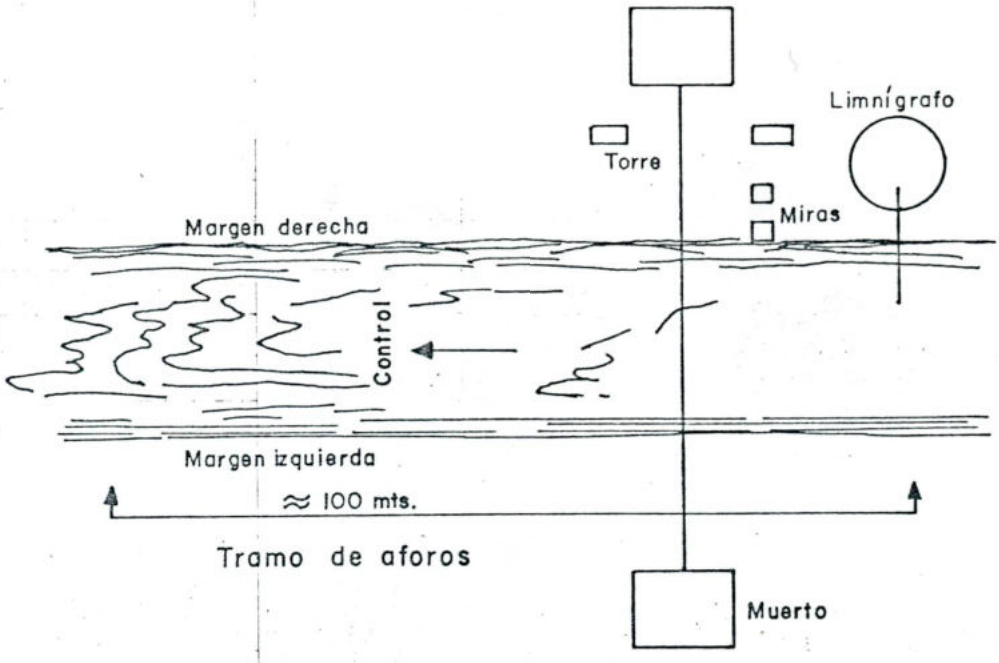
a) Estaciones de vado
b) Estaciones de puente
c) Estaciones de cable y canastilla
d) Estaciones de bote o canoa

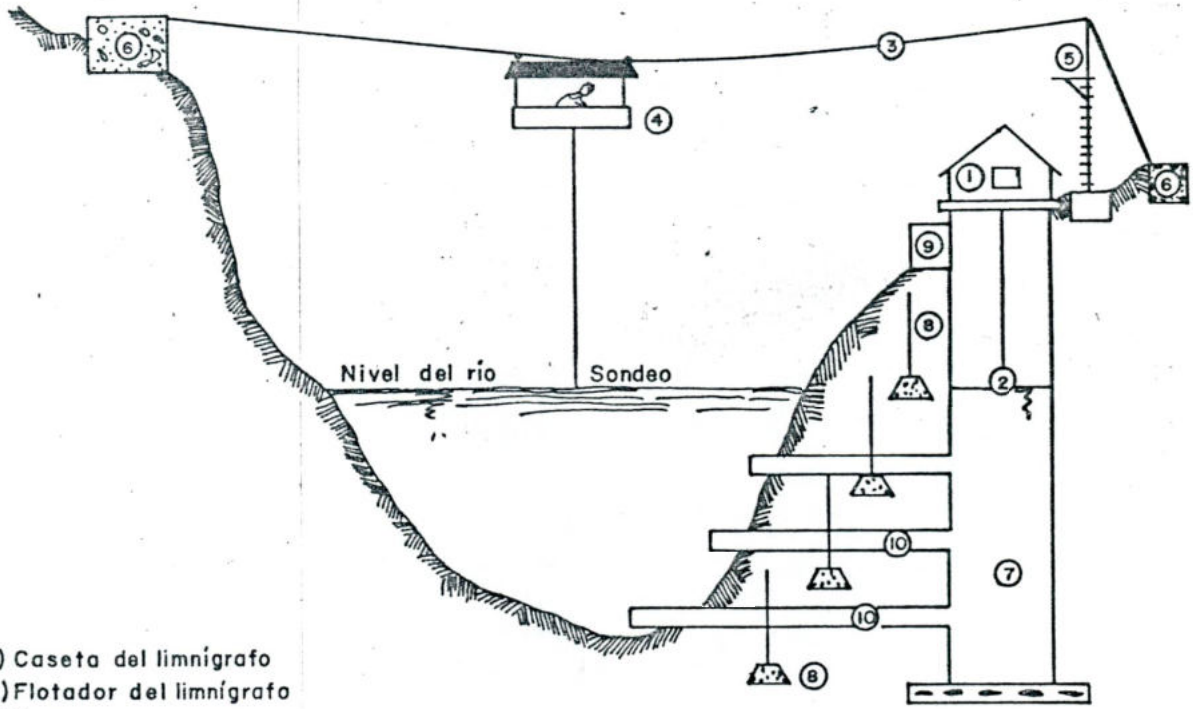
Las corrientes poco profundas y tranquilas se pueden vadear para hacer el aforo y en las más hondas y caudalosas se emplea estructuras existentes o construídas para efectuar aforos.

10.3.1 Partes de que Consta una Estación

Las estaciones de aforo tienen un sector llamado tramo de aforo, en donde se ubica:

1) Las sección transversal del cauce en donde se realiza los aforos, llamada sección de aforo. Pudiera haber, en el mismo tramo, más de una sección de aforos.
2) Una estructura utilizada especialmente para hacer las maniobras y observaciones llamada estructura de aforo.
3) Reglas graduadas llamadas miras o escalas referidas a un datum, para observar en ellas los niveles del agua. Figura 10.10 .





1) Caseta del limnígrafo
2) Flotador del limnígrafo
3) Guaya
4) Carrito de aforo
5) Torre
6) Muerto
7) Pozo de reposo
8) Miras
9) Tanque de limpieza
10) Tubos comunicantes

Sección Transversal

Figura 10.9 Sección de Aforo.

Tabla 10.2.-

Lectura de Mira Correspondiente a un Aforo para el Cálculo de la Mira Media Compensada.

Lectura de mira	Lectura Promedio	Gastos Q.	Gastos x Lectura Promedio
0,90			
0,94	0,92	0,420	0,390
0,98	0,96	0,642	0,615
1,10	1,06	0,988	1,050
1,36	1,23	1,920	2,360
1,48	1,42	3,422	4,845
1,53	1,51+	5,440	8,200
1,60	1,56-	6,380	9,550
1,68	1,64	10,242	16,797
1,74	1,71	13,220	22,606
1,80	1,77	16,400	29,028
1,78	1,79	18,150	32,489
1,72	1,75	14,240	24,930
1,64	1,68	11,560	19,421
1,58	1,61	9,340	14,384
1,50	1,54	7,300	11,242
1,46	1,48	4,400	6,512
1,34	1,40	2,860	4,004

$\Sigma Q = 126,924$

ΣQ_x x Lectura Promedio = 208,605

$$h_m = \frac{\Sigma Q \times Prom}{\Sigma Q} = \frac{208,605}{126,924}$$

$$h_m = 1,64$$

4) Un reborde natural o artificial ubicado o construído en la sección transversal del cauce con la finalidad de regular la relación entre las alturas de la lámina del agua y los gastos. Este reborde se llama control de la estación. Los lechos naturales están sujetos a erosión o sedimentación en razón de la velocidad de las aguas del río. El control es considerado como la primera estructura de una estación de aforo.

   El control artificial es la estructura de concreto ciclópeo que se construye a lo ancho de la corriente para mantener constante la relación mira-gasto. Los controles tienden a disminuir la velocidad aguas arriba de ellos y aumentarla aguas abajo y en su cercanía, por lo que se debe considerar en la construcción de un lecho amortiguador aguas abajo para evitar socavación.
5) El equipo para la medida de la sección y de la velocidad de la corriente.
6) Un instrumento registrador de las alturas del agua (Limnígrafo) en las estaciones de gran interés o en aquellas en las cuales varía notablemente el nivel de las aguas. Figura 10.11 .

10.3.2 Elección del Tramo de Aforo

El tramo de aforo, con las partes que se ha mencionado, debe reunir ciertas características para un funcionamiento eficiente.

La sección de aforo debe ubicarse en un tramo lo más recto cuya sección transversal sea lo más uniforme y regular, y sin afluentes, de fácil acceso para el aforador. Si existen estructuras para cruzar la corriente tales como puentes debe cuidarse que sus machones no perturben la corriente. De no haber esas estructuras se debe construir en un si--

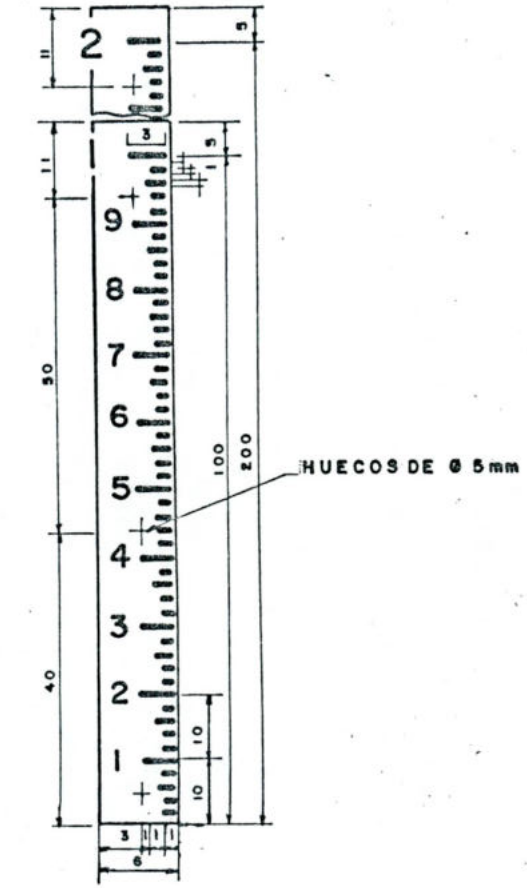


FIGURA.— 10.10

MIRA TIPICA (HIDROMETRO)

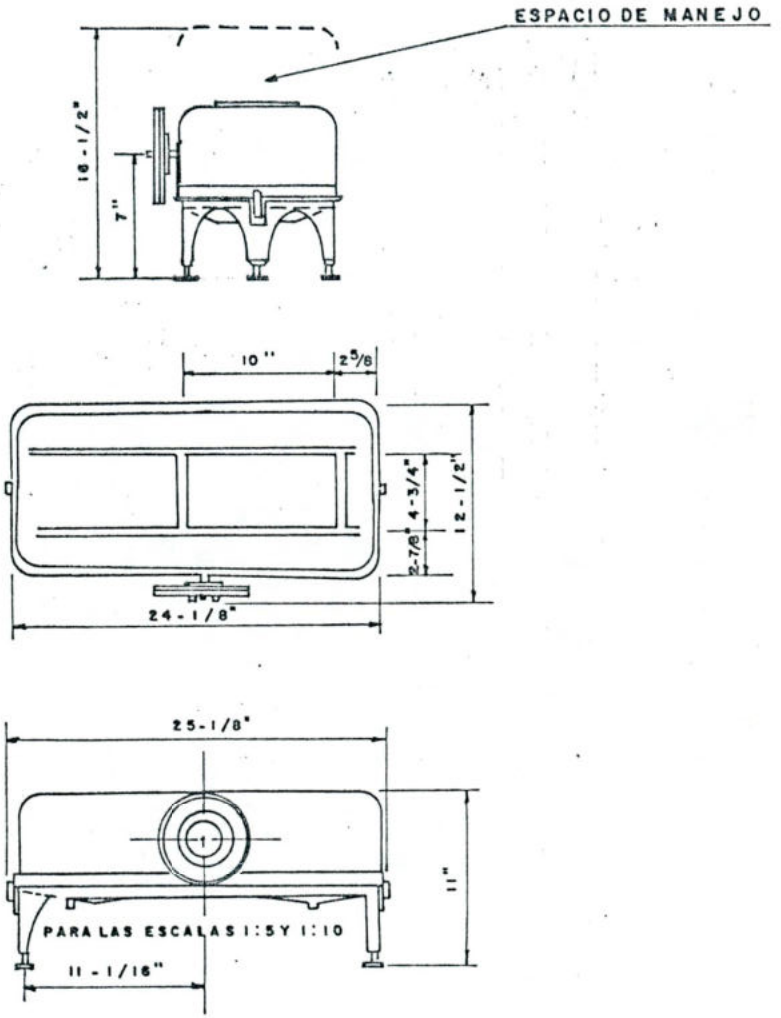


FIGURA .— 10.11

LIMNIGRAFO

tio estrecho del cauce para evitar desbordamientos en las crecidas de los ríos.

10.3.3 Fluviogramas

Para medir el nivel de agua y el tiempo en el cual ocurre, se instala un instrumento llamado fluviógrafo, el cual tiene un dispositivo cubierto por una banda de papel que es accionado por un mecanismo de relojería. En esta banda se registra en forma contínua la fluctuación, a través del tiempo, de los niveles del agua. El gráfico que genera se llama fluviograma, y, en general, también se llama así a la banda del fluviógrafo. El fluviógrafo es denominado también limnígrafo.

El limnígrafo se instala en una parte cercana a la orilla, ubicado en un pozo que se comunica con el río mediante tubos. El nivel de las aguas dentro del pozo debe ser, en todo momento, el mismo de la corriente. El limnígrafo registra las fluctuaciones del nivel dentro del pozo. La altura del registro es gobernada por un flotante que aflora en el agua del pozo.

Ejemplo: El procedimiento para calcular el gasto medio en base a los registros del fluviógrama y a la curva de gastos, se ilustra en la Tabla 10.3.

Tabla 10.3. - Cálculos de Escurrimiento

Río San Pedro. Estación Manzanares. Mes: Octubre, Año 1967

1	2	3	4	5	6	7	8	
Día	Hora	Duración	Alturas de Mira		Gasto	Promedio	Promedio X Duración	OBSERVACIONES
			Registrada	Corregida				
19	00:00	0.00	0.425	0.000	0.043			
Oct	12:00	12.00	0.410		0.028	0.036	0.432	$Q=\frac{16.863}{24}= 0.703 m^3/seg$
67	13:00	1.00	0.470		0.124	0.076	0.076	
	17:00	4.00	0.440		0.059	0.092	0.368	
	19:00	2.00	0.450		0.070	0.065	0.130	
	20:00	1.00	0.620		1.019	0.555	0.555	
	20:50	0.50	1.280		10.924	5.792	2.986	
	21:50	1.00	0.820		3.542	7.233	7.233	
	22:00	0.50	0.810		3.400	3.471	1.736	
	22:50	0.50	0.660		1.459	2.430	1.215	
	23:50	1.00	0.660		1.459	1.459	1.459	
	24:00	0.50	0.640	0.000	1.233	1.346	0.673	
	Total	24:00					16.863	

Datos de las columnas (1) (2) y (4) obtenidos del fluviograma.

Datos de la columna (6) obtenidos de la curva de gasto

11.- SEDIMENTACION

En los trabajos de diseño de ingeniería, son muchos los -- problemas relacionados con la sedimentación.

En la sedimentación en embalses los efectos del sedimento se manifiestan en diferentes formas, siendo la más obvia - el agotamiento de la capacidad de agua almacenada. El almacenamiento de agua disponible puede ser reducido también - por efectos de evaporación debido a acumulaciones de sedimento, al cambiar las relaciones de área para las mismas - cantidades de agua planificadas originalmente.

La pérdida de agua debido a evaporación, puede ser considerable en algunos casos. El sedimento acumulado en la cabecera de las represas puede causar la formación de un delta que muy pronto es cubierto con varios tipos de vegetación resultando en un aumento de pérdidas de agua por medio de absorción, lo que puede ser muy serio. Además, la acumulación progresiva de sedimento puede eventualmente dar lugar a inundaciones de pueblos, vías ferroviarias, carreteras, plantaciones, etc. El agua del delta puede extenderse aguas arriba y puede cubrirse de vegetación formando una corriente donde la sedimentación puede ser atrapada antes de caer a la represa.

La socavación y deposición en canales de tierra es problemática y costosa, por lo que una de las finalidades de los diseñadores de canales en material erodable es escoger la forma y pendiente de un canal en el que no haya socavación ni exceso de sedimentación.

La degradación del fondo de una corriente aguas abajo de - una presa es debida en muchos casos a que no se ha considerado las corrientes de aguas abajo. Cuando se construye -- una presa en una corriente, la represa detiene el movimiento del sedimento y el agua que sale del embalse es clara - con capacidad de recoger una nueva carga de sedimento en -

el fondo del cauce aguas abajo. Por consiguiente, causa -- una degradación del fondo. El descenso del nivel del lecho ocurre primero cerca de la presa y gradualmente se extiende hacia abajo. La posibilidad de que este problema pueda ocurrir debe reconocerse antes de que la presa sea cons--- truída y por consiguiente debe tenerse en cuenta en el diseño de la misma.

El problema del sedimento que llega a las compuertas de -- una presa y eventualmente a las turbinas de una central hidroeléctrica puede ser serio si el sedimento no es evacuado en la compuerta. Los daños pueden ser considerables en las turbinas necesitando en numerosos casos reemplazarlas completamente, ya que las paletas de la turbina, conjine-- tes y otras piezas vitales para el funcionamiento de la máquina podrían desgastarse completamente.

11.1 Medición del Sedimento

Para solucionar los problemas de sedimentación es necesario tener un conocimiento adecuado de la cantidad y el tamaño de las partículas. Las cantidad de sedimento que se - espera encontrar en una estructura cualquiera determina la necesidad y la dimensión de las operaciones para remover - la sedimentación, y como los sedimentos compuestos de diferentes tamaños de partículas actúan muy distintamente, es necesario saber el tamaño para hacer prediciones exactas.

Es práctica común planificar los embalses previendo la capacidad de almacenamiento que ocupará la acumulación de sedimento. Por lo tanto, se incluye una capacidad extra para este fín que no forma parte de la capacidad util que se necesitará para abastecimiento de agua, irrigación, genera-- ción de energía, control de inundaciones, etc. Es por eso que se recoge muestras del agua tan a menudo como sea posible y bajo todas condiciones, con el objeto de que se co-- nozca todas las materias arrastradas por la corriente bajo

todas las condiciones y pueda preverse el volúmen final de sedimento que se depositará en una presa.

El transporte total de sedimentos en una corriente no se puede calcular con precisión mediante las fórmulas disponibles, lo que ocasiona que las buenas mediciones en el campo sean extremadamente importantes. Un buen muestreador de sedimentos debe causar una perturbación mínima en el flujo, debe evitar los errores debido a las fluctuaciones de la concentración de sedimentos en períodos cortos y debe dar resultados que puedan relacionarse a mediciones de velocidad. Estos requisitos son satisfechos en una serie de muestreadores diseñados por el Laboratorio de Hidráulica de Iowa. Los muestreadores (Figura 11.1) consisten en un casco aerodinámico que envuelve una botella para depósito del sedimento recolectado. Una ventilación permite el escape del aire a medida que el agua entra a la botella y controla la velocidad de entrada, de manera que sea aproximadamente igual a la velocidad de la corriente. Se dispone de boquillas de varios tamaños para controlar la tasa de llenado de la botella. Los modelos grandes llevan la botella totalmente protegida y están equipados con aletas de cola para mantener el muestreador apuntando hacia la corriente, cuando el aparato está sostenido por un cable.

Cuando se toma muestras por el método puntual, el muestreador se coloca a 0,2 y 0,8 de la profundidad p de la vertical. Entonces, se suma 3/8 de la concentración a 0.8p a 5/8 de la concentración de 0.2p, para obtener la concentración principal en la vertical. Esta técnica se basa en la suposición de que la distribución de sedimento en la vertical es aproximadamente lineal en la gran mayoría de los casos. Sólo cuando hay partículas grandes, la línea de la vertical se hace curva, lo cual ocurre en el lecho de la corriente. Cuando las muestras se toman por el método de integración, no es necesario seleccionar puntos para muestreo en la vertical. El método de integración profunda es-

tá basado en la suposición de que atravesando el fondo de la corriente a una velocidad uniforme, el muestreador recibe en cada punto de la vertical, una pequeña muestra, el volúmen de la cual es proporcional a la velocidad de la corriente, ya que el aparato está diseñado para recibir la muestra a una tasa proporcional a la velocidad del fluido.

En cada vertical se requiere únicamente una muestra y ésta indica la concentración de sedimento y el tamaño de las partículas que se encuentran en la distribución de la vertical.

Los muestreadores puntuales se usan solamente cuando es imposible usar el tipo de integrador de profundidad por que las profundidades o las velocidades sean muy grandes, o para estudios de distribución de sedimentos en las corrientes.

El procedimiento que se usa generalmente para obtener muestras de sedimento en una corriente consiste, primeramente, en seleccionar una sección transversal, dividirla en subsecciones verticales, cada una de igual descarga, y sacar muestras de cada sección ya sea por medio de integración profunda o introduciendo el muestreador por períodos cortos de tiempo en uno o varios puntos de cada sección vertical. La muestra ideal será aquélla en que la botella se llegue a llenar como a 2/3 de su volumen. La botella no debe llenarse nunca completamente. Cuando la sección transversal que se selecciona para el muestreo es más o menos uniforme, puede usarse dos métodos para seleccionar verticales más o menos del mismo caudal. Si la sección transversal es ancha, de poca profundidad y uniforme, se toma verticales a 1/6, 1/2 y 5/6 del ancho de la corriente; si la sección transversal tiene forma de U ó V, o es más o menos parabólica, se selecciona las verticales a 1/4, 1/2 y 3/4 del ancho de la corriente.

La frecuencia con que debe tomarse las muestras se determina teniendo en mente que las variaciones durante una creciente son rápidas y erráticas, mientras que las variaciones durante las bajas de aguas son graduales y casí constantes.

Se puede tomar médidas exactas obteniendo muestras cada media hora durante una creciente y cada 4 horas durante bajas de aguas. Durante etapas de aguas bajas las muestras pueden ser tomadas una vez al día o una vez por semana.

Finalmente se registra toda la información obtenida y la muestra se envía a los laboratorios para su análisis; allí se filtra el sedimento y se seca. La proporción del peso seco del sedimento al peso total de la muestra es la concentración del sedimento expresada usualmente en partes por millón. Otros análisis que se pueden realizar incluyen la determinación de la distribución del tamaño de los granos, la velocidad de la caída y ocasionalmente análisis químico o de minerales pesados.

11.2 Curva de Sedimentación

La relación entre el sedimento total acarreado Qs y el escurrimiento fluvial Q, se representa con frecuencia en papel logarítmico (Figura 11.2) y se puede expresar matemáticamente con una ecuación de la forma: $Qs = kQ^n$, en donde n varía comunmente entre 2 y 3 y k es el punto donde Q vale 1. Una curva de sedimentación tal como la representada en la figura puede utilizarse para calcular el acarreo total de sedimentos en base al registro de escurrimiento fluvial, en la misma forma que se estima el gasto con el registro contínuo de niveles mediante el empleo de la curva de gastos, aunque la curva de sedimentación es mucho menos precisa que la curva de gastos.

Las tasas de erosión varían de tormenta en tormenta con -- las variaciones de la intensidad de la lluvia, la condición del suelo y la cobertura vegetal. La tasa de transporte o - acarreo de sedimentos y la tasa de escurrimiento rara vez - están estrechamente correlacionadas. A pesar de ello, la -- curva de sedimentación proporciona un auxiliar útil para -- las estimaciones de los aportes de sedimentos a los vasos.

La curva se construye ploteando las descargas de sedimentos en Ton/día vs. los gastos correspondientes cuando se mi-- dió el sedimento.

11.3 Estimación del Acarreo de Sedimento de una Corriente

La cantidad total de material erosionado que completa su - viaje desde la fuente hasta un punto de control aguas abajo, se denomina "acarreo de sedimento". Para un área dada la producción de sedimento varía considerablemente de -- acuerdo al tamaño total del área de drenaje. Con el objeto de disponer de datos de producción comparables, se acostumbra reducirlos a producción por unidad de área, la cual se denomina "tasa de producción de sedimento" y se calcula dividiendo la producción anual de sedimento por el área de - la cuenca. Se expresa en Ton/año/km^2. El peso de sedimento por unidad de volumen se conoce como "peso específico" y - se expresa en Ton/m^3; se predice con el objeto de estimar el volumen de almacenamiento que será desplazado por el sedimento en un período de tiempo dado.

El acarreo de sedimento se puede determinar mediante muestreos periódicos de la corriente, para medir la concentración de sedimentos para varios caudales. Con estos datos - se elabora una curva de sedimentación. Las concentraciones medias de sedimento para diversos gastos se relacionan con las frecuencias esperadas de los mismos para estimar la -- carga de sedimento en suspensión para un período largo.
El procedimiento es el siguiente:

a) A partir de la curva de duración de gastos, se divide la escala de porcentaje de tiempo en un número de intervalos iguales leyendo el gasto promedio correspondiente a cada uno, tal como se muestra en la tabla 11.1, columnas 1 a 4.

b) Con cada uno de los gastos anteriores se entra en la curva de sedimentación (Figura 11.2) y se lee la producción de sedimento correspondiente en ton/día (Ver tabla 11.1 columna 5).

c) Se calcula la producción de sedimento correspondiente a cada intervalo de porcentaje de tiempo multiplicando éste por el período de tiempo considerado (1 año en este caso) y por el acarreo respectivo. Por ejemplo, para el intervalo entre 40% y 50%, el gasto promedio obtenido es 29 m^3/seg. al cual corresponde, según la curva de sedimentación, 360 ton/día; el acarreo total durante el intervalo es:

$$Sp = \frac{360 \times 10}{100} = 36 \text{ ton}$$

El acarreo para el período completo se obtiene sumando estos últimos resultados. En la Tabla 11.1, se ilustra todo el procedimiento.

Tabla 11.1.-

Cálculo de la Carga de Sedimento - Río Doradas Hasta Puente Doradas-(Período 1-4-64 - 31-3-65)

Límites %	Intervalo %	Ord.Med %	Gasto m^3/seg	Sedimen. Ton/día	(2)x(4)/100	(2)x(5)/100
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
0,0 - 10,0	10	5	104,0	13.500	10,40	1.350
10,0 - 20,0	10	15	55,0	3.000	5,50	300
20,0 - 30,0	10	25	41,5	1.300	4,15	130
30,0 - 40,0	10	35	36,0	800	3,60	80
40,0 - 50,0	10	45	29,0	360	2,90	36
50,0 - 60,0	10	55	22,5	145	2,25	14,50
60,0 - 70,0	10	65	14,0	24	1,40	2,40
70,0 - 80,0	10	75	11,7	12,5	1,17	1,25
80,0 - 90,0	10	85	9,5	6,5	0,95	0,65
90,0 -100,0	10	95	7,5	3,5	0,75	0,35
				Total:	33,07	1.915,15

Σ (6) = Qm = 33,07

Σ (7) = Sm = 1.915,15

$$Va = \frac{86.400\ Qm\ N}{10^6} = \frac{86.400 \times 33,07 \times 365}{10^6} = 1.042,9 \text{ Mill } m^3$$

$$Sp = \frac{Sm\ N}{10^3} = \frac{1.915,15 \times 365}{10^3} = 699,0 \text{ Miles de Toneladas}$$

$$Sv = \frac{Sp}{1,12} = \frac{699,0}{1,12} = 624,1 \text{ Miles de } m^3$$

$$C = \frac{Sp \times 10^5}{Va \times 10^6} = \frac{699,0 \times 10^5}{1.042,9 \times 10^6} = \underline{0,067\ \%}$$

N = N° de días del período
Va = Volumen Medio Total Escurrido
Sp = Acarreo Medio Total en Suspensión
Sv = Volumen de Sedimentos en Suspensión
C = Concentración en peso

11.4 Elementos de Erosión y Sedimentación

Los canales sin recubrimiento son erosionables, a excepción de aquellos que se excavan en fundación firme tal como en roca. Si el canal no se recubre, las fórmulas de flujo uniforme que son aptas para el diseño de secciones no erosionables, proveen una condición insuficiente para el diseño de canales erosionables. Esto se debe a que la estabilidad de los mismos, la cual gobierna el diseño, depende principalmente de las propiedades del material que forma los contornos del canal, antes que de las condiciones hidráulicas del flujo. Sólo después de que se obtenga una sección estable del canal erosionable se puede aplicar las ecuaciones del flujo uniforme para el cálculo de la velocidad y del caudal.

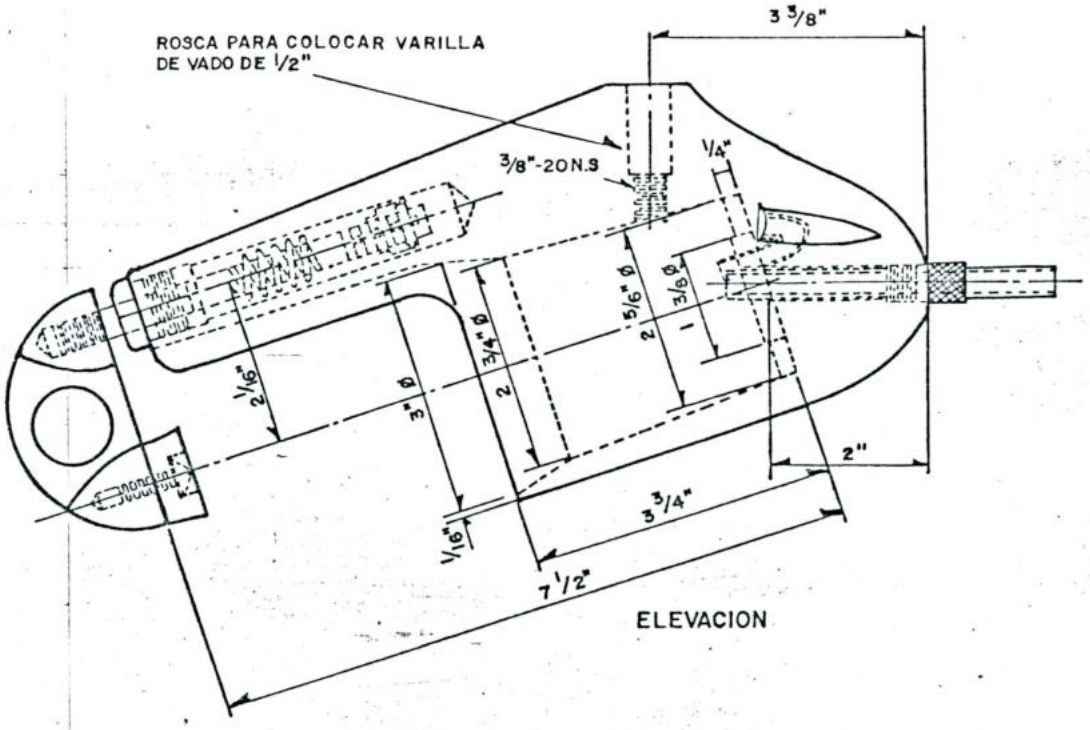
Cuando el agua fluye en un canal, el esfuerzo cortante, τ_o, o tractivo, que se genera en los contornos del mismo tiende a producir arrastre del material que lo compone. El esfuerzo que usualmente tiene valor significativo es el promedio sobre el perímetro mojado.

$$\tau_o = \gamma R S_o \qquad (11.1)$$

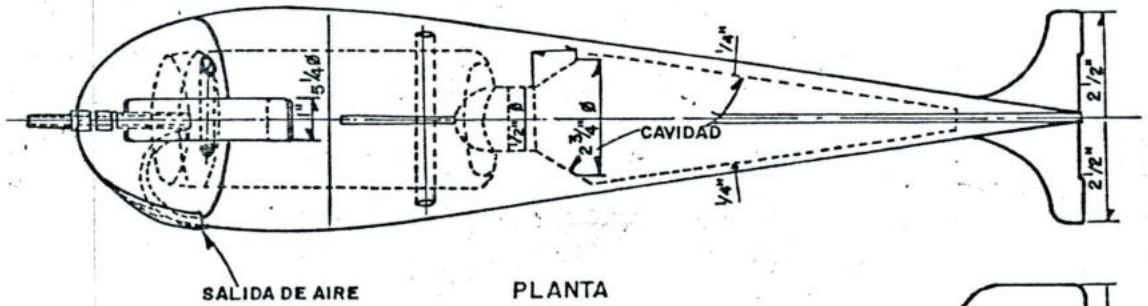
donde S_o es la pendiente hidráulica que corresponde, para pequeñas inclinaciones, a sen α. En un canal muy ancho el radio hidráulico coincide con la profundidad "y" del flujo, y la ecuación anterior se transforma en

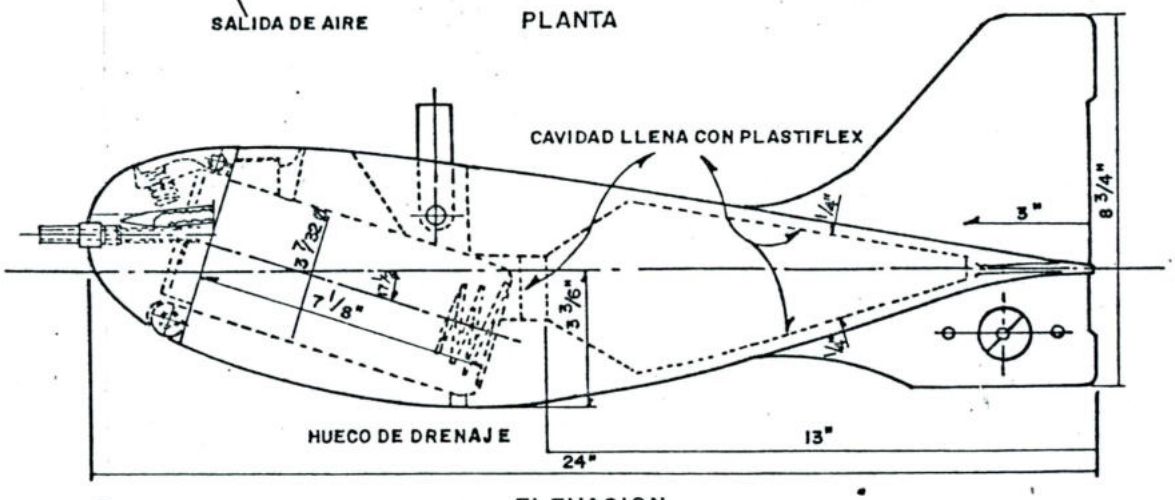
$$\tau_o = \gamma y S_o \qquad (11.2)$$

Figura: II.1 MUESTREADORES DE SEDIMENTO EN SUSPENSION



MUESTREADOR INTEGRADOR DE PROFUNDIDAD US DH - 48





MUESTREADOR INTEGRADOR DE PROFUNDIDAD USD-49.

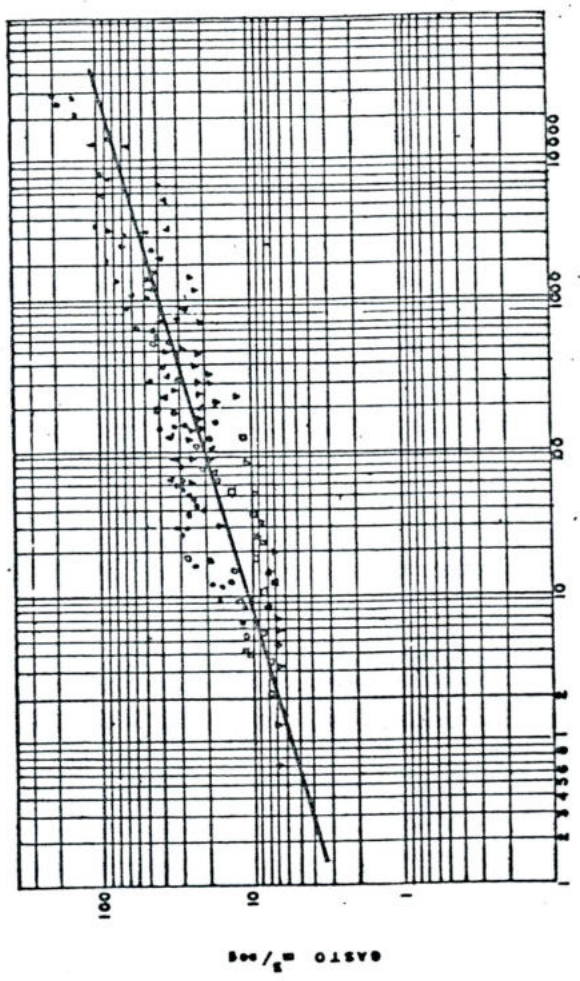


FIGURA: II.2 CURVA DE SEDIMENTACION DEL RIO DORADAS

El esfuerzo cortante que produce movimiento en el material de fondo, fué determinado experimentalmente para material suelto, o no cohesivo, por Shields (1930 en Alemania), -- quién encontró, mediante consideraciones dimensionales que

$$\frac{\tau_c}{(\gamma s - \gamma)\, d} = f\left(\sqrt{\frac{\tau c}{\rho}}\,\frac{d}{\nu}\right)$$

donde τ_c es el valor del esfuerzo cortante necesario para la iniciación del movimiento, γ_s es el peso específico del material del fondo; γ y ρ son el peso específico y la densidad del fluido respectivamente, d es el diámetro del sedimento de tamaño uniforme, y ν es la viscosidad cinemática del fluido. En la figura 11.3 se presenta los resultados modificados del diagrama de Shields, para agua a 24°C y un sedimento con peso específico $\gamma_s = 2.650\ kg/m^3$. Entrando con el diámetro d del material de fondo se obtiene el valor de $\tau_c/\gamma = RS$, que produce movimiento sobre el diámetro dado. Esta información permite calcular, sin considerar los esfuerzos en los taludes, un canal de fondo estable. Debido a que el material del fondo en los canales no es uniforme, se ha adoptado, con aceptación universal, el empleo del diámetro d_{75} (que corresponde al 75% del material, en peso, cuando éste se va acumulando desde los diámetros menores hacia los mayores) como diámetro de diseño, que conducirá a un acorazamiento del fondo, el cual, teóricamente, quedaría armado con partículas de diámetro igual o mayor que d_{75}.

Para otras temperaturas o pesos específicos se puede usar en forma general la ecuación

$$\tau_c = 0{,}056\ (\gamma_s - \gamma)\ d_{75} \qquad (11.3)$$

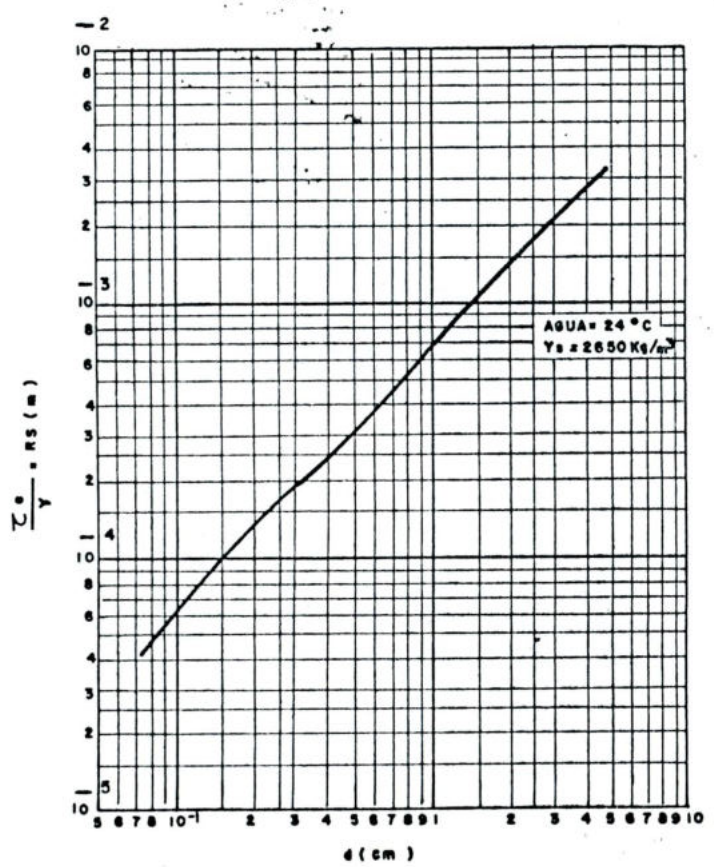


FIGURA: II.3 ESFUERZO CORTANTE CRITICO, OBTENIDO DE LA INFORMACION EXPERIMENTAL DE SHIELDS, EN FUNCION DEL DIAMETRO DEL MATERIAL NO COHESIVO DEL FONDO.

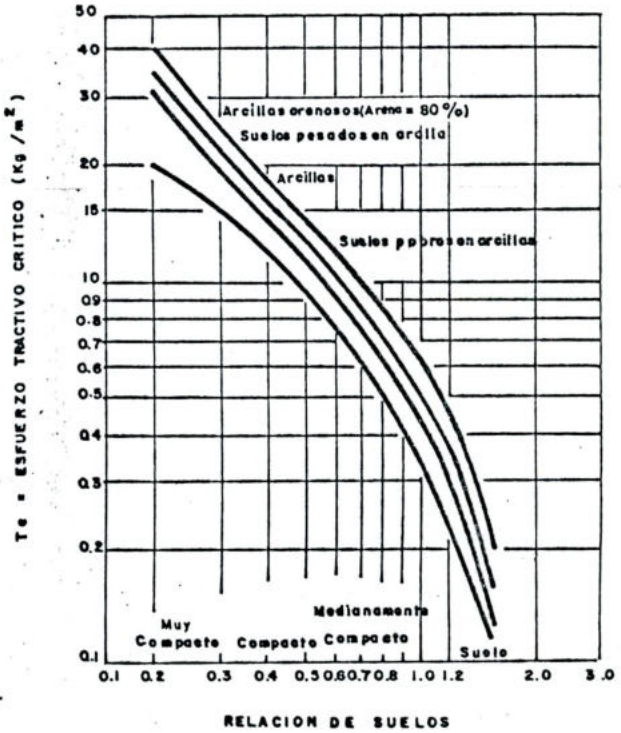


FIGURA: II.4 ESFUERZO CORTANTE CRITICO EN SUELOS COHESIVOS SEGUN DATOS DE U.R.S.S PUBLICADO EN HYDROTECNICAL CONSTRUCTION 1.936 MOSCU

En la Figura 11.4 se presenta los esfuerzos cortantes críticos en suelos cohesivos según experiencias realizadas y publicadas en Rusia en 1936.

La rugosidad del fondo acorazado para flujo turbulento puede obtenerse de una fórmula exponencial presentada por J. Williamson en "The Laws of Flow in Rough Pipes". La Houille Blanche, Vol. 6, N° 5, 1951, según la cual

$$n = \frac{d_{75}^{1/6}}{26}$$

Esta relación había sido presentada como una ecuación empírica en 1923 por Strickler, con un coeficiente muy próximo para d igual al tamaño medio de los granos en corrientes de superficie libre con fondo de grava.

12.- HIDROGRAMAS

Se denomina hidrograma la distribución del escurrimiento en el tiempo. Se representa como un gráfico de nivel de agua o de caudal contra tiempo. Hay varias maneras de elaborar estos gráficos de acuerdo al propósito de los mismos. Para mostrar un registro pasado, se puede usar promedios mensuales, o escurrimientos totales anuales. Sin embargo, las características de una creciente en particular requiere el uso de intervalos de tiempo no mayores de un día, usualmente una hora. Preferiblemente, los hidrogramas de las crecientes deben plotearse computando valores de gastos instantáneos a partir de las gráficas registradas en la corriente, usando un número suficiente de puntos para indicar adecuadamente los cambios significativos en la pendiente del hidrograma

12.1 Hidrogramas de Crecientes

Un hidrograma típico sencillo (un sólo pico) consta de cua

tro partes: el segmento de acercamiento, una porción ascendente o limbo ascendente que se conoce como la curva de concentración; la región en la vecindad del pico, entre los dos puntos de inflexión, denominada segmento de la cresta, y la porción descendente o limbo descendente que es la recesión. La forma del hidrograma depende de las características del patrón de precipitación y de la cuenca. En la figura 12.1, se ilustra un hidrograma típico y se muestra los cuatros componentes mencionados.

12.1.1 Formación del Hidrograma

Para lograr un mejor entendimiento del proceso de formación del hidrograma, considérese el siguiente ejemplo.(10) En la figura 12.2, se muestra una cuenca. La cuenca ha sido dividida arbitrariamente en cuatro secciones (A, B, C y D) con las áreas que se indica en la tabla 12.1. El escurrimiento de cada sección llegará a la estación de medición G en tiempos distintos. Estos tiempos también se listan en la tabla 12.1, suponiendo que la tormenta comienza en el tiempo cero. Considérese una intensidad de lluvia de 1mm/h la cual cubre la cuenca uniformemente y cae continuamente durante 5 horas.

Al final de la primera hora hay sobre la cuenca 7 Ha-mm. Si se supone que no hay infiltración, todo éste volumen escurre; sólo aquel de la sección A alcanza la estación G al final de la primera hora. El resto se encuentra todavía sobre el terreno o en el canal viajando hacia G. Las 2 ha-mm que cayeron en B no llegaran a G sino una hora después; lo que cayó en C no llegará a G sino después de 3 horas, y así sucesivamente. Este proceso es ilustrado por los bloques de la figura 12.3 . Cada bloque se ha identificado en la sección donde se originó y por el incremento de lluvia a partir del cual se originó.

(10) Allent T. H. y John J. Cassidy. Hidrology for Engineers and Planners. Iowa State University Press. 1975.

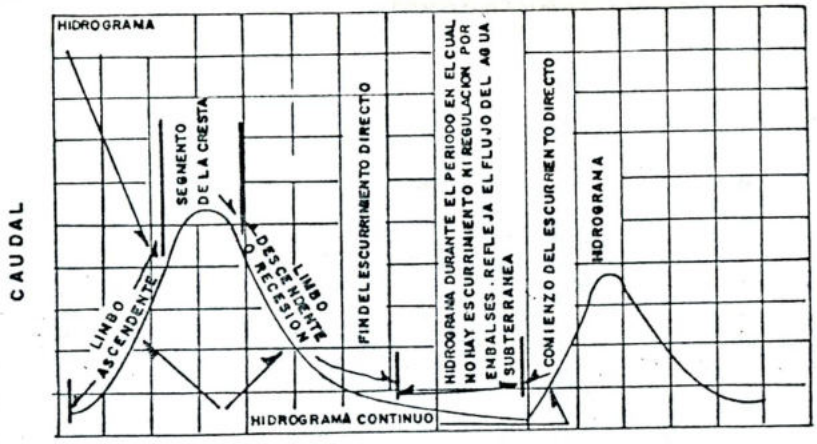
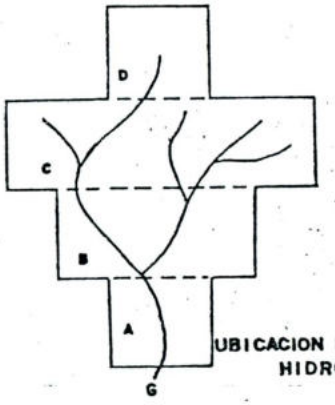


FIGURA: 12.1

DEFINICION DEL HIDROGRAMA



UBICACION DE LA ESTACION HIDROMETRICA

FIGURA: 12.2 CUENCA HIPOTETICA

TABLA. 12.1

TIEMPO DE FLUJO DEL ESCURRIMIENTO DIRECTO DESDE UNA SUBSECCION HASTA EL SITIO DE LA ESTACION HIDROMETRICA PARA UNA CUENCA HIPOTETICA.

	SUBSECCION			
CONCEPTO	A	B	C	D
AREA (Ha)	1	2	3	1
TIEMPO HASTA G (hrs)	1	2	3	4

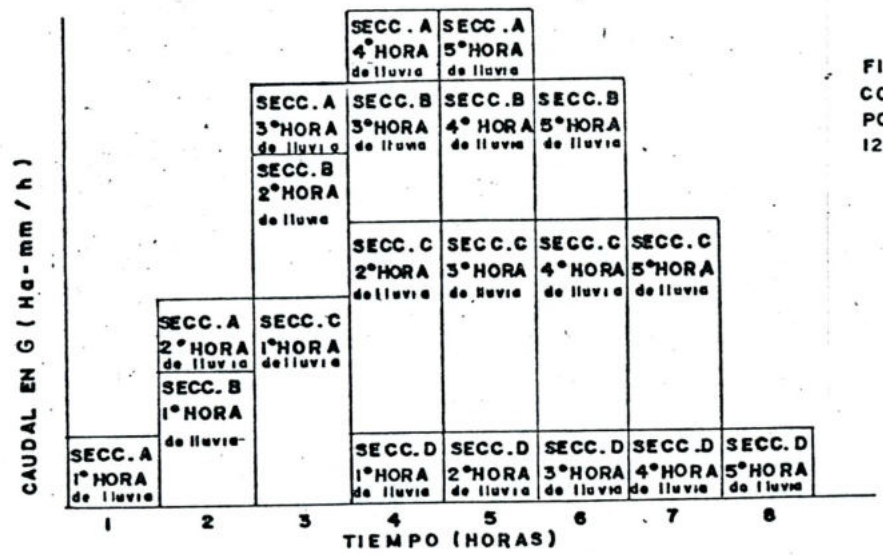


FIGURA : 12.3
CONTRIBUCIONES AL ESCURRIMIENTO POR LAS SUBCUENCAS DE LA FIGURA 12.2

Este diagrama de bloques destaca aspectos significativos - de los hidrogramas: la lluvia duró sólo 5 horas, pero el - escurrimiento duró 8 horas y la duración de la tormenta no es la misma que el tiempo base del hidrograma. El hidrograma de la figura 12.3 es esquemático.

Todas las partes de cada subárea no comenzarán su contribución al hidrograma al mismo tiempo, como lo implica el uso de bloques para representar el escurrimiento. Si el área - de drenaje pudiera dividirse en un gran número de subcuencas, se obtendría un hidrograma más contínuo el cual representaría más aproximadamente las condiciones reales.

Para que todas las porciones de la cuenca contribuyen al - flujo en el punto G (la condición que produce el caudal pico),deben transcurrir 4 horas. Si la tormenta dura menos - de 3 horas, las cuatro porciones no llegan a contribuir simultaneamente; pero debido a que la tormenta es de intensidad constante y dura más de 4 horas, resulta un pico plano. El tiempo requerido para que todas las porciones de la cuenca contirbuyan al flujo en G es muy importante y es lo que se conoce como el tiempo de concentración. Este ejemplo -- describe el flujo resultante de escurrimiento producido -- por la tormenta. Este flujo se superpone al flujo base, el flujo que ocurriría si no hubiera escurrimiento directo.

12.1.2 Componentes del Hidrograma

El hidrograma es el resultado de los efectos fisiográficos e hidrometeorológicos, de la cuenca. Su forma típica es -- una curva compleja con multiples picos.

Un hidrograma tiene cuatro elementos componentes: 1) escurrimiento superficial directo, 2) escurrimiento intermedio, 3) caudal base o agua subterránea, y 4) precipitación sobre el canal.

El escurrimiento superficial es aquella parte del escurrimiento, que se mueve sobre la superficie del suelo y por los canales hasta llegar a la salida de la cuenca. La parte del escurrimiento superficial que fluye sobre la superficie del suelo hacía los cauces de las corrientes se llama escurrimiento sobre el terreno.

12.1.3 El Fenómeno del Flujo Superficial en la Cuenca

Durante una lluvia dada, el agua es abstraida continuamente debido a la infiltración, intercepción y evaporación. Una vez que la lluvia satisface los requerimientos iniciales de infiltración, las depresiones naturales recolectan la lluvia para formar pequeños pozos creando el almacenaje por depresiones. Además, en las superficies permeables e impermeables de la cuenca se origina una lámina de agua de profundidad minúscula formando el almacenaje de detención. Esta agua almacenada se acumula en pequeñas corrientes que llevan el agua que se origina como flujo sobre el suelo a pequeños canales, luego a canales mayores y finalmente como flujo de canal hacia la salida de la cuenca.

En general el cauce que drena una cuenca posee una cierta cantidad de flujo base durante la mayor parte del año. Este flujo proviene del agua subterránea y puede ser considerado como el flujo cotidiano normal. El caudal proveniente del excedente de lluvia constituye el hidrograma de escurrimiento directo, (HED). La llegada del escurrimiento directo a la salida de la cuenca da lugar a un ascenso inicial en el HED. A medida que continúa el excedente de lluvia transcurre un tiempo suficiente para que las áreas distantes contibuyan al flujo en la salida. Consecuentemente, la duración de la lluvia gobierna la proporción del área de la cuenca que amplifica el pico, y la intensidad de la lluvia durante este período de tiempo determina el mayor caudal resultante.

Si la lluvia mantiene una intensidad constante por un período de tiempo suficientemente largo se alcanza un estado de equilibrio en el caudal como lo ilustra la curva A de la figura 12.4 . El punto de inflexión de la curva A indica el tiempo en que toda el área de drenaje está contribuyendo el escurrimiento. En ese momento el almacenamiento máximo de la cuenca está ocupado sólo parcialmente. Al continuar la lluvia se obtiene la capacidad máxima de almacenaje y se alcanza el equilibrio (afluente=lluvia igual a efluente=escurrimiento). Esta condición es muy rara si es que alguna vez se alcanza en la naturaleza. Puede ocurrir una lluvia extendida, pero las variaciones en la intensidad de la lluvia niega la posibilidad de un HED de la forma teórica correspondiente a una intensidad de lluvia constante. Un HED normal de un sólo pico, posee generalmente la forma mostrada por la curva B de la figura 12.4 . El tiempo hasta el valor pico del hidrograma depende de la intensidad y la duración de la lluvia, así como del tamaño, la pendiente, la forma y la capacidad de almacenaje de la cuenca. Una vez que se alcanza el caudal pico para una lluvia aislada dada, el HED comienza a descender, proveniendo ahora su fuente de abastecimiento principalmente del agua acumulada dentro de la cuenca en la forma de detención y almacenamiento en los canales.

Los procesos envueltos en la formación del HED se pueden entender mejor visualizando el excedente de lluvia como liberado parcialmente en forma inmediata como escurrimiento directo, mientras que una porción permanece retenida en la cuenca siendo liberada posteriormente desde el almacenaje. Así, la forma y la variación en el tiempo del HED son efectos integrados de la duración y la intensidad de los factores hidrometeorológicos de la lluvia, al igual que de los factores fisiográficos de la cuenca, sobre la capacidad de almacenaje.

12.1.4 Tiempo de Concentración

El tiempo de concentración es el tiempo requerido por un volumen unitario de escurrimiento superficial para moverse desde el punto más remoto en la divisoria de la cuenca hasta la salida. El tiempo de concentración es, por lo tanto, el máximo tiempo de traslación del escurrimiento superficial en la cuenca. Para el caso de intensidad de lluvia uniforme, es el tiempo de equilibrio para el cual la tasa de escurrimiento es igual a la tasa de suministro de lluvia.

Si la tesis de Horton de que el punto de inflexión en la curva de recesión corresponde al tiempo cuando la detención superficial ha sido drenada totalmente de la cuenca es correcta, entonces el tiempo de concentración se puede estimar a partir de un par de eventos de lluvia y escurrimiento como se muestra en la figura 12.5.

El tiempo de concentración puede estimarse de varias maneras:

a) Mediante una fórmula empírica tal como las siguientes:

Fórmula del Guaire.

$$Tc = 0{,}335 \left[\frac{A}{\sqrt{S}}\right]^{0{,}595} \qquad (12.1)$$

Fórmula del Bureau of Reclamation.

$$Tc = \left[0{,}886\ \frac{L^3}{H}\right]^{0{,}385} \qquad (12.2)$$

Fórmula de Kirpich.

$$Tc = 0{,}0195\ k^{0{,}77} \text{ siendo } K = L/S \qquad (12.3)$$

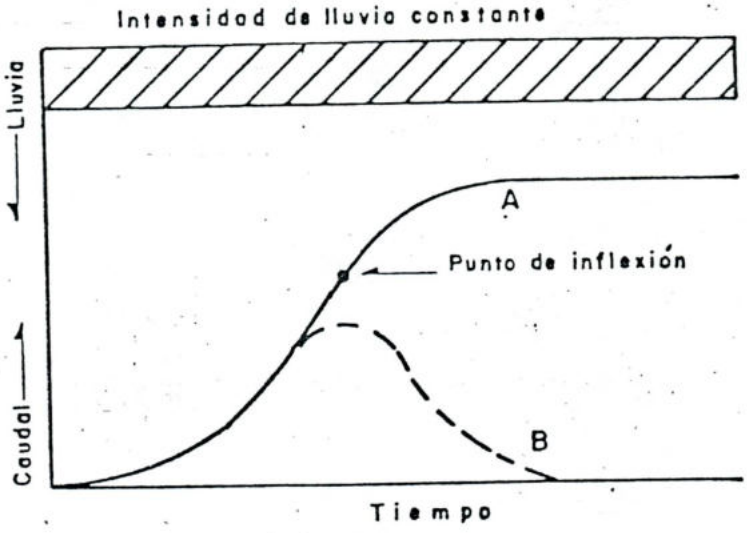


Figura: 12.4 Hidrograma de caudales de equilibrio.

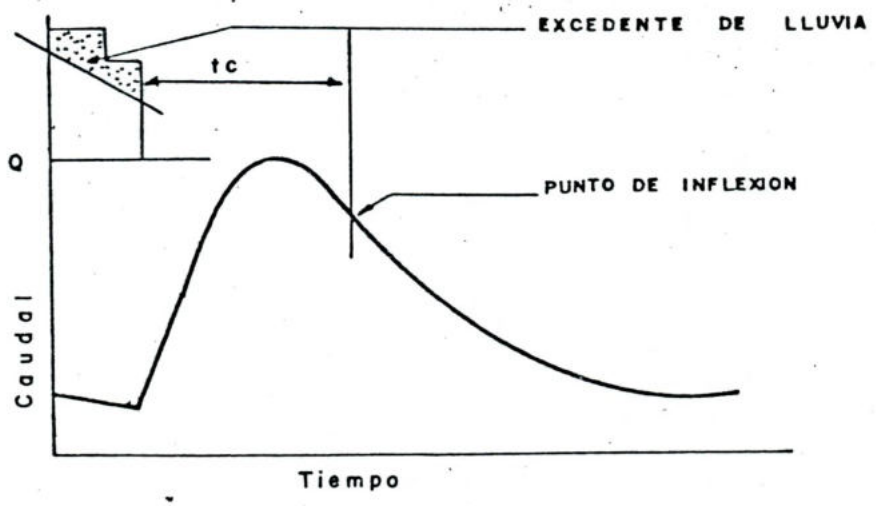


Figura: 12.5 Determinación del tiempo de concentración

donde:

A = Area de la cuenca en km^2

L = Longitud del cauce principal en km

H = Diferencia de cota entre los puntos extremos del cauce principal en m.

S = Pendiente en m/km

Tc = Tiempo de concentración en horas

b) Suponiendo una velocidad media en el cauce principal.

$$Tc = \frac{L}{V} \qquad (12.4)$$

donde:

L = Longitud del cauce

V = Velocidad media

Como una ayuda para estimar la velocidad media, se presenta a continuación la Tabla 12.2.

Tabla 12.2. - Guía para la Estimación de Velocidades

Pendiente promedio del canal desde el punto más lejano -- hasta la salida (en m/m).--			Velocidad Promedio m/seg
0,01	a	0,02	1,0
0,02	a	0,04	1,5
0,04	a	0,06	2,0
0,06	a	0,10	2,5

La velocidad media puede estimarse también mediante la fórmula de Manning:

$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

Para el caso de un área de drenaje pequeña, existen varias formas de estimación del tiempo de concentración -- una de las cuales es el método de la onda cinemática, -- aplicable al flujo sobre el suelo. Este método está basado en experiencias en cuencas unidimensionales, y expresa que:

$$to = \frac{7,44\ L^{0,6}\ n^{0,6}}{Ie^{0,4}\ \ S^{0,3}} \qquad (12.5)$$

donde:

to = tiempo de concentración del flujo sobre el suelo en minutos
L = Longitud del flujo sobre el suelo, en metros
N = Coeficiente de rugosidad de Manning
Ie = Intensidad del excedente de lluvia
S = Pendiente del terreno en m/m

En una cuenca pequeña, rural o urbana, el tiempo de concentración consiste de la suma de un tiempo sobre el suelo, o tiempo de entrada, y un tiempo de flujo por el cauce, o el conducto, dependiendo del caso que se trate. En ambos tipos de cuencas se estima bastante bien el tiempo del flujo sobre el suelo mediante la ecuación 12.5. Los tiempos de traslado se pueden determinar usando la ecuación de velocidad V = L/T (T = tiempo de viaje, L = Longitud de viaje).

Mediante el siguiente ejemplo teórico, se ilustra el efecto del tiempo de concentración en la forma del hidrograma: Considérese una cuenca hipotética, de forma rectangular impermeable de longitud infinita, en la cual cae una precipitación ilimitada de intensidad constante a lo largo del -- tiempo y uniforme sobre toda la superficie de la cuenca y que toda el agua procedente de la precipitación pasa al hidrograma en forma de escurrimiento superficial; se tendrá, que los factores que determinan la forma del hidrograma son:

la duración de la precipitación (t_r) y el tiempo de concentración, (t_c).

El hidrograma resultante será una linea recta como se ilustra en la Figura 12.6.

Si se deja todas las suposiciones iguales, menos la longitud de la cuenca la cual se hace ahora finita, se tendrá que el caudal crece hasta el t_c, a partir de allí el caudal permanecerá constante. (Fig. 12.7).

Hasta este punto se ha considerado una cuenca ideal de forma rectangular con la salida del escurrimiento a lo largo del lado AB (Figura 12. 8) en la cual ocurre una precipitación uniforme. Considérese ahora que la lluvia tiene una duración finita y que una gota caída en EF tarda 2 horas en salir. Si se divide la cuenca en 2 subcuencas con una hora de viaje a través de cada una de ellas se analizará el hidrograma a la salida AB para una lluvia efectiva de 1 hora de duración. En la subcuenca 1, al iniciarse la lluvia, comienza a salir el escurrimiento hasta que contribuye toda el área de esa subcuenca durante una hora; al cabo de esa hora el agua que estaba en 2 pasó a 1 y volvió a caer agua en 2 (se llamó 2'), tiempo en que cesa la lluvia efectiva y el hidrograma comienza a descender hasta llegar a cero al final de la siguiente hora. El hidrograma de esa subcuenca toma la forma triangular y en ella el tiempo de la lluvia es igual al tiemoo de concentración. El tiempo base del hidrograma será: $T = t_c + t_r = 2\ t_c$. La segunda subcuenca producirá otro hidrograma triangular desplazada una hora respecto al primero. El hidrograma total será la suma de los dos hidrogramas anteriores con un tiempo base de 3 horas, (Figura 12.9).

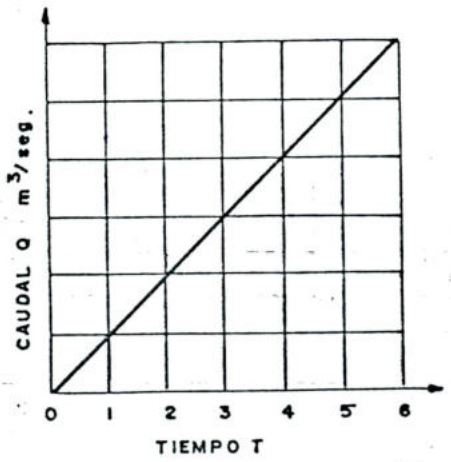


FIGURA. 12.6 Hidrograma Teórico para lluvia ilimitada y cuenca rectangular impermeable de longitud Infinita

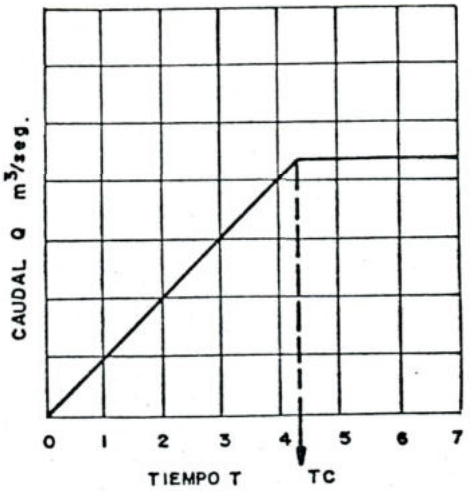
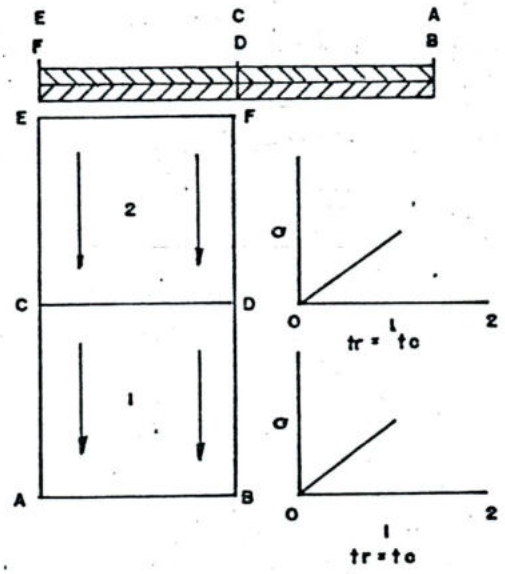


FIGURA. 12.7 Hidrograma Teórico para lluvia ilimitada y cuenca rectangular impermeable de longitud finita



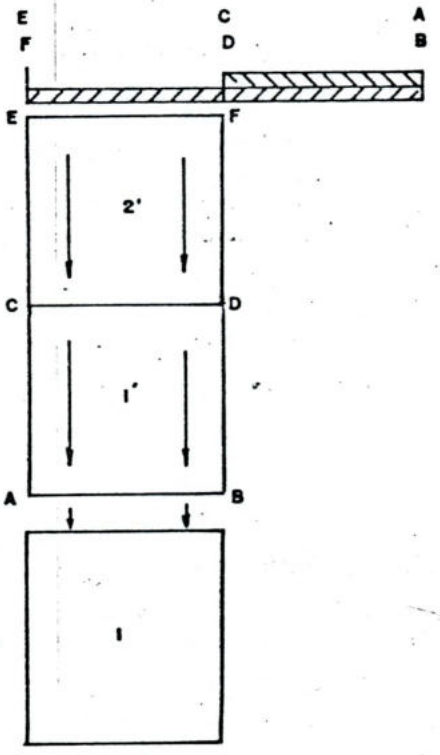


FIGURA. 12.8 Cuenca Ideal Rectangular

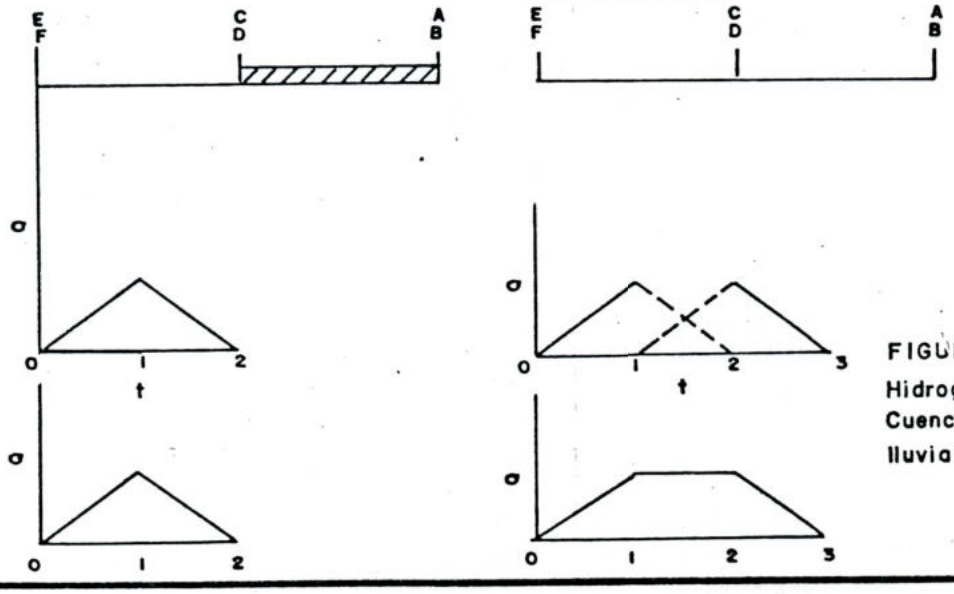


FIGURA. 12.9 Hidrogramas para una Cuenca Rectangular y lluvia de Duración Finita

12.1.5 Análisis de Hidrogramas

Considerando la misma cuenca hipotética que se ha tratado hasta ahora, se puede suponer que al final de un período - seco, todo el escurrimiento se deberá al flujo del agua -- subterránea. A medida que ocurre este escurrimiento las -- reservas de agua subterránea se van agotando y esto, a su vez, conducirá a una reducción gradual del flujo de agua - subterránea hacia los cauces de las corrientes. Esta condición es representada por el segmento de aproximación del - hidrograma de la figura 12.10. Si ahora comienza a llover con una intensidad mayor a la capacidad de infiltración, - ocurre escurrimiento sobre el terreno y escurrimiento su-- perficial. Estos llegarán a los cauces rapidamente dando - lugar al limbo ascendente (BC). Algún tiempo después del - final de la lluvia, comenzará a disminuir el escurrimiento superficial, rápidamente en la estapas iniciales y lenta-- mente después, a medida que, primero, los canales pequeños y posteriormente los mayores, comiencen a secarse (CD). Finalmente, una vez que todo el escurrimiento superficial se ha agotado, el caudal de las corrientes volverá a consis-- tir de agua subterránea, (DE), el cual decrecerá gradual-- mente a medida que las reservas son usadas.

Es evidente que la mayor parte del incremento de escurri-- miento, representado por el triángulo BCD, es el resultado de escurrimiento superficial. Otra parte, sin embargo, será el resultado directo de un incremento en el flujo del - agua subterránea, y la relación entre estos dos componentes depende grandemente de la relación intensidad de lluvia a capacidad de infiltración.

Este hecho fué reconocido por Horton, quién describió los cuatro tipos principales de incrementos de escurrimiento - inducido por lluvia, mostrados en la Figura 12.11. El tipo 0 fué denominado así por Horton porque nada pasa en lo que se refiere al hidrograma. En este caso o no llueve, o la lluvia es ligera y no excede la capacidad de infiltra--

ción del suelo, de manera que no se produce escurrimiento superficial; tampoco es suficiente para reponer el flujo de humedad del suelo por lo que no asegura una contribución al agua subterránea y no ocurre tampoco un incremento en - el flujo de agua subterránea. Así que el hidrograma de la corriente sigue la forma de la curva normal de agotamiento de la época seca, con un decrecimiento gradual (desde A -- hasta B) a medida que se usa la reserva de agua subterrá-- nea, excepto por un ligero ascenso debido a la lluvia que cae directamente sobre el cauce (esto, estrictamente hablan do). En las Condiciones Tipo 1, todavía la intensidad de - la lluvia no excede la capacidad de almacenamiento del suelo, así que no se produce escurrimiento superficial; sin - embargo, la cantidad de agua infiltrada excede el deficit de humedad del suelo de manera que ocurre algo de percola- ción hacia la reserva de agua subterránea causando un in-- cremento del flujo de agua subterránea (XZ en la Figura -- 12.11), después de lo cual se vuelve a la curva de agotamiento del agua subterránea pero a un nivel más alto (ZB1). Es posible que ocurra las condiciones Tipo 1 sin producir ascenso en el hidrograma si la percolación ocurre a una tasa menor que el agotamiento normal del agua subterránea.

En las condiciones Tipo 2 la intensidad de lluvia excede - la capacidad de infiltración y se origina escurrimiento superficial causando un incremento notable en el escurrimiento (XY en la Fig. 12.11), pero la cantidad de infiltra-- ción no es suficiente para satisfacer el déficit de hume-- dad del suelo, así que el agotamiento del agua subterránea continua durante el período de escurrimiento superficial - ascendente, y una vez que pasa el pico, el hidrograma se - une de nuevo con la curva de agotamiento normal (ZB en Figura 12.11).

Finalmente, el incremento del escurrimiento del Tipo 3 es el resultado de la suma de los escurrimientos superficial y subterráneo. En estas condiciones la intensidad de la -- lluvia excede la capacidad de infiltración, dando lugar al

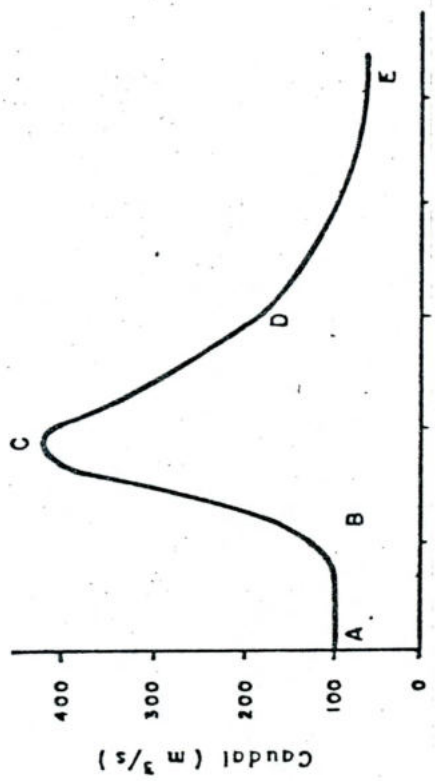


Figura: 12.10 Hidrograma de período corto correspondiente a la corriente principal de una cuenca Hipotética.

incremento de escurrimiento superficial representado por la línea XY, mientras que la cantidad total de infiltración excede al déficit de humedad del suelo, resultando percolación hacia el agua subterránea y un incremento en el flujo subterráneo de X a Z. Después que pasa el pico del escurrimiento superficial, el hidrograma sigue una nueva curva de agotamiento del agua subterránea de Z a B1. Al igual que en las condiciones Tipo 1, en este caso puede ocurrir que la tasa de percolación sea menor que la tasa normal de agotamiento, por lo que el escurrimiento subterráneo decrece durante el período de ascenso del escurrimiento superficial, representado por la línea XYZ en la Fig. 12.11.

12.2 Hidrogramas de Largo Período

Las mismas relaciones generales tratadas para los hidrogramas de crecientes son válidas cuando se considera los hidrogramas de largo período (p.e., un año). De nuevo, son inevitables las distinciones en base a la relación entre la intensidad de la lluvia y la capacidad de infiltración del suelo, pudiendo distinguirse tres situaciones principales.

En primer lugar, hay ejemplos en los cuales se encuentra frecuentemente tasas de lluvias superiores a la capacidad de infiltración a lo largo del año ya sea porque las intensidades de lluvia sean particularmente altas o porque las capacidades de infiltración sean particularmente bajas. En ambos casos los incrementos rápidos y frecuentes en el escurrimiento dan como resultado un hidrograma con apariencia extremadamente irregular. (Ver Figura 12.12). Se puede observar que las fluctuaciones menores, causadas por el escurrimiento superficial están superimpuestas a una variación estacional del escurrimiento, la cual está relacionada intimamente a los cambios en el escurrimiento subterráneo.

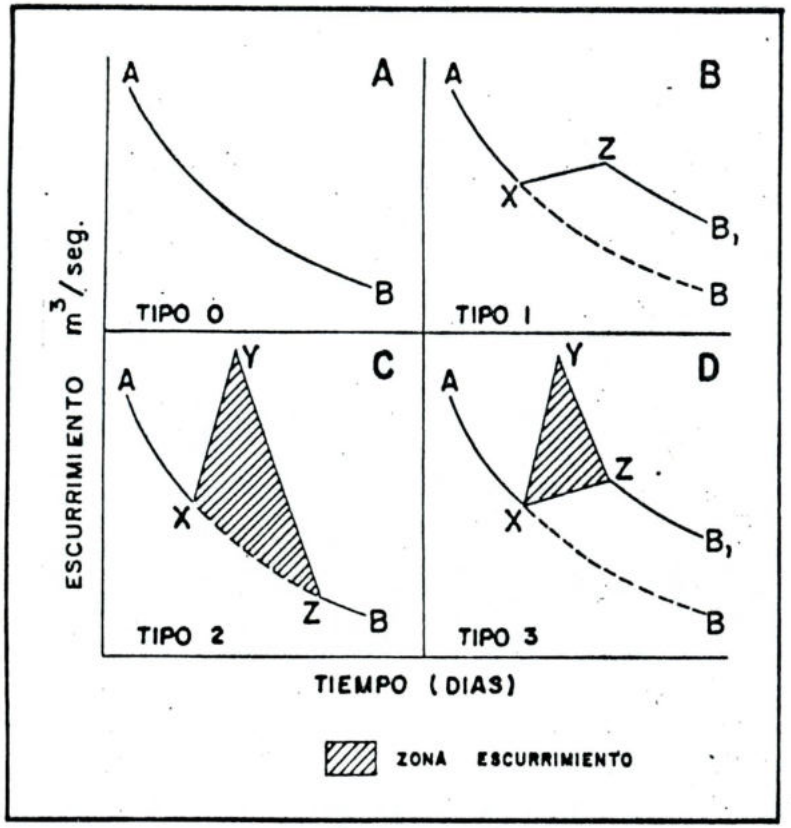
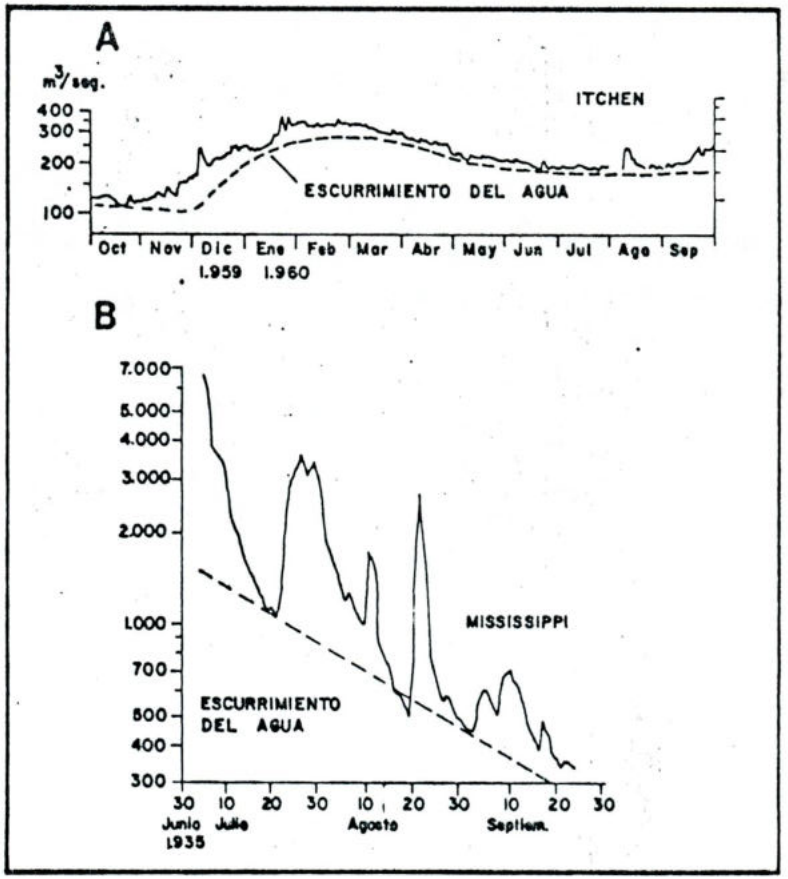


Figura: 12.11 Hidrogramas que representan los principales tipos de incrementos de escurrimientos. (según R. E. Horton, trans. Amer. Geophys. Union., Vol. 14, 1.933)

Figura: 12.12 Hidrogramas de los ríos Itchen (A) y Mississippi (B) que ilustran la contribución del escurrimiento del agua subterranea. (según A. Bleasdele y otros, 1.963 y B. S. Barres, 1.939)



En este caso, la contribución del agua subterránea se puede definir uniendo los puntos bajos del hidrograma con una línea suave (Fig. 12.12), o ploteando secciones cortas -- del hidrograma en una escala logarítmica y trazando luego una línea recta por los puntos bajos (Figura 12.12b). En - segundo lugar hay ejemplos en los cuales las intensidades de lluvia son bajas o las capacidades de infiltración son altas, de manera que el escurrimiento subterráneo es predominante. Entonces el hidrograma resultante es suave y muestra un incremento gradual desde el comienzo de la época húmeda hasta el pico, y una declinación al final de la época seca (Ver Figura 12.13). Finalmente hay una condición que presenta la mayor parte de los ríos grandes, cuyos hidrogramas muestran que durante parte del año, el escurrimiento superficial es frecuente; por ejemplo, durante la época de lluvias cuando las capacidades de infiltración son menores y las intensidades de lluvia son altas, mientras que - el resto del año el escurrimiento superficial es escaso o inexistente, de manera que el hidrograma adopta la forma - de una simple curva de agotamiento del agua subterránea -- (Figura 12.14).

Estas relaciones de largo período entre el agua subterrá-- nea y el escurrimiento superficial, obviamente determina-- rán las principales características de una corriente o río; si por ejemplo, ésta fluirá continuamente o interrumpida-- mente a lo largo del año, o sí, en realidad, fluirá durante todo el año o sólo una parte del tiempo; esto provee la base para clasificar la corriente en tres tipos principa-- les, es decir, corrientes efímeras, intermitentes y perennes.

Las corrientes efímeras son aquellas compuestas de escurrimiento superficial solamente y que, por lo tanto, fluyen - durante e inmediatamente después de la lluvia. Normalmente no presentan canales permanentes o bien definidos, y la mesa de agua está siempre por debajo de fondo del cauce, de

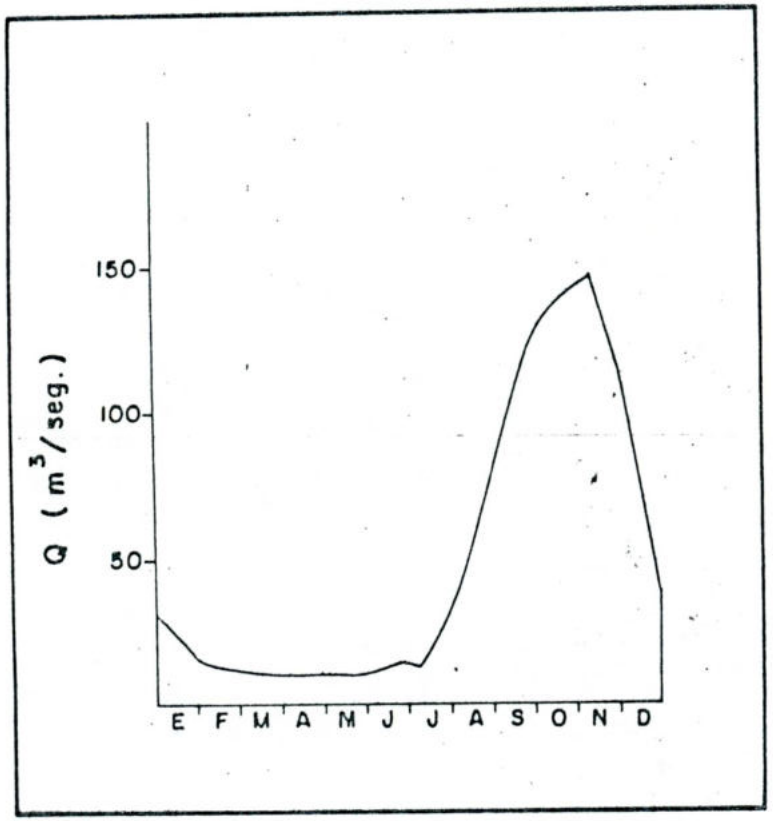


Figura : 12.13 Hidrograma de caudales medios diarios del río Black Volta en 1.958 (según D. C. Lodger, 1.964)

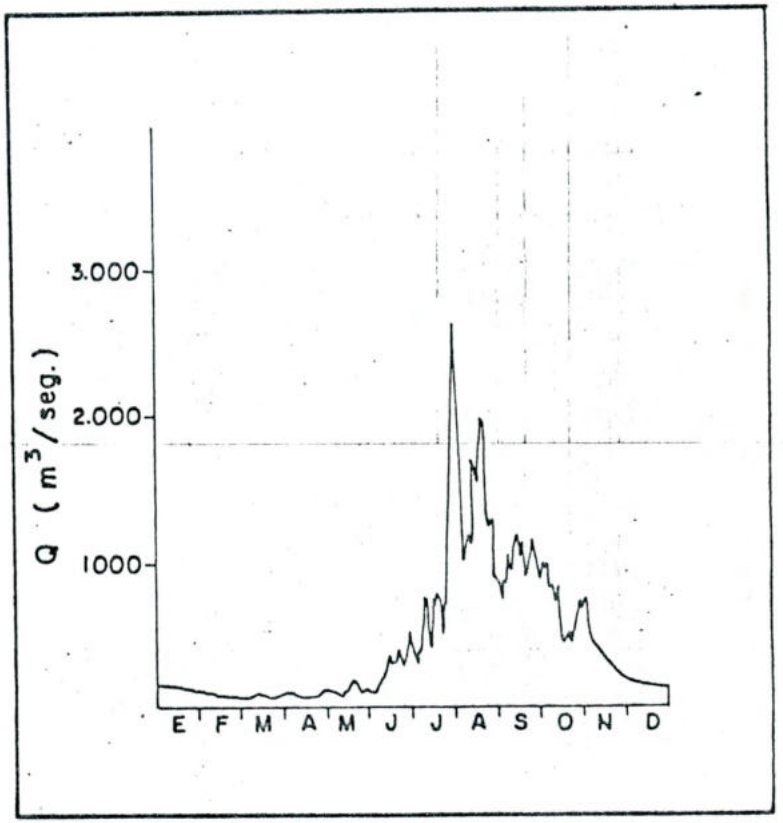


Figura : 12.14 Hidrograma de caudales medios diarios del río Konkoure en 1.955 (según D. C. Lodger 1.964)

manera que no puede haber una contribución del agua subterránea al escurrimiento. En el caso de las corrientes intermitentes, que fluyen durante la época húmeda, pero que se secan durante la época seca, el escurrimiento consiste principalmente de la componente superficial, pero el flujo subterráneo hace una contribución durante la época húmeda, cuando la mesa de agua se eleva por sobre el fondo del cauce. Finalmente, las corrientes perennes son aquellas que fluyen durante todo el año, porque incluso durante aquellos lapsos secos más prolongados, la mesa de agua está siempre por encima del fondo del cauce, de manera que el agua subterránea puede contribuir continua y significativamente al escurrimiento en todo momento.

En sólo muy pocos casos es posible clasificar la longitud total de una corriente en una sóla de estas tres clases. Algunas corrientes son normalmente perennes en los tramos superiores, e intermitentes aguas abajo.

12.3 Relación Lluvia - Escurrimiento

La relación lluvia - escurrimiento en una hoya es el resultado o el efecto producido por diversos factores climáticos, geológicos, y fisiográficos, los cuales son característicos de esa hoya. Los factores climáticos son la lluvia, la evapotranspiración y la temperatura, principalmente.

La naturaleza del hidrograma de una corriente está determinada por dos grupos de factores totalmente diferenciados; un grupo depende de las características de la lluvia y el otro depende de las características, físicas de la cuenca.

12.3.1.- Efecto de la Lluvia

La intensidad de la lluvia reviste importancia - porque la cantidad de escurrimiento depende grandemente de la medida en que se excede la capacidad de infiltración del suelo. El escurrimiento superficial aumenta rápidamente con cualquier incremento de la intensidad aunque el incremento - de escurrimiento no sucede a la misma tasa que - el incremento del exceso de lluvia, debido al retraso ocasionado por el almacenaje.

Se ha observado que para tormentas de la misma - duración la diferencia principal en los hidrogramas originados por las diferentes intensidades - se encuentra en la pendiente del limbo ascendente. El tiempo base no se afecta en forma notable. Para cada cuenca existe un período crítico de duración de las tormentas, tal que para cada lluvia de esa duración, sin tomar en cuenta la intensidad, el período de escurrimiento será el mismo, también el período de ascenso, es decir, el período desde el comienzo del escurrimiento - superficial hasta el pico del hidrograma es el - mismo para todas las tormentas de esa duración. Cuando una tormenta excede esa duración será necesario considerar la intensidad y la duración - de la lluvia.

Si las condiciones topográficas son uniformes, - entre todas las tormentas cuyo volumen total de lluvia sea el mismo, el pico mínimo será producido por aquella que esté distribuida uniformemente sobre la cuenca; mientras menos uniforme sea la distribución sobre el área mayor será el pico. En hoyas pequeñas los grandes picos son producidos por lluvias intensas sobre áreas pequeñas,

mientras que en hoyas grandes estas son producidas por lluvias de menor intensidad pero que cubren grandes áreas; pero en ningún caso uniformemente distribuidas. La distribución de la lluvia se mide mediante un coeficiente de distribución obtenible dividiendo la lluvia caída en cualquier punto entre la lluvia media sobre la cuenca. Para iguales condiciones y para un mismo volumen - total de lluvia, mientras mayor sea el coeficiente de distribución mayor será el pico de la creciente. Toda tormenta tiene un centro que se mueve generalmente en una dirección definida, lo -- cual es de gran importancia en relación a la dirección de los canales de drenaje teniendo una - influencia notable en el pico de la creciente y en la duración del escurrimiento superficial. El hidrograma es afectado tanto en la altura como - en el ancho de la base. Si la tormenta se desplaza en la misma dirección general del flujo por - los canales, el escurrimiento de la parte baja - de la cuenca alcanzará el canal de salida de la cuenca al mismo tiempo que llegaría el escurri-- miento de la parte superior, dando por resultado un pico muy alto y un tiempo de concentración relativamente corto. Si la dirección de la tormenta es contraria a la del flujo, el efecto será - contrario.

12.3.2 Efecto de la Cuenca

De todas las características de la hoya que afectan la relación lluvia-escurrimiento, el efecto del área es el más fácil de analizar. Si los -- otros factores permanecen constantes, el escurrimiento total expresado en mm de espesor sobre la hoya puede ser el mismo para diferentes magnitu-

des de área, sin embargo mientras mayor sea el área, mayor es el tiempo necesario para que ocurra el escurrimiento, por lo que el pico del hidrograma decrece a medida que aumenta el área; también mientras mayor sea el área cubierta por una tormenta, menor será la intensidad de la misma y por consiguiente menor será el pico de la creciente, esto se debe a que el escurrimiento superficial es igual a la lluvia menos la infiltración, y a mayor área, mayor infiltración.

En general las crecientes en hoyas pequeñas son más intensas que en hoyas grandes.

Después de que termina el escurrimiento superficial ocasionado por la lluvia, el gasto de la corriente que continúa se debe al agua subterránea almacenada la cual se va agotando con el tiempo y la corriente puede secarse; por lo tanto, las lluvias que caen en los períodos secos son utilizadas para reponer el agua subterránea, siendo su efecto mayor cuanto mayor sea el área de la hoya. Por esta razón las corrientes que tienen áreas mayores tienden a mantener su escurrimiento durante más tiempo que las corrientes pequeñas.

La forma de la hoya gobierna principalmente a la tasa a la cual la cuenca suministra agua desde su nacimiento hasta su desembocadura.

La variación en elevación y la elevación media en una hoya son importantes en relación a la temperatura y la lluvia sobre la misma.

La pendiente de una hoya es de importancia en relación con el tiempo de control de las crecientes y la concentración del agua de lluvia en el canal de desagüe, estando relacionada, por lo tanto, directamente con la magnitud de las cre--

cientes. La pendiente afecta las relaciones de - lluvia-escurrimiento debido principalmente a la aceleración del movimiento del agua hacia el canal de drenaje acortando el período de tiempo de permanencia del agua sobre el terreno, lo cual - disminuye la infiltración y provoca una concen-- tración mayor del escurrimiento superficial en - los canales.

La dirección general de la pendiente u orienta-- ción de la hoya tiene una influencia secundaria sobre el escurrimiento, y está relacionada con - la cantidad de radiación solar que llega a la su perficie de la cuenca, lo cual afecta las pérdidas de agua por evapotranspiración. En Venezuela la orientación hacia el este y el sur ofrece más posibilidades de crecientes que la orientación - hacia el norte y el oeste debido a la influencia de la Convergencia Intertropical, la cual se desplaza de sur a norte en épocas de lluvia.

Otra característica importante de la cuenca es - su drenaje, es decir, el arreglo que toman todos los canales naturales que se han formado a través del tiempo en el área considerada. Si la hoya está bien drenada la longitud del recorrido y el - tiempo de ocurrencia del escurrimiento directo - será corto, concentrándose en forma rápida y dando lugar a picos muy elevados y a gastos mínimos bajos.

12.4 Abstracciones o Pérdidas

El escurrimiento es una componente residual de la lluvia. Para períodos largos, mayores de 30 días, la diferencia entre lluvia y escurrimiento se debe mayormente a la evapo-- transpiración. Los tres factores envueltos se expresan nor

malmente como alturas promedios de agua sobre un área en - mm. La misma forma de expresión se aplica al indicar las - magnitudes relativas de la lluvia, el escurrimiento y la - diferencia entre los dos. La diferencia entre lluvia y escurrimiento representa el agua retenida temporalmente en - las plantas (intercepción), sobre la superficie del suelo (retención superficial y almacenaje de depresión), o en -- los vacíos debajo de la superficie del suelo (agua subterránea).

Durante una tormenta productora de escurrimiento se puede considerar que la lluvia total consiste de excedente de -- lluvia y abstracciones. El excedente de lluvia es aquella parte de la lluvia total que contribuye directamente al escurrimiento superficial. Las abstracciones son las porciones de la lluvia que no se transforman eventualmente en escurrimiento superficial, tales como intercepción, evaporación, transpiración, almacenaje de depresiones e infiltración. También se les llama pérdidas, lo cual no es una denominación apropiada puesto que no es posible que el agua se pierda realmente del ciclo hidrológico. La parte de la lluvia que contribuye totalmente al escurrimiento directo se puede llamar lluvia efectiva. La lluvia efectiva consta del excedente de lluvia y de aquella parte de la lluvia -- que se convierte en escurrimiento intermedio. Así, la diferencia entre la lluvia total y la lluvia efectiva puede -- llamarse abstracciones efectivas, en lo que al escurrimiento directo se refiere. Debe notarse que en algunos procedimientos el escurrimiento intermedio es totalmente excluido del escurrimiento directo, entonces la lluvia efectiva es equivalente al excedente de lluvia.

Los varios componentes desde la lluvia hasta el escurri-- miento total se pueden relacionar de la forma indicada en la Figura 12.18.

En áreas pequeñas, la mayor parte de la diferencia entre - lluvia y escurrimiento consiste en agua que ha pasado a -

través de la superficie del suelo hacia el subsuelo. Este volumen de agua se conoce como infiltración. La tasa máxima a la cual es absorbida la lluvia se llama capacidad de infiltración, y se expresa en mm/hora sobre un área. La absorción a una tasa menor, se denomina sencillamente infiltración.

Ha habido un gran interés en desarrollar el enfoque de la infiltración para implicar que la diferencia entre lluvia y escurrimiento simultáneos en áreas de cualquier tamaño, es un índice de la infiltración solamente, y las tasas de abstracciones calculadas se llaman índices de infiltración.

El propósito de obtener tasas de abstracciones características es el de poder aplicarlas a la lluvia para determinar el excedente de lluvia y, finalmente, mediante la aplicación de éste al hidrograma unitario, computar el hidrograma producido por una determinada tormenta.

Los pasos básicos para obtener las abstracciones en una tormenta particular, son los siguientes:

a) Recopilar la lluvia total de la tormenta sobre la cuenca y determinar su distribución en el tiempo, a partir de los registros, y en el área, mediante un mapa isoyético.
b) Llevar a un gráfico el hidrograma de escurrimiento total y estimar el volumen escurrido.
c) Restar el volumen de escurrimiento del volumen de la lluvia para determinar las abstracciones.
d) Aplicar los criterios expresados en el siguiente capítulo para determinar el período de excedencia de lluvia y su distribución en el tiempo.

En la figura 12.15 se muestra un ejemplo del procedimiento anterior para la tormenta del 10 de mayo de 1970 sobre la cuenca del Río Pao hasta Paso La Balsa en el Estado Cojedes, Venezuela. Esta cuenca tiene un área de 2.799 km^2. La lluvia total sobre la cuenca (43,8 mm) se muestra en forma horaria en la parte superior de la figura. El hidrograma -

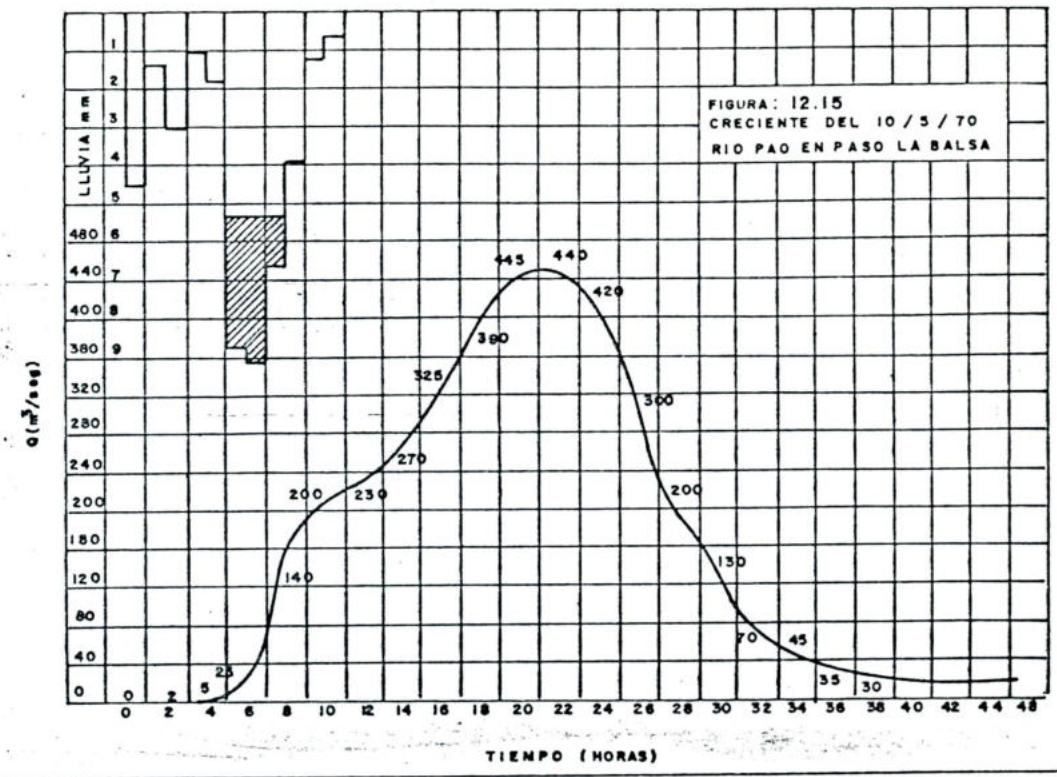
se divide en escurrimiento directo y agua subterránea. El escurrimiento directo resultó ser equivalente a 9,6 mm. - La abstracción total es por lo tanto 43,8 mm - 9,6 mm = 34,2 mm.

Si se determina las abstracciones correspondientes a varias tormentas productoras de crecientes de diferentes magnitudes se puede construir un gráfico que relacione la lluvia con el escurrimiento. En la Figura 12,17 se muestra una -- curva de abstracciones típica obtenida a partir de las mediciones de varios ríos en Venezuela.

En los estudios de crecientes de un área de drenaje debe - hacerse un esfuerzo para determinar las abstracciones aplicables a esa área, a partir de registros de lluvia y escurrimiento disponibles, en lugar de usar abstracciones obtenidas en otras áreas. Es un factor práctico importante que la determinación de las abstracciones como resíduos entre la lluvia y el escurrimiento, concentra en ellas todos los errores de los datos básicos. En cuencas grandes de terrenos muy escabrosos, donde la distribución de los registros de lluvia es inadecuada para definir la lluvia, el error - puede ser considerable; por lo tanto puede decirse que las abstracciones pueden no ser significantes como cantidades absolutas cuando se comparan de una cuenca a otra. Afortunadamente, las abstracciones totales para el período de escurrimiento son cantidades relativamente pequeñas y pueden tener grandes porcentajes de variación sin afectar materialmente el gasto pico y el volumen de un hidrograma de diseño.

12.5 Duración y Distribución del Excedente de Lluvia

Para la determinación de la duración y la distribución del excedente de lluvia se puede utilizar dos métodos: uno, suponiendo una tasa de retención promedio constante durante el período de la tormenta y otro, suponiendo una tasa de - retención variable con el tiempo. La tasa de capacidad de



CALCULO DEL EXCEDENTE DE LLUVIA

TABLA: 12.3

TIEMPO -HORAS	INCREMENTO DE LLUVIA PROMEDIO DE LA CUENCA m m.	1 TANTEO		2 TANTEO		3 TANTEO	
		TASA DE RETENCION ASUMIDA MILIM./HORA	EXCEDENTE DE LLUVIA MILIMETROS	TASA DE RETENCION ASUMIDA MIL. POR HORA	EXCEDENTE DE LLUVIA MILIMETROS	TASA DE RETENCION ASUMIDA MIL./HORA	EXCEDENTE DE LLUVIA MILIMETROS
0							
1	4.6	2.5	2.1	5.0	-	5.4	-
2	1.4	-	-	-	-	-	-
3	3.1	-	0.6	-	-	-	-
4	1.1	-	-	-	-	—	-
5	1.9	-	-	-	-	-	-
6	8.8	-	6.3	-	2.8	-	3.4
7	9.2	-	6.7	-	3.2	-	3.8
8	7.7	-	5.2	-	1.7	-	2.3
9	3.9	-	1.4	-	-	-	-
10	1.3	-	-	—	-	-	-
11	0.7	-	-	-	-	-	-
12	0.1	2.5	-	6.0	-	5.4	-
TOT.	43.6		22.3		7.7		9.5

LLUVIA TOTAL 43.8 mm. ESCURRIMIENTO OBSERVADO = 9,5 mm. LA TASA DE RETENCION PROMEDIO DE 5.4 mm /h ASUMIDA EN EL TERCER TANTEO DE LA MEJOR CONCORDANCIA ENTRE EL EXCEDENTE DE LLUVIA CALCULADO Y EL ESCURRIMIENTO MEDIDO.

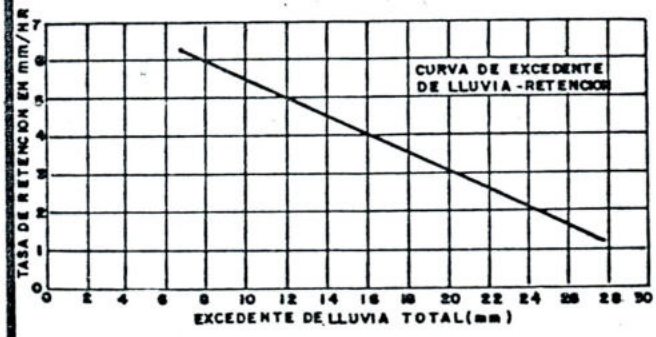


FIGURA: 12.16
EXCEDENTES DE LLUVIA

FIGURA: 12.17
RELACION DE ABSTRACCIONES PARA EL CALCULO DEL ESCURRIMIENTO DIRECTO

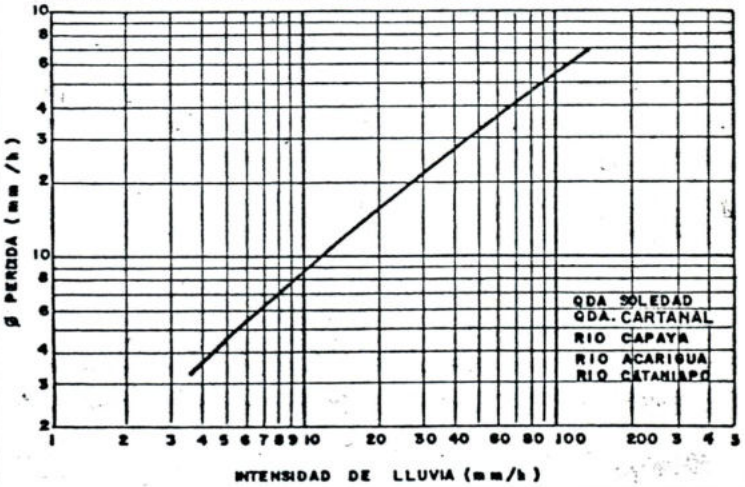
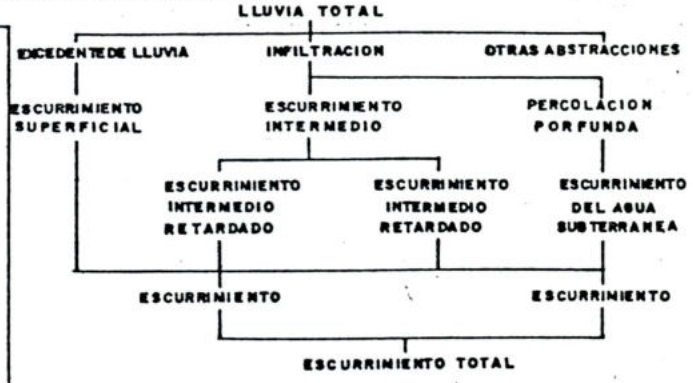


FIGURA: 12.18
COMPONENTES LLUVIA-ESCURRIMIENTO



retención disminuye progresivamente durante la tormenta -- hasta que llega a un mínimo si la lluvia se prolonga suficientemente. Con condiciones antecedentes secas, la tasa - da capacidad inicial será mayor y declinará más rápidamente. Debido a que el uso de una tasa de retención variable requiere un método de cálculo muy complicado y a que el conocimiento actual de la forma de la curva de infiltración es más bien limitado, es preferible suponer un índice de - infiltración, estimando las abstracciones iniciales si las condiciones antecedentes son relativamente secas.

El método de determinar el período de excedencia de lluvia, cuando se usa un índice de infiltración es un proceso de - tanteo, en el cual se supone una tasa de retención promedio y se resta a los incrementos horarios de lluvia, determinados como promedios sobre la cuenca. Se supone varias tasas de retención hasta que el total del excedente de lluvia -- computado sea igual al escurrimiento medido. Un ejemplo de este procedimiento se da en la tabla 12.3. Si no se ha supuesto la tasa correcta en los primeros intentos, una curva de exceso de lluvia-retención facilitará la solución. - En el ejemplo de la tabla 12.3 , se podría dibujar la curva a través de los puntos representados por las coordenadas 2,5; 22,3 y 6,0; 7,7. A partir de esta curva se toma - la tasa de retención correcta correspondiente a un excedente de lluvia de 9,6 mm, (Figura 12.16).

La duración del excedente de lluvia es aquel tiempo durante el cual los incrementos de lluvia exceden la tasa de retención promedio. En el tercer intento (Tabla 12.3) se obtuvo una duración de 3 horas.

13.- TRANSITO DE CRECIENTES

La cuenca es un sistema que recibe un volumen unitario de - excedente de lluvia, como entrada, y produce un hidrograma, como salida. La forma, duración y magnitud de la salida difieren grandemente de las de la entrada. Se dice que la -- cuenca recibe un excedente de lluvia (entrada) y lo moldea en la forma de un hidrograma (salida). El cambio en la forma de la salida es el resultado del almacenamiento en la - cuenca.

Es imposible un tratamiento analítico completo de todos -- los elementos de almacenaje de una cuenca grande diversificada, pero para cuencas pequeñas y homogéneas es posible - obtener una solución analítica completa del hidrograma de salida.

El tránsito de crecientes se define como el procedimiento matemático para calcular el hidrograma de salida, dados algunas dimensiones físicas del almacenaje y el hidrograma - de entrada.

13.1 Concepto

La secuencia en el procedimiento de tránsito es la siguiente: el volumen que se encuentre almacenado se incrementa - con un volumen unitario o escurrimiento de entrada. El nuevo volumen incrementado produce un mayor nivel en el almacenaje y por lo tanto incrementa la capacidad de salida -- porque la capacidad de descarga está relacionada con la -- carga a la salida. El almacenaje es disminuido por el caudal de salida. Entonces, el recipiente recibe el agua de - entrada y descarga agua desde el almacenaje. La entrada y la salida no son iguales, por lo que debe haber una variación correspondiente en el almacenamiento. Los principales requerimientos para los cálculos de tránsito son: el hidrograma de entrada, las dimensiones físicas del almacenaje -

(curva de altura-capacidad) y las características físicas de la salida.

El tránsito de crecientes comienza con la suposición de -- continuidad del agua a través del sistema; por lo tanto:

$$\frac{d\,S}{d\,t} = I - O \qquad (13.1.)$$

siendo:

S = almacenamiento en unidades de volumen
I = caudal afluente o de entrada
O = descarga o salida del sistema en unidades de volumen por unidad de tiempo
t = tiempo

La ecuación 13.1 es exacta, pero su aplicación a los problemas prácticos requiere aproximaciones. Para disponer de una ecuación más fácil de usar se supone comunmente que el promedio de los caudales correspondientes al comienzo y al final de un período corto de tiempo t (período de tránsito) es igual al caudal promedio durante el período. Usando los subíndices 1 y 2 para indicar el comienzo y el final del - período respectivamente se tiene:

$$\frac{(I_1 + I_2)t}{2} - \frac{(O_1 + O_2)}{2}\,t = S_2 - S_1 \qquad (13.2)$$

La mayoría de los métodos de tránsito se basan en esta ecuación. Se supone que I_1, I_2, O_1 y S_1 son conocidos, y debe determinarse O_2 y S_2.

La suposición de que $(I_1 + I_2)/2 = \bar{I}$ implica que el hidrograma es una línea recta durante el período de tránsito t, de manera que este período debe ser lo suficientemente pequeño para que no se viole esta suposición.

13.2 Tránsito por un Canal

El flujo por un canal experimenta atenuación y retardo debido a los efectos de almacenamiento dentro del canal. En este caso el tránsito de crecientes se complica por el hecho de que el efluente desde el almacenaje del canal no es una simple función del almacenamiento; es una función tanto del almacenaje como del efluente. En ciertos problemas de tránsito por canales, el canal tiene una tendencia a conservar gran parte de la cantidad de movimiento, en cuyo caso se reduce grandemente la atenuación del pico del hidrograma. En el caso de un embalse toda la cantidad de movimiento del agua afluente se disipa en el embalse. En un canal natural, parte de la energía se pierde por resistencia y turbulencia. El almacenamiento en un canal es:

$$S = \frac{b}{a}\left[x\, I^{m/n} + (a - x)\, O^{m/n}\right] \qquad (13.3.)$$

donde a y n son constantes dependientes de la curva de caudales del tramo, $q = ah^n$, y b y m son constantes dependientes de la curva de almacenamiento del tramo, $S = bh^m$.

En un canal rectangular uniforme el almacenamiento varía con la primera potencia de la profundidad del agua (m = 1) y el caudal variará con la potencia 5/3 de la profundidad, (de acuerdo a la fórmula de Manning según la cual $q = y^{5/3} S^{1/2}/n$). En un canal natural con planicies de inundación, el exponente n puede tender a la unidad o ser menor de uno. La constante x expresa la importancia relativa de los caudales afluente y efluente en la determinación del almacenamiento.

El método de Muskingum supone que m/n = 1 y reemplaza a la relación b/a por la constante de almacenamiento K, con lo cual la ecuación de almacenamiento en el canal se transforma en

$$S = K\left[x\, I + (1 - x)\, O\right] \qquad (13.4.)$$

siendo:

S = almacenamiento en el tramo del canal en unidades de volumen.

K = constante de almacenamiento, en unidades de tiempo

x = factor de peso, adimensional.

I = caudal instantáneo del hidrograma afluente (Entrada).

O = caudal instantáneo del hidrograma efluente (Salida).

La constante x se puede calcular midiendo los caudales -- afluentes y efluentes en un tramo de río. Si el valor de x es cero, significa que los valores del afluente no tienen peso en la capacidad de almacenaje del tramo, como en el - caso de un embalse simple. Cuando x = 0,5 los caudales -- afluente y efluete tienen el mismo peso y no hay atenuación del pico. Las observaciones hechas en corrientes naturales indican que el valor de x oscila generalmente entre 0 y 0,3 con un valor medio de 0,2. Si no se dispone de mediciones, x = 0,2 es un valor razonable.

La constante de almacenaje K, es la relación de almacena-- miento a caudal y tiene dimensiones de tiempo. Es aproxima damente igual al tiempo de tránsito de la onda de crecien- te por el tramo de canal; esto es, el intervalo de tiempo entre los centroides de los hidrogramas afluente y efluen- te. En la ausencia de mayores datos, se evalua de esa mane ra. Si se dispone de datos hidrométricos de otras crecien- tes, K y x se determinan ploteando S vs $[x\ I + (1-x)O]$ pa- ra varios valores de x. El mejor valor de x es aquel que - hace que los datos se alineen como una curva de valor sin- gular. El método de Muskingun supone que esta curva es una línea recta con pendiente ds/dg equivalente a K.

El valor de K se puede estimar en base a los datos en la - recesión de los caudales en una cuenca.

La curva de recesión del hidrograma es descrita por una -- ecuación de agotamiento característica.

$$q_t = q_o\ kr$$

donde q_o es el caudal para cualquier tiempo, q_t es el caudal t unidades de tiempo después de q_o y kr es una constante de recesión menor que la unidad. Integrando esta ecuación y considerando, que el volumen de agua descargado durante un tiempo dt es q dt y es igual al decrecimiento en almacenaje, -ds, durante el mismo intervalo de tiempo, se ve que el almacenaje St que permanece en la cuenca en el tiempo t es

$$St = - \frac{q\ t}{\ln kr}$$

suponiendo x = 0, en la ecuación de almacenamiento del canal

$$K = \frac{1}{-\ln kr}$$

Clark sugirió que K (en horas) se puede estimar como

$$K = \frac{C\ L}{\sqrt{s}}$$

donde L es la longitud del cauce principal en km, s es la pendiente del cauce principal, y C varía entre 0,5 y 1,4. Linsley sugiere la fórmula

$$K = \frac{b\ L\ \sqrt{A}}{\sqrt{s}}$$

donde A es el área de la cuenca en km^2, b varía entre 0,01 y 0,03, y K viene expresada en horas.

Combinando la ecuación 13.2 con la 13.4 y agrupando términos se puede calcular los valores del hidrograma efluente a partir del hidrograma afluente así:

$$O_2 = C_o\ I_2 + C_1\ I_1 + C_2\ O_1 \qquad (13.5.)$$

siendo: $$C_o = -\frac{K\,x - 0{,}5t}{K - Kx + 0{,}5t} \qquad (13.6.)$$

$$C_1 = \frac{K\,x + 0{,}5t}{K - K\,x + 0{,}5t} \qquad (13.7.)$$

$$C_2 = \frac{K - K\,x - 0{,}5t}{K + K\,x + 0{,}5t} \qquad (13.8.)$$

t es el tiempo de tránsito en las mismas unidades de K.

Combinando estas ecuaciones se obtiene que $C_o + C_1 + C_2 = 1$.

Establecidos K, x y t, se puede calcular los valores de C_o, C_1, y C_2.

La operación de tránsito es simplemente una solución de la ecuación (13.5); en la cual el O_2 de un período de tránsito dado se convierte en el O_1 del período siguiente.

13.3 Tránsito por un Embalse Simple

Sea un embalse en el cual el caudal es función de la elevación de la superficie del agua. Si existen compuertas deslizantes, el caso sigue siendo simple si éstas tienen una abertura fija.

Los datos conocidos en el embalse son las curvas de elevación-capacidad y de caudales (figura 13.1). El método consiste en resolver la ecuación.

$$\frac{(I_1 + I_2)t}{2} - \frac{(O_1 + O_2)}{2}\,t = S_2 - S_1$$

la cual se puede transformar a:

$$I_1 + I_2 + \frac{2\,S_1}{t} - O_1 = \frac{2S_2}{t} + O_2 \qquad (13.9.)$$

donde:

I_1 = gasto afluente (del hidrograma del río) en el tiempo 1

I_2 = gasto afluente en el tiempo 2

O_1 = gasto efluente (por el aliviadero) en el tiempo 1

O_2 = gastos efluente (por el aliviadero en el tiempo 2

S_1 = almacenaje en el embalse en el tiempo 1

S_2 = almacenaje en el embalse en el tiempo 2

t = intervalo de tránsito ~ 0,5tc a 0,75tc

La solución de esta ecuación requiere una curva de tránsito de (2S/t + O) vs O (Figura 13.1). El miembro izquierdo de la ecuación es conocido y se puede calcular $(2S_2/t + O_2)$. Entrando en la curva de tránsito con este valor, se obtiene O_2. El cálculo se repite para períodos sucesivos. La tabla 13.1 ilustra una solución típica. Debe notarse que el valor (2S/t - O) se calcula fácilmente como (2S/t + O) - 20.

El procedimiento de cálculo consiste en asignar un valor inicial al caudal de salida (O) y entrar a la curva -- (2S/t + O) con ese caudal, obteniéndose el correspondiente valor de (2S/t + O). El primer $(2S_1/t - O)$ se obtiene restando 20 (ó 20_2) a (2S/t + O). Se completa así, la primera línea correspondiente al primer gasto de entrada I. También se puede obtener (2S1/t - O) entrando a una curva que tenga como abscisa esta variable y como ordenada O (u O_2). De este punto en adelante se conoce I_1, I_2 y (2S1/t - O), con -- los cuales, mediante la ecuación (13.9.) se calcula -- $(2S_2 + O_2)$. Con este valor calculado se entra en la curva de tránsito y se obtiene O_2. El procedimiento se repite. - En la figura 13.2 se ilustra el hidrograma transitado.

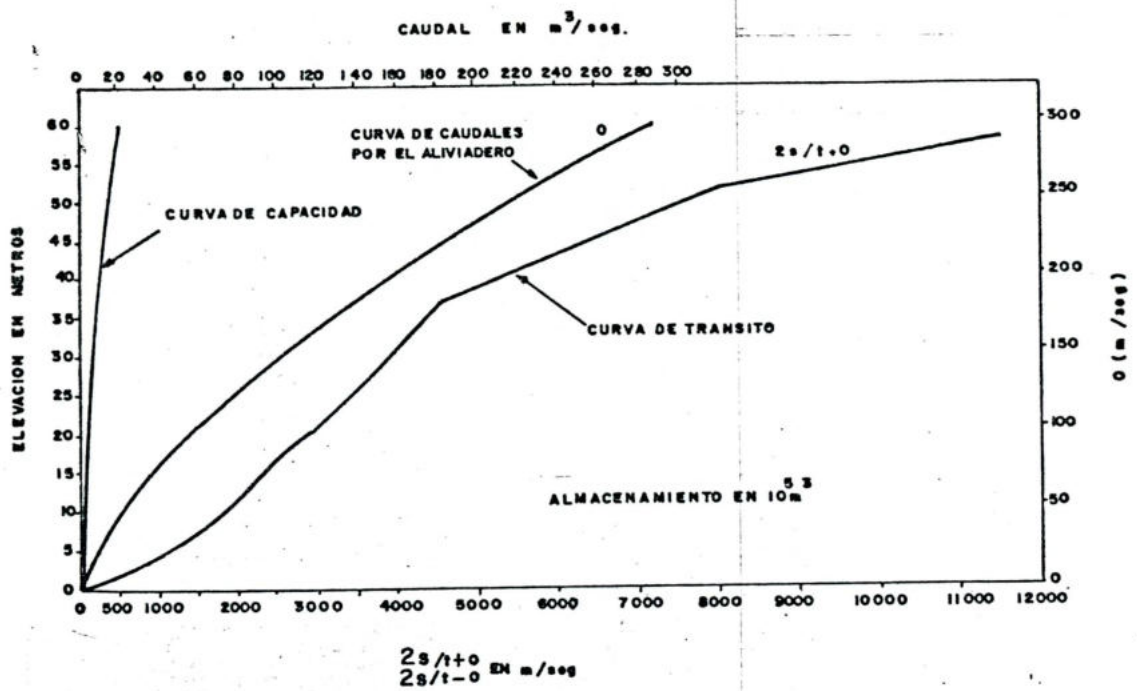


FIGURA: 13.1 CURVAS DE ELEVACION - CAPACIDAD Y DE CAUDALES

FIGURA: 13.2 TRANSITO DE UNA AVENIDA POR UN EMBALSE SIMPLE

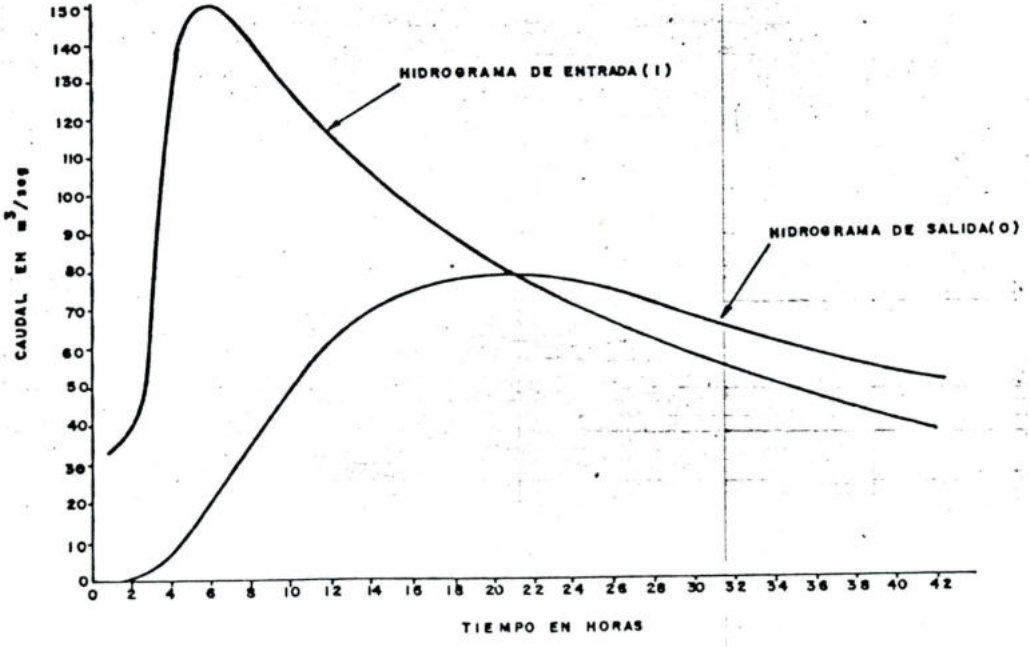


Tabla 13.1.-

Elementos de Cálculo de un Tránsito por embalse simple

H (m)	O (m^3/seg)	S($10^6 m^3$)	2S/t(m^3/seg)	2S/t+O(m^3/seg)	2S/t-O(m^3/seg)
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
0,5	9,5	0,9	500,0	509,5	490,5
1,0	19,0	1,7	944,5	963,5	925,5
1,5	36,0	2,6	1444,6	1480,6	1406,6
2,0	56,0	3,4	1889,0	1945,0	1833,0
2,5	78,0	4,3	2389,1	2467,1	2311,1
3,0	102,0	5,2	2889,1	2991,1	2787,1
3,5	129,0	6,0	3333,6	3465,6	3207,6
4,0	158,0	7,0	3889,2	4047,2	3731,2
4,5	188,0	8,0	4444,8	4632,8	4256,8
5,0	220,0	11,0	6111,6	6231,6	5891,6
5,5	254,0	14,0	7778,4	8032,4	7524,4
6,0	288,0	20,0	11112,0	11400,0	10824,0

En este ejemplo t = 1 hora = 3600 seg

Tabla 13.2.-

Iteración con la curva 2S/t + O de la Figura

Hora	I (m^3/seg)	2S/t-O(m^3/seg)	$2S_2t$ + O(m^3/seg)	O (m^3/seg)
1	33	0	0	0
2	38	70	71	0,5
3	77	179	185	3
4	134	376	390	7
5	148	632	658	13
6	150	894	930	18
7	146	1140	1190	25
8	140	1364	1426	31
9	132	1556	1636	40
10	126	1720	1814	47
11	119	1857	1965	54
12	112	1966	2088	61
13	107	2051	2185	67
14	102	2118	2260	71
15	98	2170	2318	74
16	94	2208	2362	76
17	90	2236	2392	77
18	86	2254	2412	78
19	83	2263	2423	79
20	80	2266	2426	80
21	77	2265	2423	79
22	74	2260	2416	78
23	71	2249	2405	78
24	69	2235	2389	77
25	66	2218	2370	76
26	65	2195	2345	75
27	62	2174	2322	74
28	60	2146	2292	73
29	58	2122	2264	71
30	56	2098	2236	69
31	54	2072	2208	68
32	53	2047	2179	66
33	52	2022	2152	65
34	51	1999	2125	63
35	50	1978	2100	61
36	49	1957	2077	60
37	47	1935	2053	59
38	46	1914	2028	57
39	44	1894	2004	55
40	43	1873	1981	54
41	42	1852	1958	53
42	40		1934	52

14.- EL HIDROGRAMA UNITARIO

El hidrograma unitario (HU) es una de las herramientas básicas para el cómputo de hidrogramas. Sus principios fundamentales se presentan en forma abreviada en la Figura 14.1

El hidrograma unitario es un hidrograma de escurrimiento en un punto dado, resultante de un evento aislado de excedencia de lluvia unitario que ocurre en una unidad de tiempo y se distribuye uniformemente sobre el área de drenaje contribuyente. Se identifica por la unidad de tiempo y el volumen del excedente de lluvia, como por ejemplo, el hidrograma unitario de 1 hora y 1 mm; entendiéndose por excedente de lluvia, aquella porción de la lluvia que entra como escurrimiento en el punto de medición.

14.1 Suposiciones Básicas

Para la aplicación de la técnica del hidrograma unitario, es necesario hacer las siguientes suposiciones:

a) Los efectos de todas las características físicas de una cuenca dada se reflejan en la forma del hidrograma.

b) Los hidrogramas resultantes de dos lluvias efectivas que tengan la misma distribución tanto en el área como en el tiempo, pero diferente lámina escurrida, y que caigan sobre la misma cuenca, poseen la misma forma; sólo que las ordenadas, o sea, los gastos, serán proporcionales a las láminas escurridas. En referencia a la figura 14.2 llamando ma y mb las láminas escurridas se tendrá:

$$\frac{Qa_1}{Qb_1} = \frac{ma}{mb} \qquad (14.1.)$$

Si se considera en (14.1) que ma = 1, se tendrá

$$Qa_1 = qu = \frac{Qb_1}{mb} \qquad (14.2.)$$

es decir, las ordenadas o gastos del hidrograma unitario qu, son iguales a las del hidrograma total divididas por la lámina escurrida. Es evidente que si la duración de la lluvia varía, la forma del hidrograma total y, por lo tanto, la del unitario variarían; por esta razón, cuando se refiere al hidrograma unitario de cierta cuenca, se especifica la duración de la lluvia efectiva correspondiente. Por ejemplo, hidrograma unitario de cuatro horas significa que es solamente válido para lluvias efectivas uniformes de cuatro horas de duración.

La necesidad de una lluvia uniformemente esparcida en el área y en el tiempo es el mayor escollo para la obtención de hidrogramas unitarios de registros pluviométricos y fluviométricos, ya que esta condición es difícil de llenar. Por lo que usualmente se recomienda no usarlo para áreas mayores de 5.000 kilometros cuadrados. En Venezuela el área de aplicabilidad es mucho menor, recomendándose no usarlo para más de 1.000 km^2.

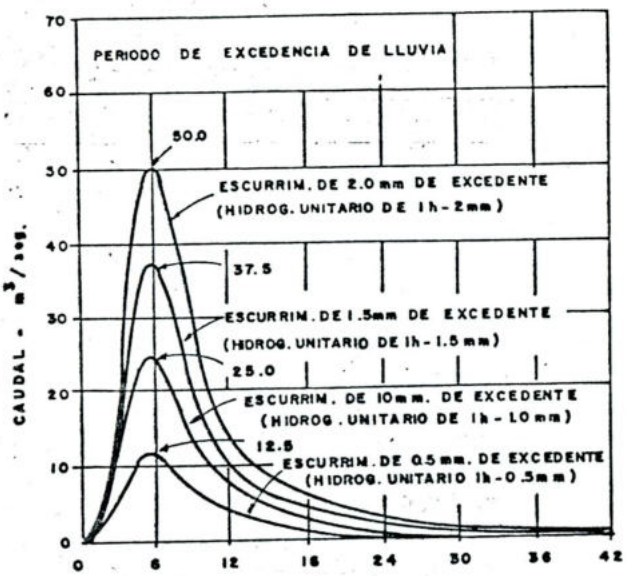
c) Un hidrograma de escurrimiento resultante de una serie de ocurrencias de excedencia de lluvia de intensidades variables se puede construir a partir de una serie de hidrogramas superpuestos, cada uno resultante de un incremento particular de excedencia de lluvia de duración unitaria. Véase (B) en la Figura 14.1.

14.2 Aplicación Práctica

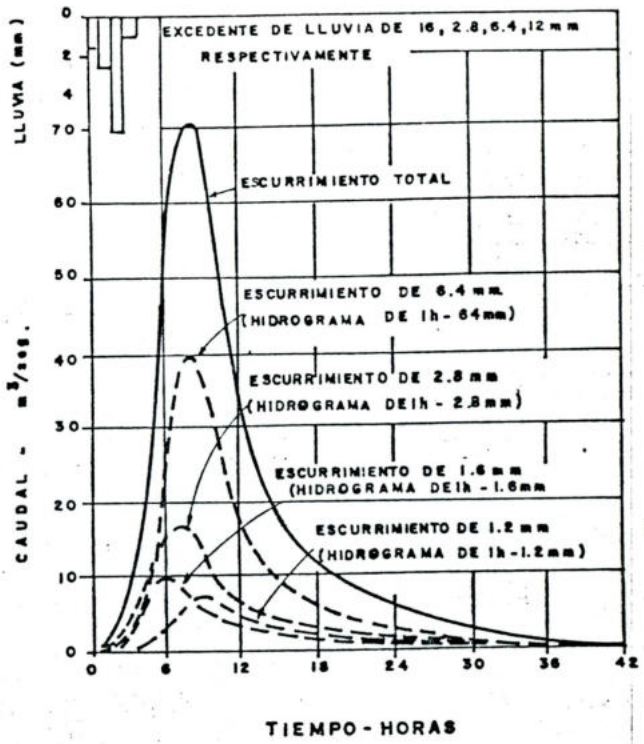
Para un área contribuyente se cálcula un hidrograma unitario que representa exactamente un milímetro de escurrimiento (excedente de lluvia) para una unidad de tiempo seleccionada.

Para una tormenta, se determina los incrementos de excedencia de lluvia para el mismo intervalo de tiempo unitario y se calcula un hidrograma total de escurrimiento, usando las suposiciones a y c. Véase el Gráfico B de la Figura 14.1.

FIGURA: 14.1 PRINCIPIOS DEL HIDROGRAMA UNITARIO



(A)



(B)

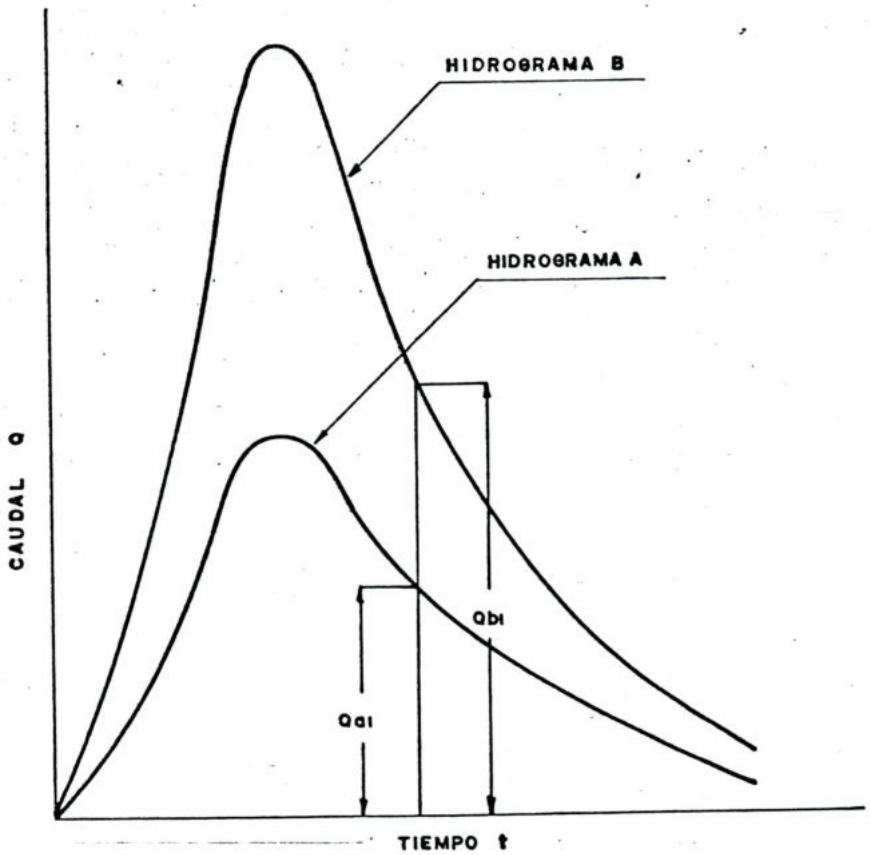


FIGURA: 14.2 COMPARACION DE DOS HIDROGRAMAS DE UNA MISMA CUENCA Y PARA UNA MISMA TORMENTA

Para determinar el hidrograma unitario característico de una cuenca, debe analizarse varios hidrogramas, considerando aquéllos cuyas duraciones sean iguales y cuyos tiempos bases no difieren en más de un 25%, y tomarse el promedio gráfico y analítico de ellos. Este promedio será: para el pico, el promedio de los picos en m^3/seg y sus tiempos de ocurrencia; para la forma, ésta se ajustará de acuerdo a la tendencia predominante de la ascenso y descenso de los hidrogramas en estudio.

14.3 Análisis de Hidrogramas Unitarios Adimensionales

La duración y la distribución de una tormenta sobre una cuenca afecta la forma de los hidrogramas unitarios resultantes. El promedio directo de hidrogramas unitarios de diferentes duraciones da resultados erróneos. Sin embargo, tales hidrogramas unitarios pueden promediarse si se convierten a forma adimensional como se muestra en la Figura 14.3c.

En la figura 14.3 se presenta un procedimiento de análisis de hidrogramas.

Para ilustrar el método del hidrograma adimensional se analizará el hidrograma de la creciente ocurrida el 13-09-64 en la cuenca del río Guacara en Pte. Autopista, Estado Carabobo, Venezuela.

En este tipo de problema se tiene como dato básico un hidrograma registrado en un punto dado de una corriente de agua. Se puede o no disponer de datos de lluvia. (Ver Tabla 14.1). Se requiere los factores para deducir el hidrograma unitario a aplicarse en el punto donde se dedujo, en otro punto del río (Si tiene características de escurrimiento comparables), o a cuencas sin mediciones que sean comparables.

El procedimiento consiste en los siguientes pasos:

a) Plotear el hidrograma registrado en papel cuadriculado

y en papel semilogarítmico: (1) en la Figura 14.3a y (1) en la Figura 14.3c .

Para la obtención de los hidrogramas registrados debe contarse primeramente con datos diarios de escurrimiento para la estación en estudio con el objeto de seleccionar las posibles crecientes a ser analizadas. Una vez seleccionadas éstas, se toma las alturas de miras registradas en las bandas de los limnígrafos, hora por hora (en algunos puntos, con intervalos menores), los cuales, mediante las curvas de gastos correspondientes, son convertidos a los valores medidos de caudales, poniendo interés en la obtención de buenos datos para la determinación precisa de la curva de recesión.

b) Estimar el gasto base, (2) en las Figuras 14.3a y c, por tanteo. Se resta el gasto base del hidrograma registrado y se plotea el hidrograma neto, (3) en la Figura 14.3c. Si el gasto base ha sido estimado correctamente el limbo descendente del hidrograma (3) en la Figura 14.3c será una línea recta (recesión exponencial) ((3) = (1) menos (2) en la Figura 14.3c.).

c) Calcular el volumen del hidrograma neto (3) tal como sigue:

1) Sumar los caudales promedios horarios (en m^3/seg) hasta un punto tal como "y" en la recesión exponencial, (3) en la Figura 14.3, y multiplicar el resultado por 3.600 seg/hr para obtener el volumen escurrido en m^3 hasta el punto "y" (Ver tabla 14.2)
2) Calcular la constante de recesión horaria, kr, a partir de dos puntos en la línea de recesión exponencial mediante la siguiente ecuación:

$$kr = \sqrt[t]{\frac{qt}{qo}}$$

donde:

qo = caudal en el primer punto
qt = caudal en el segundo punto
t = intervalo de tiempo en horas entre los puntos 1 y 2.

3) El almacenamiento o el volumen (m^3) después de "y" es igual a:

$$3.600\ (-qy/\log_e\ kr)$$

donde:

qy = caudal en m^3/seg en el punto "y"
$\log_e\ kr = 2{,}3026\ (\log_{10}\ kr)$

4) El volumen total es la suma del volumen hasta "y" - más el volumen después de "y".

d) Para hacer la comparación con los datos de lluvia, con viértase el volumen de (3) a milímetros de escurrimiento.

$$\text{mm de escurrimiento} = \frac{\text{volumen en } m^3 \times 10^{-3}}{\text{área en } km^2}$$

e) Analizar los datos de lluvia, si se dispone de ellos; - determinar el período D de excedencia de lluvia.

f) Calcular el tiempo de ocurrencia de la mitad del volu-- men del hidrograma (3) (Figura 14.4d). El tiempo hasta el centro del volumen, Tcv, es igual al tiempo desde el comienzo del ascenso del hidrograma neto hasta - el tiempo en que ha pasado la mitad del volumen por el punto de medición (Figura 14.4d).

g) Encontrar el tiempo de retardo, Lg, en horas desde el punto medio del período de excedencia de lluvia hasta el tiempo de ocurrencia de la mitad del volumen.

h) Computar el hidrograma adimensional como se indica a - continuación, y plotearlo en papel semilogarítmico, -- (4) en la Figura 14.3c ; tomando como abcisa las horas

desde el comienzo del excedente de lluvia expresadas - como un porcentaje de (Lg + D/2). Cuando no se disponga de datos de lluvia, (Lg + D/2) se puede tomar igual a Tcv. Las ordenadas son los caudales en m^3/seg de (3) (en la abscisa respectiva) multiplicados por 3.600 -- (Lg + D/2), todo dividido por el volumen neto del hi-- drograma expresado en m^3.

14.3.1 Deducción del Hidrograma Unitario para Areas sin Mediciones

En la figura 14.4 se muestra un ejemplo de deducción del - hidrograma unitario de una cuenca sin mediciones. Para este propósito se usa el factor "tiempo de retardo". El tiempo de retardo es un índice del tiempo de concentración del escurrimiento en una cuenca. Se puede determinar a partir de hidrogramas registrados y correlacionarlo empíricamente con las características de la cuenca. Como se muestra en - la figura 14.4 , la determinación de un tiempo de retardo para una cuenca sin registros a partir de medidas tomadas en la misma, provee la clave del cómputo del hidrograma -- unitario para esa cuenca si se conoce un hidrograma adimensional representativo. Existen varias definiciones de tiempo de retardo, cada una perteneciente a una forma específica de deducción de hidrograma unitario; dos de esas definiciones son las siguientes: a) el tiempo entre el centro -- del excedente de lluvia y el tiempo de ocurrencia de la mitad del volumen del hidrograma (usado en el procedimiento del hidrograma adimensional destacado en las Figuras 14.3 y 14.4); b) el tiempo desde el centro del excedente de - lluvia hasta el tiempo del caudal pico del hidrograma.

En referencia a la figura 14.4 dado el hidrograma adimensional (c) y la curva de relación de tiempos de retardo -- (b), se pide el hidrograma unitario en un punto dado de la cuenca.

El procedimiento sería el siguiente:

a) Trácese la divisoria de la cuenca. Determínese el área (Figura 14.4.a).

b) Encuéntrese:

L = longitud del cauce más largo desde el punto de interés hasta la divisoria de la cuenca, medida en kilómetros

cg = centroide de la cuenca el cual se encuentra usualmente suspendiendo la forma de la cuenca, cortada en un cartón, verticalmente sucesivamente de dos o más puntos y encontrando la intersección de las líneas de plomada a partir de cada punto.

Lc = longitud del cauce desde el punto de interés hasta la intersección de la perpendicular al alineamiento del río desde cg.

s = pendiente general del cauce más largo desde el punto de interés hasta la divisoria en m/km.

c) Calcúlese el factor:

$$\frac{L \times L_c}{s\ 1/2}$$

d) Entrese al gráfico de la Figura 14.4.bcon el valor de L x Lc/s1/2 y léase el tiempo de retardo correspondiente. Los puntos que definen curvas empíricas como la de la figura 14.4.b, se obtienen ploteando los tiempos de retardo obtenidos del análisis de hidrogramas (Figura 14 3.), versus los respectivos valores $L \times Lc/s^{1/2}$ de cuencas con características de escurrimiento similares

e) Selecciónese un hidrograma adimensional (Figura 14.4.d). Usualmente, el hidrograma adimensional promedio de los hidrogramas adimensionales determinados para el mismo río o para ríos de características similares.

f) Selecciónese la duración de la lluvia unitaria. Debe ser una cuarta parte o menos del tiempo de retardo de la cuenca.

g) Calcúlese el hidrograma unitario (Figura 14.4.c) usando: el área de la cuenca, el tiempo de retardo más la mi-- tad de la duración de la lluvia unitaria, y el hidro-- grama adimensional.

h) El hidrograma unitario calculado puede usarse como se muestra en la Figura 14.1.b.

En la Figura 14.5, se presenta una curva de retardo aplicable en Venezuela, deducida en base a 13 cuencas de ríos pequeños en el país. (Según H. Cartaya, 1964).

Tabla 14.1.-

Análisis de la Creciente del 12-13 de Septiembre de 1964. Río Guacara en Puente Autopista. Hidrograma Registrado

T (horas)	Q (m^3/seg)	T (horas)	Q (m^3/seg)
21	2,1	11	6,5
22	2,1	12	6,0
23	5,7	13	5,7
24	14,5	14	5,4
1	42,0	15	5,1
2	46,0	16	4,9
3	42,0	17	4,7
4	31,5	18	4,3
5	17,5	19	4,2
6	14,0	20	4,1
7	11,2	21	4,0
8	9,2	22	3,9
9	8,0	23	3,8
10	7,2	24	3,7

Tabla 14.2.-

Cálculo del Volumen del Hidrograma Neto

T (horas	Q (m^3/seg)	Vol. (m^3)	Vol.Acumulado
21	0,0		0
22	0,3	1080	1080
23	3,9	14040	15120
24	12,8	46080	61200
1	40,4	145440	206640
2	44,5	160200	366840
3	40,3	145080	511920
4	29,6	106560	618480
5	15,5	55800	674280
6	11,8	42480	716760
7	8,9	32040	748800
8	6,8	24480	773280
9	5,5	19800	793080
10	4,5	16200	809280
11	3,7	13320	822600
12	3,2	11520	834120
13	2,4	10080	844200

V_1 = 844.200 m^3

Khr = $\sqrt[3]{0,46/0,68}$ = 0,878

V_2 = 3.600 $(-2,8/\log_e 0,878)$ = 77.472 m^3

Vneto = $V_1 + V_2$ = 844.200 + 77.472 = 921.672 m^3

14.4 Modificación de la Duración del Hidrograma Unitario. Método de la Curva S.

Si un hidrograma unitario de duración t horas se añade a - si mismo desplazado t horas (ver figura 14.6), el resulta do es un hidrograma para 2 mm de escurrimiento en 2t horas. Si las ordenadas de este gráfico se dividen por 2, el re-- sultado es un hidrograma unitario de duración 2t horas. El gráfico final representa el flujo de un milímetro de escu- rrimiento generado a una intensidad uniforme de 1/2(t) -- mm/h en 2t horas.

La curva S es el hidrograma que resultaría de una serie infinita de incrementos de 1 mm de escurrimiento de t horas. Se construye sumando una serie de hidrogramas unitarios -- desplazados t horas cada uno con respecto al anterior (Figura 14.7.). Si el tiempo base del hidrograma unitario es T horas, entonces, una lluvia contínua que produce 1 mm de escurrimiento cada t horas, desarrollaría un flujo afluente constante al final de las T horas. Así que sólo se necesita, T/t hidrogramas unitarios para producir una curva S que alcanzaría equilibrio a cierto caudal q_e.

La construcción de la curva S no requiere tabular y sumar T/t hidrogramas unitarios con retardos sucesivos de t horas. La Tabla 14.3, muestra el cómputo de una curva S comenzando con un hidrograma unitario inicial correspondiente al río Guárico en Boca de Cagua, para el cual t = 2 horas. La curva S se obtiene acumulando progresivamente las ordenadas del hidrograma unitario hasta cada hora.

La diferencia entre dos curvas S con sus puntos iniciales desplazados t'horas, da como resultado un hidrograma para la nueva duración de t' horas. Puesto que la curva S representa una producción de escurrimiento a la tasa de 1 mm en t horas, el volumen de escurrimiento representado por el - nuevo hidrograma será t'/t mm; de manera que las ordenadas del hidrograma unitario de t' horas se calculan multiplicando las diferencias entre las curvas S por t/t'. En la - tabla 14.3, se muestra los cómputos de un hidrograma de - 4 horas.

El procedimiento es el mismo cuando se desea convertir un hidrograma de una duración dada a una mayor, que cuando la conversión es a una duración menor.

Debe cuidarse de que el intervalo de tiempo entre las ordenadas del hidrograma base, sea igual o menor que la menor duración con que se trabaja, de manera de evitar inconve--

nientes al desplazar la curva S en la duración deseada. - Comúnmente la curva S tiende a fluctuar cerca del gasto - de equilibrio, lo que significa que el hidrograma inicial no representa un escurrimiento uniforme para la duración asignada. Debe probarse, entonces, otra duración hasta obtener una curva S sin ondulaciones, lo cual es una magní-- fica indicación de la duración del excedente de lluvia que produjo el hidrograma.

Tabla 14.3.-

Aplicación del Método de la Curva S-Río Guárico en Boca de Cagua

Tiempo en horas	Hidrograma Unitario - de 2 horas	Curva S	Curva S Desplazada t' horas	Columna (3)-(4)	Hidrograma Unitario de 4 horas
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
0	0	0		0	0,0
2	15	15		15	7,5
4	38	53	0	53	26,5
6	52	105	15	90	45,0
8	58	163	53	110	55,0
10	40	203	105	98	49,0
12	27	230	163	67	33,5
14	20	250	203	47	23,5
16	14	264	230	34	17,0
18	11	275	250	25	12,5
20	9	284	264	20	10,0
22	7	291	275	16	8,0
24	5	296	284	12	6,0
2	3	299	291	8	4,0
4	2	301	296	5	2,5
6	1	302	299	3	1,5
8	0	302	301	1	0,5

t = 2 horas
t' = 4 horas
t/t' = 2/4 = 1/2

14.5 Hidrograma Unitario de Clark

El método de Clark permite determinar el hidrograma unitario de una corriente en función de la forma de la cuenca contribuyente y del almacenamiento de la lámina escurrida, estableciendo una relación entre el hidrograma unitario y la capacidad almacenadora del sistema drenable.

La base principal del método consiste en que el hidrograma total de la cuenca es el resultado de la suma de los hidrogramas parciales de las subcuencas que la componen modificados por el almacenaje que ocurre entre ellas y el lugar donde se desea obtener el hidrograma total.

Clark propuso por primera vez el uso del histograma área-tiempo el cual se basa en la suposición de que el almacenamiento de la cuenca aplica dos funciones al excedente de lluvia: 1) traslación, representada por el histograma de área-tiempo, y 2) atenuación, representada por el tránsito del hidrograma usando el método de Muskingum a través de un almacenaje elemental en la salida, comparable con el almacenamiento en los canales de la cuenca. La distribución del tiempo de llegada del volúmen de excedente de lluvia constituye la base de la deducción del hidrograma unitario instantáneo (HUI) en este método.

La aplicación del método de Clark depende de la determinación de dos características de tiempo: el tiempo de concentración de la cuenca, t_c, y la constante de almacenamiento - K del sistema de canales. Ya se ha explicado, anteriormente en el texto, las distintas maneras de calcular el tiempo de concentración. La constante de almacenamiento, K, determina la atenuación del afluente debido al almacenamiento en los canales. Si el almacenaje se supone como un sistema lineal - sencillo en un embalse,

$$S = KQ, \quad y \quad \frac{dS}{dt} = K \frac{dQ}{dt} \qquad (14.3)$$

En base al principio de continuidad

$$\frac{dS}{dt} = I - Q$$

I = caudal afluente
Q = caudal efluente

Si el afluente, I, es el caudal del flujo del excedente de lluvia en el canal y si se considera el caudal de la co-- rriente después del punto de inflexión, entonces I = 0, y la ecuación 14.1, se transforma en

$$\frac{dS}{dt} = - Q = K \frac{dQ}{dt}$$

de donde:

$$K = - \frac{Q}{(dQ/dt)} \qquad (14.4.)$$

Este es un caso especial válido sólo en la recesión del -- hidrograma. En la figura 14.8 se muestra como se puede evaluar K a partir del hidrograma. Jewed explicó que el valor de K puede ser determinado generalmente como se muestra en la figura 14.8 considerando el caudal en el momento de máxima pendiente de la recesión del hidrograma semilogarítmico de la curva de recesión.
Según Wilson, K puede evaluarse a partir de la ecuación

$$K = \frac{\Delta V}{\Delta Q}$$

donde:

ΔV = volumen de escurrimiento encerrado por una estrecha banda de la recesión del hidrograma.

ΔQ = incremento de caudal en esa banda.

El afluente en el sistema de la cuenca es el excedente de lluvia RE; la descarga es un hidrograma unitario (se supone un excedente de lluvia unitario sobre la cuenca). La --

distribución en el tiempo del excedente de lluvia es el - histograma área-tiempo (HAT).

Para la construcción del HAT se subdivide la cuenca en -- subcuencas de igual tiempo de concentración (submúltiplos iguales del tiempo de concentración total de la cuenca -- resultando las denominadas cuencas isocronas (Figura 14.9).

El intervalo entre las curvas isocronas se tomará como - un submúltiplo del tiempo de concentración de la cuenca. - Por ejemplo, si el tiempo de concentración es igual a -- 20 horas se podría tomar 10 intervalos de 2 horas. El número de intervalos no debe ser menor de 6. Las isocronas se dibujan sobre planos que indiquen la topografía o la hidrografía de la zona, midiendo sobre los cauces (principal y afluentes) distancias equivalentes a los tiempos de concentración parciales. Estas distancias resultan igua-- les y de magnitud L/(número de isocronas), si se considera una velocidad media uniforme en la cuenca.

Las distancias se midén desde la salida y las isocronas se van numerando desde cero, comenzando en ese mismo sitio. - Luego se planimetra las áreas entre las isocronas y se obtiene la relación de porcentaje de área contra tiempo, -- (Figura 14.10), siendo el porcentaje del área el porciento de cada cuenca isocrona en relación al área total, y el tiempo, el mismo de las isocronas.

Al diagrama de porcentaje de área vs. tiempo se aplica el efecto almacenador de la cuenca, utilizando el método de - Muskingum bajo la hipótesis de que la cuenca es un gran -- embalse.

El HAT representa la secuencia con que el volumen de excedente de lluvia subdividido en incrementos, será trasladado hasta la salida de la cuenca donde se transita a tra-- vés de un sistema de almacenaje líneal para simular el sistema de almacenaje en los canales y proveer la atenuación - del hidrograma efluente.

La ecuación 14.1 se expresa como S = KQ, en el caso del - hidrograma unitario. Diferenciando respecto al tiempo se obtiene:

$$\frac{dS}{dt} = K \frac{dQ}{dt}$$

Para el caso excedente de lluvia-hidrograma unitario, la ecuación de continuidad se transforma en

$$\frac{(RE1 + RE2)}{2} t - \frac{(Q1 + Q2)}{2} t = S2 - S1$$

En una forma análoga, de la ecuación de tránsito por Mus-- kingum es:

$$Q_2 = Co\ RE2 + C1\ RE1 + C_2\ Q1$$

Puesto que x = 0, los coeficientes de tránsito resultan - ser:

$$Co = C1 = \frac{0,5t}{K+0,5t} \qquad C2 = \frac{K - 0,5t}{K + 0,5t}$$

En el HAT, RE1=RE2, etc. (Distribución uniforme del exdedente de lluvia durante el intervalo de tránsito t), y la ecuación de tránsito de Muskingum se simplifica:

$$Q_2 = 2\ C_o\ RE + C2Q1$$

La constante de almacenamiento de la cuenca es aproximadamente igual al tiempo de retardo T_L, cuyo valor puede estimarse a partir de una curva que relaciona T_L y T_c, - elaborada por la Dirección de hidrología del MARNR (Ver figura 14.11).

El efecto de almacenaje se aplica a cada intervalo y se procede a calcular las ordenadas de un hidrograma unitario instantáneo, multiplicando los valores en cada inter-

valo del diagrama % área-tiempo, transitado, por el denominado "escurrimiento unitario" (EU), dado por la fórmula

$$EU\ (m^3/s/mm) = \frac{\text{Area de la cuenca}(km^2)\ \times\ 10}{\text{Tiempo entre isocronas (seg)}}$$

Este factor no es más que una reducción de unidades. Las nuevas ordenadas vienen dadas en $m^3/seg/mm$ (Tabla 14.4). Estos hidrogramas representan volúmenes de excedentes de lluvia (con unidades de $km^2.mm$, puesto que el área de la cuenca se expresa en km^2 y la altura del excedente de -- lluvia se supuso igual a un mm).

A partir del hidrograma unitario instantáneo se puede obtener el hidrograma unitario para cualquier intervalo de tiempo finito, T, retardando el HUI el intervalo de tiempo, T, y calculando los promedios de las ordenadas del -- HUI en intervalos de T unidades. Esto se muestra en la figura 14.12. Obsérvese que el caudal pico del hidrograma -- unitario de duración T (HUT) se reduce y experimenta un -- retardo respecto al pico del HUI, y que el tiempo base del HUT se incrementa en un intervalo T.

La aplicación del hidrograma unitario es correcta en áreas en las cuales el escurrimiento es uniforme durante un cierto período de tiempo, lo cual requiere la utilización de -- una lluvia uniforme sobre la cuenca; por este motivo las -- áreas deben ser relativamente pequeñas, menores de 1000 km^2 en Venezuela.

14.6 El Hidrograma Triangular

En la figura 14.13 se muestra la representación de un hidrograma unitario típico, tal como se deduciría de las medi-- ciones en una cuenca, y la representación esquemática del mismo hidrograma sustituyendo el gráfico curvilíneo por - uno triangular que mantenga iguales la cantidad de escu-- rrimiento, el gasto pico y el tiempo pico. El hidrograma - triangular es especialmente aplicable a cuencas sin medi-- ciones.

14.6.1 Desarrollo de la Ecuación del Gasto Pico

Usando el triángulo de la figura 14.13b. se tiene que

$$Q = \frac{qi \ Tp}{2} + \frac{qi \ Tr}{2} = \frac{qi \ (Tp + Tr)}{2}$$

de donde se deduce que

$$qi = \frac{2Q}{Tp + Tr}$$

Si se hace $Tr = HTp$ entonces

$$qi = \frac{2Q}{(1 + H)Tp}$$

Luego, convirtiendose los milímetros por hora de qi a m^3 / seg, e introduciendo el área de drenaje A, en kilómetros cuadrados (1 mm/h=1/3,6 m^3/seg por km^2), se obtiene la expresión:

$$qp = \frac{1}{1,8(1+H)} \quad \frac{A \ Q}{Tp}$$

Pudiéndose escribir que

$$q_p = \frac{K \ A \ Q}{T_p}$$

siendo: $K = \frac{1}{1,8 \ (1+H)}$

Para: H= 1,91*

$$K = \frac{1}{1,8 \ (1+1,91)} = 0,191$$

---

* Valor de H encontrado por el autor de este trabajo a partir del análisis de 22 hidrogramas pertenecientes a 22 cuencas situadas en Venezuela.

$$Tb = 2{,}91\ T_p$$

$$q_p = \frac{0{,}191\ AQ}{T_p}$$

$$T_p = T_L + D/2$$

T_L se puede obtener en función del tiempo de concentración t_c a partir de la figura 14.11.
Así:

$$q_p = \frac{0{,}191\ AQ}{T_L + D/2}$$

donde:

Q = escurrimiento total en mm
qi = tasa pico en mm/h
T_p = tiempo en horas desde el comienzo del ascenso hasta la tasa pico
Tr = tiempo en horas desde la tasa pico hasta el final del triángulo
q_p = caudal pico en m^3 / seg
D = duración del excedente de lluvia en horas
T_L = tiempo de retardo, desde el centro del excedente de lluvia hasta el pico, en horas
t_c = tiempo de concentración en horas
Tb = tiempo base del hidrograma

Ejemplo:

Como ilustración del método se estimará el hidrograma unitario triangular para la cuenca del río Guataparo hasta el sitio Compañía Inglesa, Estado Carabobo, Venezuela.
Se conoce:

A = 45 km^2
Q = 1 mm
Tc = 1,5 horas
D = 1 hora

Para determinar el hidrograma triangular se necesita calcular T_p, q_p, y T_b.

$$T_p = T_L + D/2$$

Con tc = 1,5 horas se obtiene un valor de T_L = 1,2 horas (Figura 14.11).

$$T_p = 1,2 + 1/2 = 1,7 \text{ horas}$$

$$q_p = \frac{0,191\ A\ Q}{T_p} = \frac{0,191\ (45)\ (1)}{1,7} = 5,0\ m^3/seg$$

$$T_b = 2,91\ T_p = (2,91)(1,7 \text{ horas}) = 4,9 \text{ horas} \sim 5 \text{ horas}$$

Para obtener el hidrograma triangular se une el caudal cero del origen del hidrograma con el pico (qp) para un tiempo - T_p y luego se une qp con el caudal cero en el tiempo Tb mediante líneas rectas, según se muestra en la figura 14.14 .

El hidrograma triangular así obtenido se puede convertir en uno curvilíneo a partir de los valores estimados de qp y -- Tp, usando las proporciones mostradas en la Tabla 14.5 , - las cuales fueron obtenidas por el autor de este trabajo mediante el análisis de los mismos hidrogramas utilizados para la estimación del factor H.

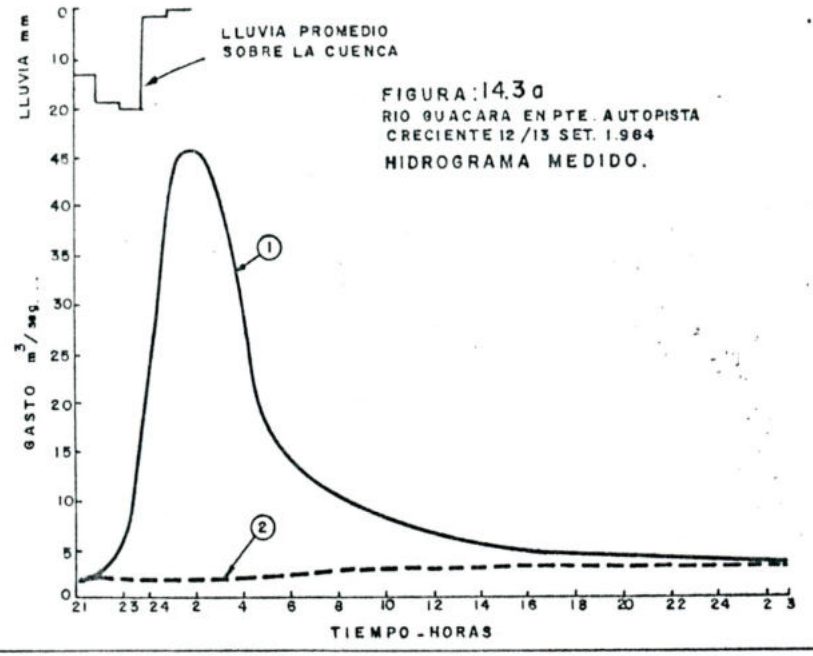
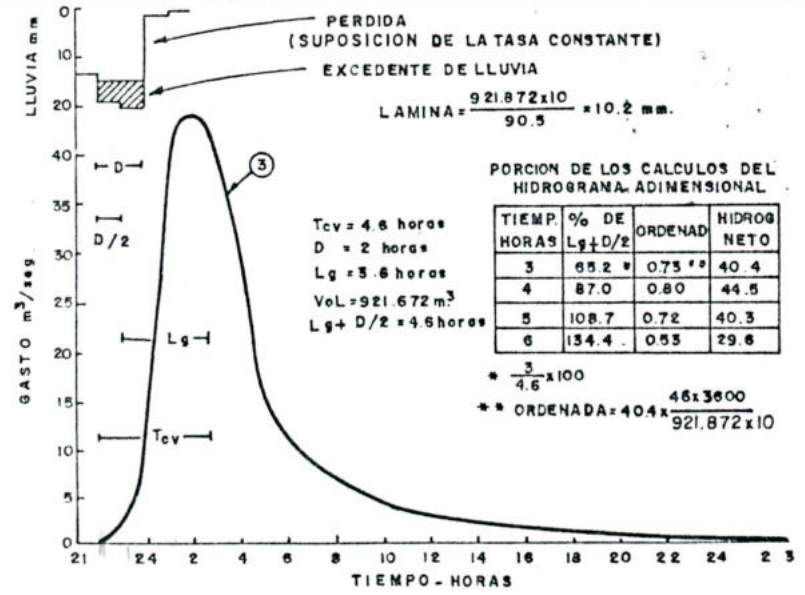


FIGURA: 14.3 a
RIO GUACARA EN PTE. AUTOPISTA
CRECIENTE 12/13 SET. 1.964
HIDROGRAMA MEDIDO.



$$\text{LAMINA} = \frac{921.872 \times 10}{90.5} = 10.2 \text{ mm.}$$

PORCION DE LOS CALCULOS DEL HIDROGRAMA ADIMENSIONAL

Tcv = 4.6 horas
D = 2 horas
Lg = 5.6 horas
Vol. = 921.672 m³
Lg + D/2 = 4.6 horas

TIEMP. HORAS	% DE Lg÷D/2	ORDENAD	HIDROG NETO
3	65.2 *	0.75 **	40.4
4	87.0	0.80	44.5
5	108.7	0.72	40.3
6	134.4	0.53	29.6

* $\frac{3}{4.6} \times 100$

** ORDENADA = $40.4 \times \frac{46 \times 3600}{921.872 \times 10}$

FIGURA: 14.3 b PROCEDINIENTO DE ANALISIS

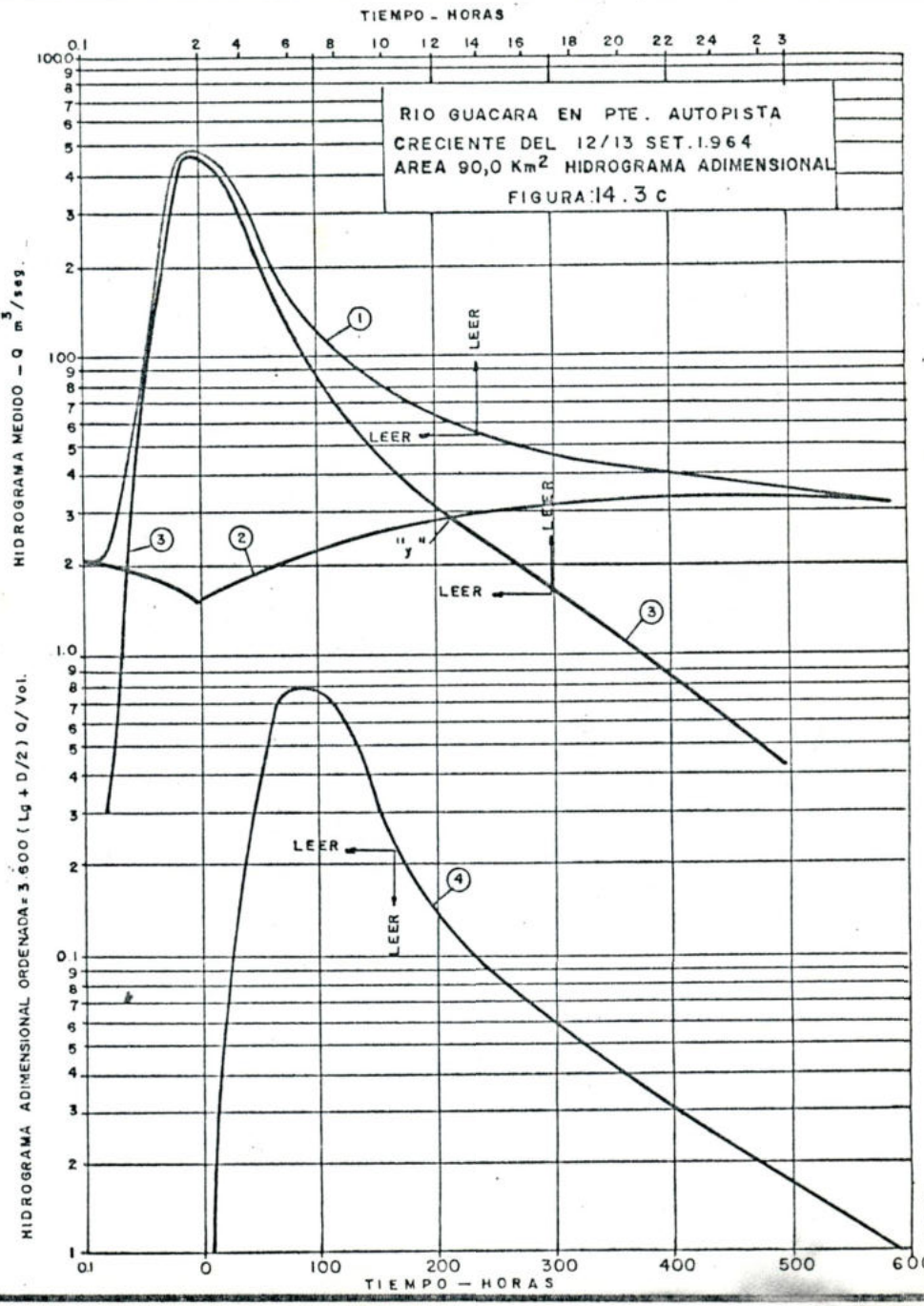


FIGURA: 14.3 c

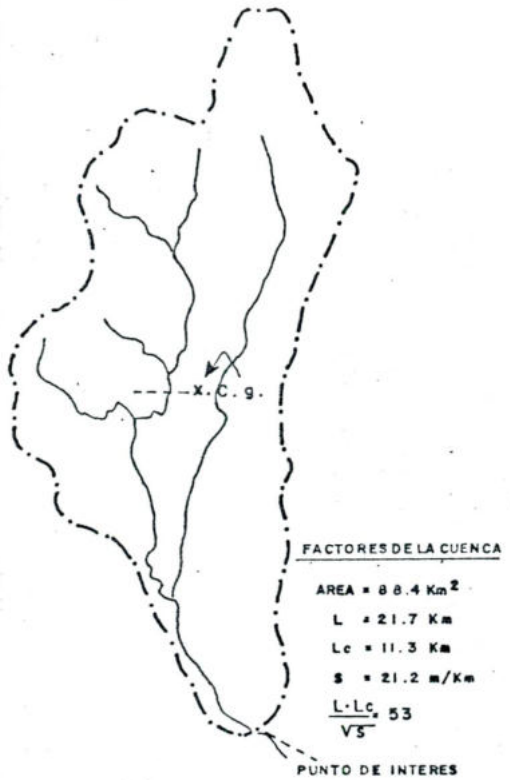


FIGURA: 14.4.a

CUENCA DEL RIO LOS GUAYOS

FIGURA: 14.4 b

CURVA DE RETARDO TIPICA

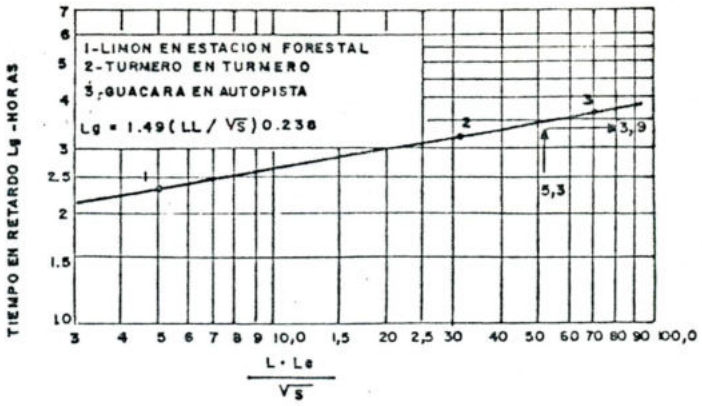


FIGURA: 14.4 c RIO LOS GUAYOS.

HIDROGRAMA ADIMENSIONAL

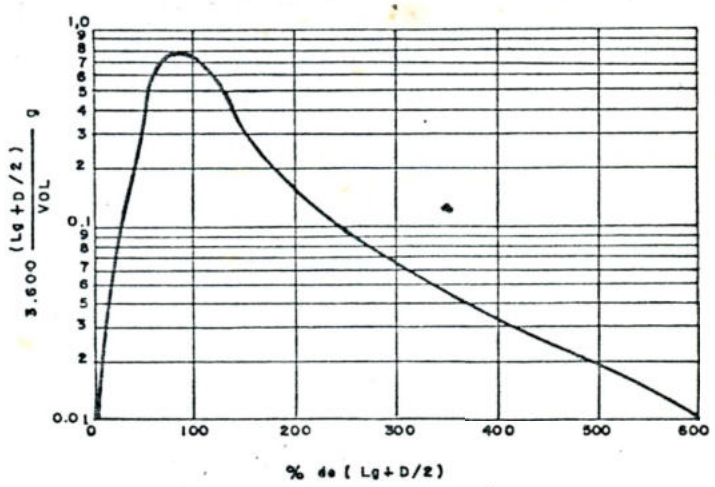


FIGURA: 14.4 d

CURVA DE VOLUMEN ACUMULADO vs TIEMPO

V TOTAL = 921.672 m³

V TOTAL / 2 = 460.836 m³

USADO PARA CALCULAR EL TIEMPO DE OCURRENCIA DE LA MITAD DEL VOLUMEN DEL HIDROGRAMA

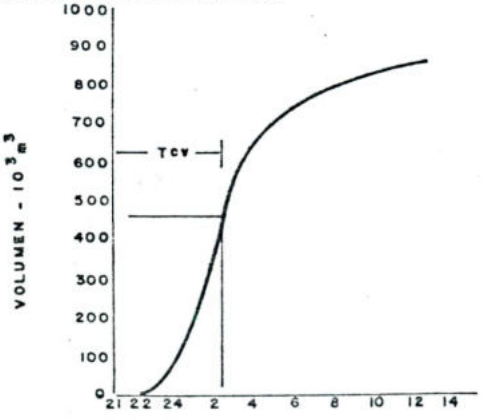


FIGURA: 14.4 e

DEDUCCION DE HIDROGRAMA UNITARIO

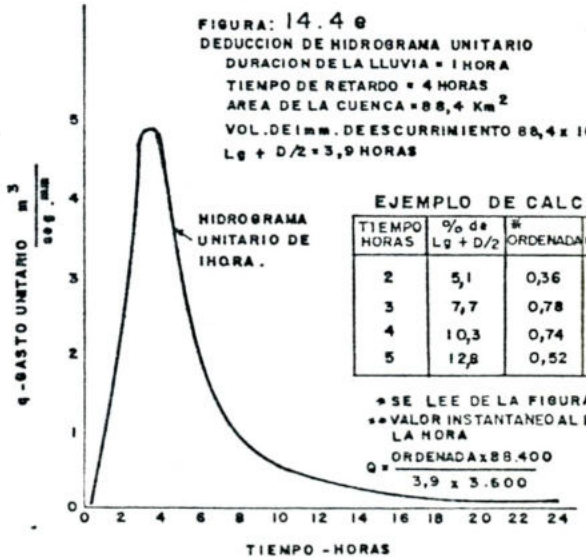
DURACION DE LA LLUVIA = 1 HORA

TIEMPO DE RETARDO = 4 HORAS

AREA DE LA CUENCA = 88,4 Km²

VOL. DE 1 mm. DE ESCURRIMIENTO 88,4 x 10³ m³

Lg + D/2 = 3,9 HORAS



EJEMPLO DE CALCULO

TIEMPO HORAS	% de Lg + D/2	* ORDENADA	** q unitario
2	51	0,36	2,3
3	7,7	0,78	4,0
4	10,3	0,74	4,7
5	12,8	0,52	3,3

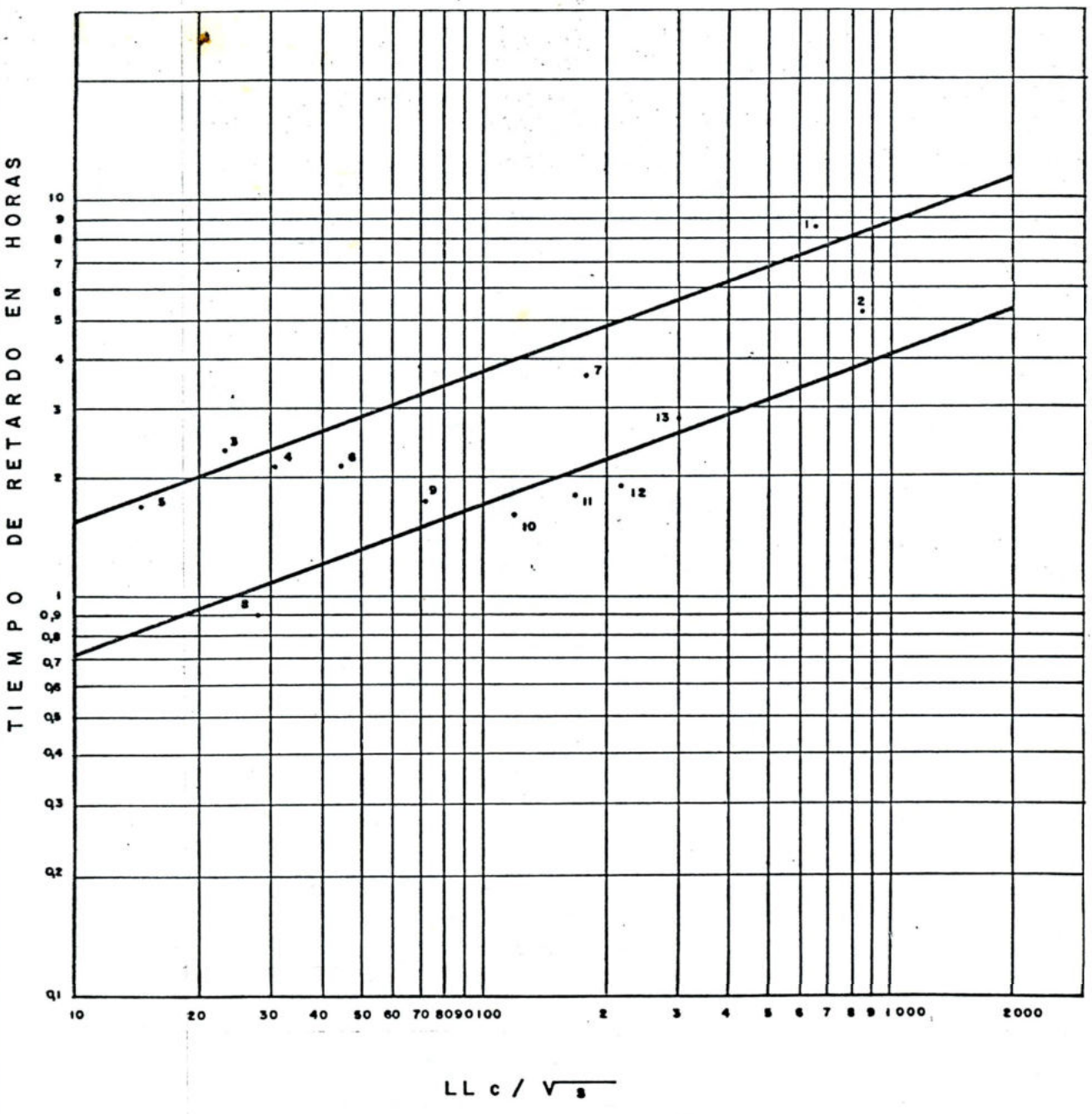
* SE LEE DE LA FIGURA

** VALOR INSTANTANEO AL FINAL DE LA HORA

$Q = \frac{\text{ORDENADA} \times 88.400}{3,9 \times 3.600}$

FIGURA._14.5 CURVA DE RETARDO APLICABLE EN VENEZUELA

1- RIO DE ORO EN LA COMUNIDAD
2- GUARAPICHE EN CANAGUAIMA
3- ALPARGATON EN CASERIO MANGUITO
4- RIOGRANDE EN LOS CARACAS
5- MACARAO EN PALO NEGRO
6- SAN PEDRO EN CARITE
7- GUAIRE EN PTE. SOUBLETTE
8- MACORUCA EN BARRANCAS
9- TOCORON EN PARCELA CHAVERO
10- RIO SECO EN ARENALES
11- RIO SECO EN SITIO DE PRESA
12- MASPARRO EN PTE. MASPARRO
13- YACAMBU EN EL CAJON



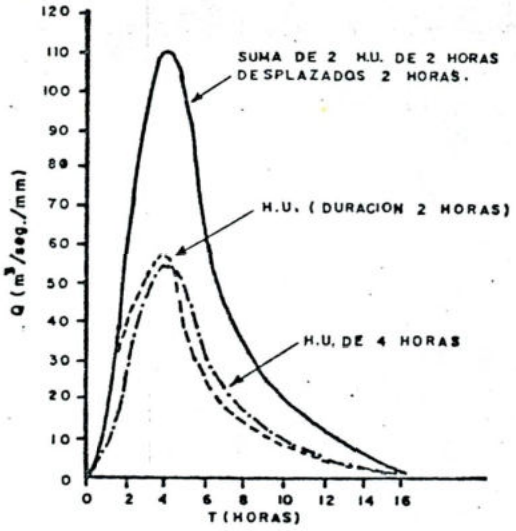


FIGURA: 14.6 CONSTRUCCION DE UN HIDROGRAMA UNITARIO DE DURACION 2 T.

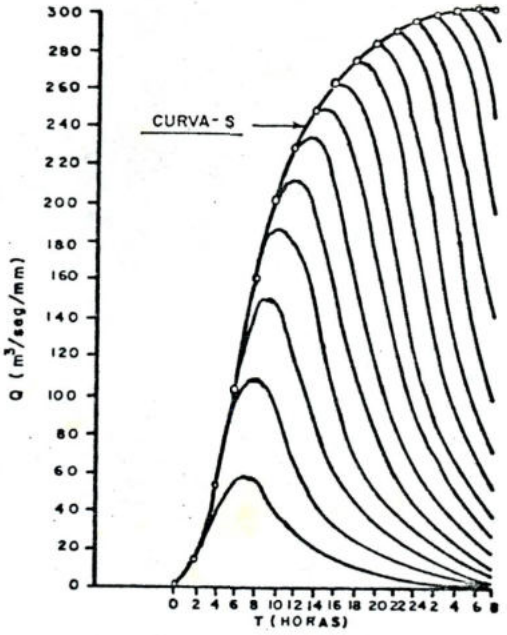
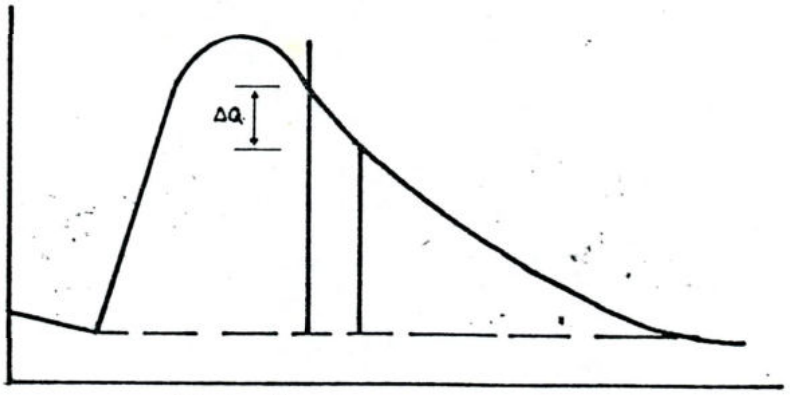
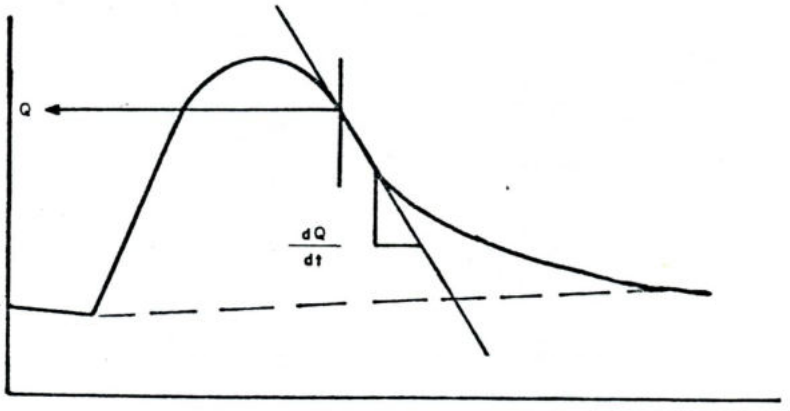


FIGURA: 14.7 ILUSTRACION GRAFICA DE LA CURVA S DE LA TABLA. 14.3

Rio Guarico en Boca de Cagua.



A) Según Wilson.



B) Segun Jewed.

FIGURA: 14.8 DETERMINACION DE LA CONSTANTE DE ALMACENAJE.

Cálculo del tiempo de concentración fórmula del Bureau of Reclamation

$T_c = (0.886 \frac{L^3}{H})^{0.385}$

L = 110 Km.

H = 500 Km.

$T_c = \left[0.886 \frac{(110)^3}{500}\right]^{0.385} = 20$ horas

$T_i = 20/10 = 2$ horas

FIGURA : 14.9

CUENCA DEL RIO PAO HASTA PASO LA BALSA.

MAPA DE ISOCRONAS.

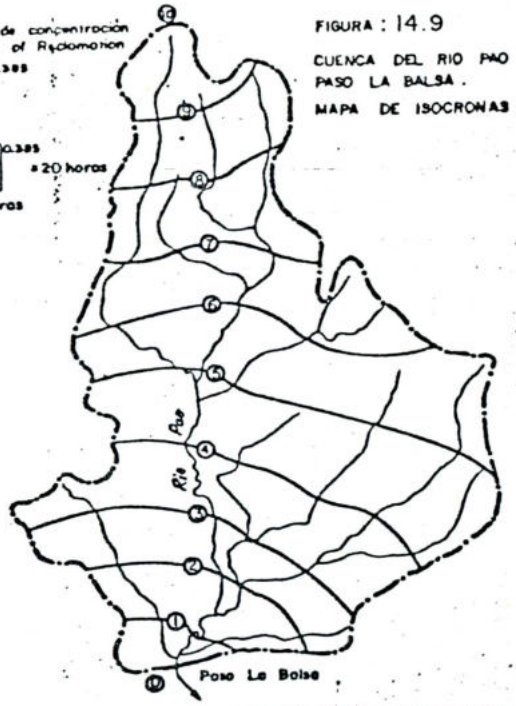
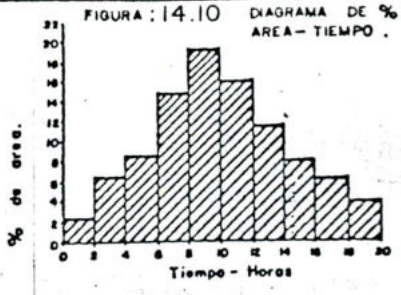


FIGURA : 14.10 DIAGRAMA DE % DE AREA – TIEMPO.



CALCULO DEL HIDROGRAMA UNITARIO INSTANTANEO

TABLA : 14.4

Tiempo horas	Area Km²		Modificación por almacenaje metodo de Muskingum			Hidrograma unitario instantaneo
	Interv.	%	(Co+Ci)x③	Cz x ⑥	④ + ⑤	m³/s/mm.
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
0	0	0	0	0	0	0
2	68	2.4	0.67	0	0.67	2.6
4	182	6.5	1.82	0.48	2.30	9.0
6	244	8.7	2.44	1.66	4.10	16.0
8	418	14.9	4.17	2.95	7.12	27.7
10	544	19.5	5.46	5.13	10.59	41.2
12	462	16.5	4.62	7.62	12.24	47.6
14	340	12.1	3.39	8.81	12.20	47.5
16	232	8.3	2.32	8.78	11.10	43.2
18	192	6.9	1.93	7.99	9.92	38.6
20	117	4.2	1.18	7.14	8.32	32.4
22			0	5.99	5.99	23.3
24			0	4.31	4.31	16.8
26			0	3.10	3.10	12.1
28			0	2.23	2.23	8.7
30			0	1.61	1.61	6.3
32			0	1.16	1.16	4.5
34			0	0.84	0.84	3.3
36			0	0.52	0.52	2.0

Cálculo de las constantes de Muskingum y del escurrimiento unitario.

De la figura ___ para $T_c = 20h$ $K = 6h$ además $T_i = 2h$

y $A = 2799\ Km^2$. $Co = Ci = \frac{0.5 \times 2}{6 + 0.5 \times 2} = 0.14$

$Cz = \frac{6 - 0.5 \times 2}{6 + 0.5 \times 2} = 0.72$

$EU = \frac{2799 \times 10}{2 \times 3600} = 3.89$

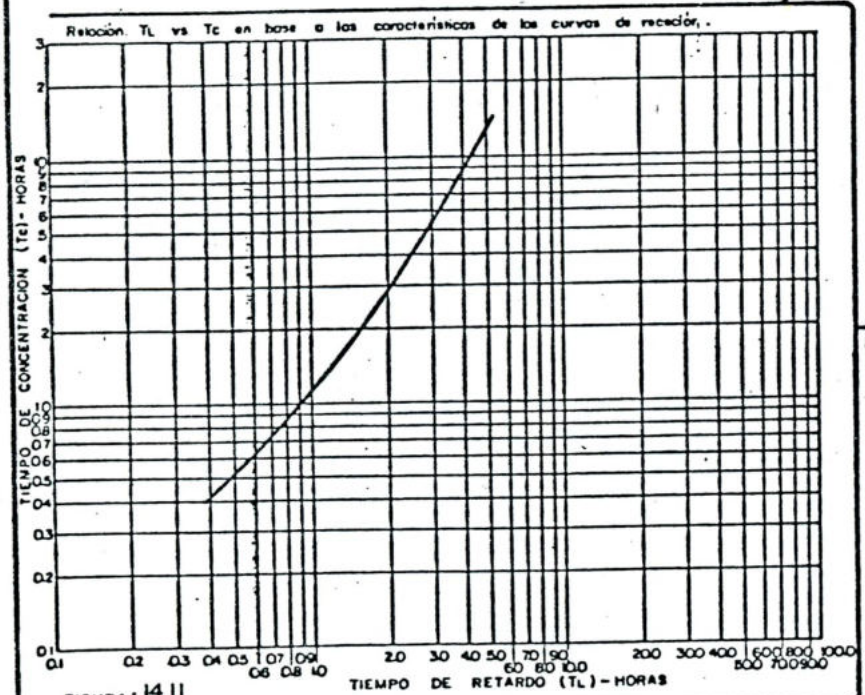
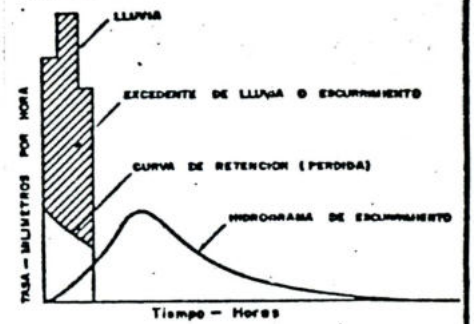


FIGURA : 14.11

FIGURA : 14.13 a - HIDROGRAMA UNITARIO TIPICO



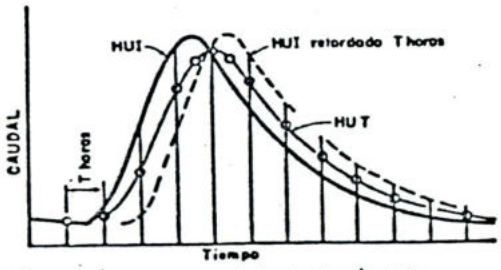
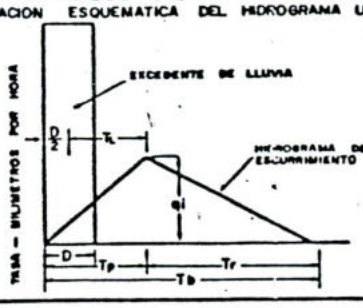


FIGURA : 14.12 Cálculo del hidrograma unitario de duración finita.

FIGURA : 14.13 b ANALISIS DEL HIDROGRAMA TRIANGULAR REPRESENTACION ESQUEMATICA DEL HIDROGRAMA UNITARIO



HIDROGRAMA TRIANGULAR DEL RIO GUATAPARO EN COMPAÑIA INGLESA

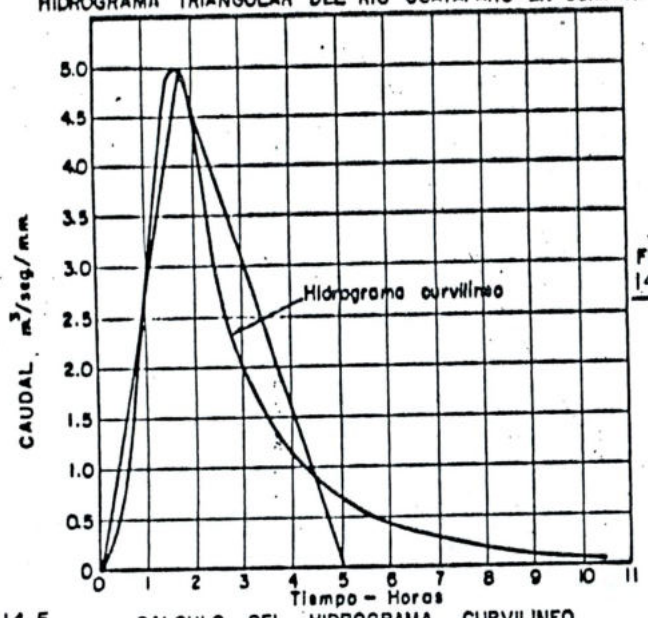


FIGURA: 14.14

TABLA: 14.5 CALCULO DEL HIDROGRAMA CURVILINEO

PROPORCION DE TIEMPO T/Tp	PROPORCION DE CAUDAL q/qp	EJEMPLO – VEASE FIG: TIEMPO HORAS	EJEMPLO – VEASE FIG: CAUDAL m³/seg
0	0	0	0
0.1	0.03	0.17	0.2
0.2	0.08	0.34	0.4
0.3	0.17	0.51	0.9
0.4	0.28	0.68	1.4
0.5	0.40	0.85	2.0
0.6	0.57	1.02	2.9
0.7	0.74	1.19	3.7
0.8	0.88	1.36	4.4
0.9	0.97	1.53	4.9
1.0	1.00	1.70	5.0
1.1	0.96	1.87	4.8
1.2	0.85	2.04	4.3
1.3	0.72	2.21	3.6
1.4	0.62	2.38	3.1
1.5	0.52	2.55	2.6
1.6	0.45	2.72	2.3
1.8	0.35	3.06	1.8
2.0	0.28	3.40	1.4
2.2	0.23	3.74	1.2
2.4	0.20	4.08	1.0
2.6	0.17	4.42	0.9
2.8	0.14	4.76	0.7
3.0	0.12	5.10	0.6
3.5	0.08	5.95	0.4
4.0	0.05	6.80	0.25
4.5	0.03	7.65	0.15
5.0	0.02	8.50	0.10
6.0	0.01	10.70	0.05
Infinito	0		

FIGURA: 14.15

APLICACION DEL HIDROGRAMA TRIANGULAR —— RIO GUAIRE EN PTE. SOUBLETTE. (CARACAS – VENEZUELA)

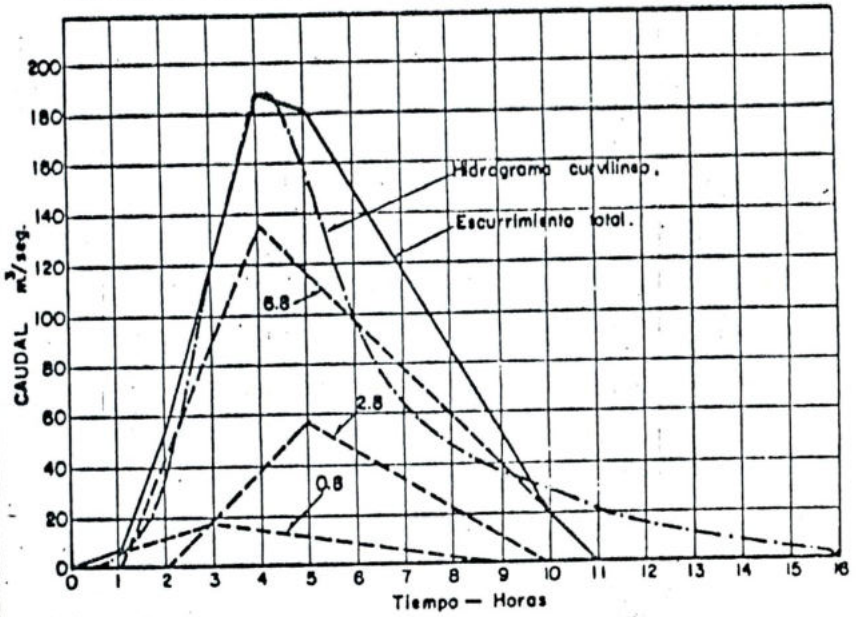


TABLA: 14.6 CALCULO DEL HIDROGRAMA TOTAL

* TIEMPO HORAS	Δ EXCEDENTE DE LLUVIA	Δ PICO (m^3/seg) (20xΔQ)	Δ HIDROGRAMA HORA DE COMIENZO	Δ HIDROGRAMA HORA DEL PICO	Δ HIDROGRAMA HORA DE Terminacion
0					
	0.8	16.0	0	3	5
1					
	6.8	136.0	1	4	10
2					
	2.8	56.0	2	5	11
3					

* Tiempo para el escurrimiento total.

Cuando las tormentas son de intensidad variable, la lluvia total se subdivide en incrementos de duración aproximadamente igual a 1/5 del tc.

Ejemplo:

Como ilustración se calcula el hidrograma curvilineo de una creciente del río Guaire hasta Puente Soublette producida por una tormenta de 3 horas de duración.

Se conoce:

Area = 319,7 km^2

Tc = 4 horas

Excedente de lluvia de duración D = 3 horas

Se toma incrementos sucesivos ΔD de 1 hora con lluvias -- de 0,8; 6,8 y 2,8 milímetros. Se procede a calcular los - valores de T_p, Tb y qp de un hidrograma simple para 1,0 - mm de excedencia de lluvia (escurrimiento) ocurrido en un período de 1 hora.

Para Tc = 4 h T_L = 2,5 h

$T_p = T_L + D/2 = 2,5+1/2 = 3$ horas

$Tb = 2,91\ T_p = 2,91\ (3\ h) = 8,7h \sim 9h$

$$qp = \frac{0,191\ A\ Q}{T_p} = \frac{0,191\ (319,7)\ (1)}{3} = 20,3 \sim 20\ m^3/seg$$

Para los sucesivos incrementos de lluvia de 1 hora de du-- ración, T_p y Tb permanecen constantes, pero qp varía de -- acuerdo a la proporción del incremento de excedencia de -- lluvia horario con respecto a 1,0 mm de excedencia de la - lluvia unitaria (correspondiente al hidrograma unitario). En la Tabla 14.6, se muestra el ejemplo de cálculo y en la Figura 14.15 se ha ploteado los hidrogramas particulares - para cada ΔD y se ha sumado sus ordenadas para obtener un hidrograma total. Este hidrograma triangular total puede - también hacerse curvilíneo utilizando las proporciones de t/tp y q/qp de la Tabla 14.5, aplicándolas a cada uno de - los hidrograms particulares y luego sumando los hidrogra-- mas curvilíneos resultantes.

15.- ESTIMACION DE GASTOS PICOS

15.1.- Teoría Racional de Escurrimiento Superficial Fórmula Racional

La fórmula racional es una de las ecuaciones más antiguas utilizadas para el cálculo de caudales picos de crecientes. Fué empleada por primera vez en Irlanda por Mulvaney en 1874.
Es importante entender las limitaciones inherentes al Método Racional.

La designación de "racional" implica que el método no es empírico; sin embargo, esto no es completamente cierto debido a que se usa coeficientes empíricos que dependen del criterio y la experiencia del ingeniero, para estimar las tasas de escurrimiento. Por otra parte, sólo hay experiencia al respecto en áreas drenadas por tuberías y en cuencas naturales con áreas menores de las 500 ha, por lo que no se recomienda el uso del método en áreas mayores.

Como concepto básico, el método racional supone que la máxima tasa de escurrimiento en una cuenca pequeña ocurre cuando toda la cuenca está contribuyendo, y que esta tasa de escurrimiento es igual a un porcentaje C de la tasa promedio de lluvia. En forma de ecuación:

$$Q = C\ I\ A \qquad (15.1)$$

DONDE:

Q = caudal en lt/seg
I = intensidad de la lluvia en lt/seg/ha
A = área de la cuenca en ha
C = razón del escurrimiento pico a la lluvia promedio

Implícito en la determinación de I, en la estipulación "cuando toda la cuenca está contribuyendo", está la determinación del tiempo de concentración, tc. De acuerdo a este razonamiento, si una lluvia de intensidad uniforme y duración infinita cae sobre una cuenca, la tasa de escurrimiento por hectárea alcanzará un máximo q = Q/A = C I en el tiempo tc, y después permanece constante -- (Ver figura 15.1). Concebido así, C representa la razón de q a I. Si la lluvia se termina en un tiempo T, - el escurrimiento bajará a cero en un tiempo tc, con las dos áreas sombreadas iguales (Figura 15.1). El volumen de escurrimiento será igual a C veces el volumen de lluvia; por lo tanto, C representa también un coeficiente - volumétrico o la razón de los volúmenes totales de escurrimiento y lluvia. Como la lluvia nunca ocurre uniformemente en la naturaleza, lo que es significante es la - intensidad promedio de lluvia durante tc, la ordenada I en la figura 15. 2 .

Las ideas modernas sobre el escurrimiento sostienen que las pérdidas debidas a los almacenamientos de depresión e intercepción y a la infiltración inicial deben ser suministradas antes de que pueda comenzar el escurrimiento; después que comienza el escurrimiento continúan las pérdidas por infiltración y hay otros efectos retardadores debidos a la retención de superficie y al almacenamiento en los canales. El efecto de estos últimos es el de hacer que el hidrograma de escurrimiento para una lluvia uniforme tome la forma indicada por la curva 2 - en la Figura 15. 3 , acercándose asimptoticamente a la línea s = I-f, donde f es la tasa de infiltración e I es la tasa de suministro (excedente de lluvia).

Si la lluvia cesa de repente, aproximadamente en un -- tiempo Te, cuando se alcanza el equilibrio, el escurrimiento no se detendrá inmediatamente. Debido a los efec-

tos de cantidad de movimiento, hay un tiempo T_L, desde - la terminación de la lluvia hasta que el escurrimiento - comienza a decrecer. La curva 1 en la figura 15.3, es la parte ascendente del hidrograma de la figura 15.1 , como se visualiza por la teoría racional, con la abscisa - tc = tiempo de concentración.

Una comparación de las curvas 1 y 2 muestra que mientras el método racional evalúa apropiadamente los efectos de retardo debidos al tiempo de viaje, no toma en cuenta -- los retardos por almacenamiento y por el exceso de cantidad de movimiento del flujo en los canales de drenaje. Aunque tc es una cantidad definible en la curva 1, es - indefinida en el caso de la curva 2.

En áreas drenadas por tuberías, la proporción del escu-- rrimiento total almacenado en tránsito en los tubos, es menor que para áreas naturales debido a la relativamente mayor capacidad de transporte de las tuberías en compa-- ración con los canales naturales. El área sombreada en-- tre las curvas 1 y 2, la cual representa el volumen de - almacenamiento, sería pequeña y las curvas tenderían a - ser iguales. Considérese ahora (Figura 15.4) el hidro-- grama de escurrimiento para una lluvia de duración -- Tr = Tc como se define por la curva 1 para una cuenca - sin almacenamiento. Las curvas 1 y 2 de la figura 15.4, son las mismas que en la figura 15.3 . La curva 3, la - porción descendente del hidrograma de acuerdo con el método racional, tiene una base igual a tc. Con el área -- natural, el escurrimiento no decrecería inmediatamente - debido a los efectos de cantidad de movimiento. Habría - un tiempo de retardo T_L entre Tr, el tiempo en que ter-- mina la lluvia, y Tp, el tiempo del pico. Después del -- pico, el hidrograma seguiría la curva 4, la cual tiene - un tiempo base mayor que el de la curva 3 y, como en la curva 2, combina los efectos de almacenamiento y tiempo de viaje.

El tiempo de concentración se calcula mediante fórmulas que toman en cuenta principalmente la longitud y la -- pendiente del canal principal; según se ha visto en capítulos anteriores.

El coeficiente de escurrimiento representa las abstracciones o pérdidas, o la proporción entre el escurrimiento y la lluvia. Para una cuenca dada, este parámetro -- varía en función de las distintas condiciones climato-- lógicas, geométricas y estacionales. Las pérdidas in-- cluyen infiltración, almacenaje por depresiones, evaporación, percolación e intercepción. Aparentemente estas abstracciones decrecen en magnitud a medida que aumenta la duración de la tormenta.

Desde el punto de vista del enfoque microscópico de la hidrología el coeficiente de escurrimiento representa - una forma sencilla de estimar la relación lluvia-escu-- rrimiento, si se considera las dificultades e incerti-- dumbres que se encuentra ordinariamente para modelar -- los procesos hidrológicos mencionados anteriormente. En la tabla 15.1, se presenta una manera sencilla de estimar el coeficiente de escurrimiento según aparece en el Manual de Drenaje del MOP de Venezuela.

El hidrograma resultante de la aplicación del método -- racional puede representarse en una forma sencilla si - se supone una variación lineal del limbo ascendente y - de la recesión. Esta suposición resulta práctica, y se justifica porque se está tratando con cuencas muy pe-- queñas y por lo burdo que resultaría la predicción de - las variaciones curvilineas de los hidrogramas. Resulta así, un hidrograma linealizado.

En el desarrollo de los hidrogramas linealizados se -- puede presentar tres casos de acuerdo a las condicio-- nes relativas de la duración de la lluvia y el tiempo - de concentración; esos casos son:

1) La duración de la lluvia es igual al tiempo de concentración de la cuenca. En este caso el escurrimiento pico ocurre cuando todo el flujo de cada porción del área tributaria contribuye hasta la salida, y el caudal pico del escurrimiento se calcula como: Q=CIA, siendo:

Q = caudal pico del escurrimiento en lt/seg
C = coeficiente de escurrimiento
I = intensidad de la lluvia en lt/seg/ha
A = área de la cuenca en ha

El tiempo base del hidrograma es tb = tr+tc = 2tc, y el volumen de escurrimiento resultante es C I tr A.

2) La duración de la lluvia es mayor que el tiempo de concentración de la cuenca. En este caso el caudal pico del escurrimiento se alcanza antes de finalizar la lluvia, de manera que toda la cuenca está contribuyendo con una tasa pico durante una porción del período de escurrimiento igual a tr-tc, después del cual el escurrimiento recesará a cero en un período de tiempo igual a tc.
El caudal pico del escurrimiento se calcula como
$Q_p = CIA$

La forma del hidrograma resultante es trapezoidal con tiempo base tb = tr + tc y volumen de escurrimiento C I tr A.

3.- El tiempo de concentración de la cuenca es mayor que la duración de la lluvia. De manera que toda la cuenca no está contribuyendo cuando termina la lluvia, debiendo hacerse un ajuste de la tasa de escurrimiento, de la siguiente forma:

$$Q = CI \frac{2\ tr}{tr+tc} A \qquad (15.2)$$

ESCURRIMIENTO A PARTIR DE UNA LLUVIA UNIFORME VISUALIZADO POR EL METODO RACIONAL.

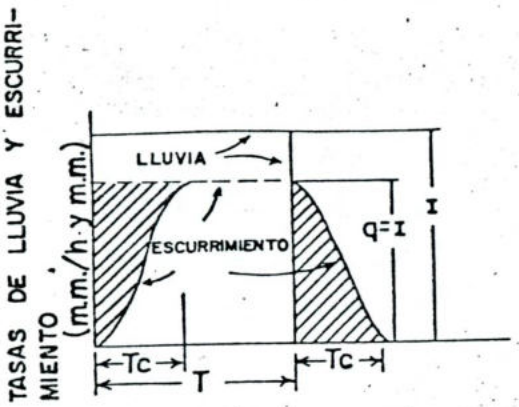


Figura: 15.1

HISTOGRAMA DE UNA LLUVIA TIPICA

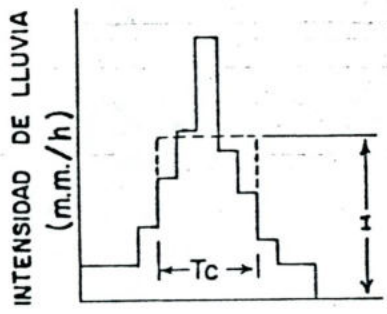


Figura: 15.2

HIDROGRAMAS DE ESCURRIMIENTO PARA UN BLOQUE DE LLUVIA UNIFORME

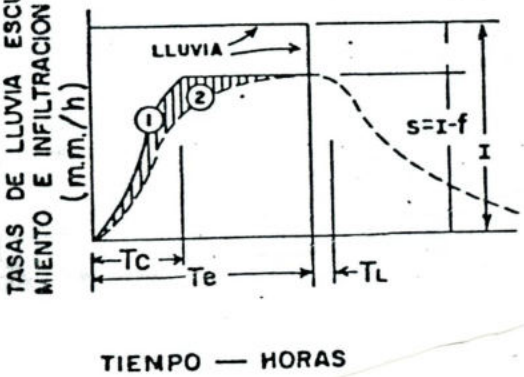


Figura: 15.3

HIDROGRAMAS DE ESCURRIMIENTO PARA UN BLOQUE DE UNA DURACION UNIFORME DE LLUVIA Tr.

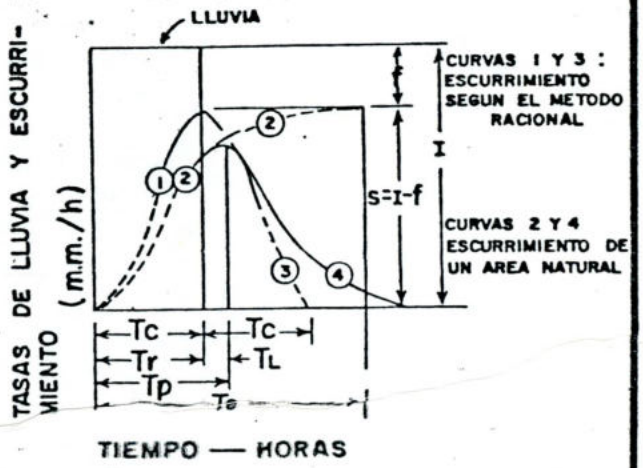


Figura: 15.4

El volumen de escurrimiento resultante es C I tr A.
En la figura 15.5 se ilustra los casos tratados.

Una vez generados los hidrogramas, estos pueden ser transitados hidrológicamente hasta los puntos de interés en la cuenca.

El coeficiente de escurrimiento es factor decisivo en la determinación de la tasa de escurrimiento y del tiempo de concentración para cada hidrograma, por lo que la elección adecuada de dicho coeficiente es complicada si se ha de tomar en cuenta no sólo las condiciones existentes, sino también las incertidumbres en los rápidos cambios ocasionados en el ambiente por los desarrollos urbanos.

Entre la información técnica disponible concerniente a la variación del coeficiente de escurrimiento con la duración de la lluvia y la naturaleza de la cuenca, se tiene el método de Hoad. Según Hoad, el coeficiente de escurrimiento ponderado en una área de drenaje viene dado por la ecuación.

$$C = x \frac{t}{t+8} + (1 - x) \frac{0,5\ t}{t+15} \qquad (15.3)$$

donde:

C = coeficiente de escurrimiento
t = duración de la lluvia en minutos
x = fracción de superficie impermeable

Es necesario hacer las siguientes consideraciones respecto al coeficiente de escorrentía.

1) Su valor, para una cuenca dada, varía de una lluvia a otra.
2) Depende de las condiciones antecedentes en la cuenca y tiene una cierta frecuencia. es decir, que si la lluvia ocurre con una frecuencia dada y el coeficiente de escorrentía tiene su propia frecuencia, el escurrimiento tendrá una frecuencia distinta de la lluvia.

Sin embargo, si la lluvia y el escurrimiento se consideran fenómenos independientes, los análisis de frecuencia de cada uno han demostrado que la razón:

$$C = \frac{\text{Tasa de escurrimiento pico de una frecuencia dada}}{\text{intensidad promedio de lluvia de la misma frecuencia}}$$

permanece relativamente constante para varias frecuencias. Por lo tanto, aunque no debe usarse un valor constante de C para una cuenca con el objeto de determinar el escurrimiento a partir de una ocurrencia de lluvia específica, - se puede utilizar para determinar el escurrimiento de una frecuencia particular si se aplica a una lluvia de la misma probabilidad de ocurrencia.

Vale la pena observar que, en hoyas con tiempos de concentración largos, la fórmula racional no reconoce el hecho de que lluvias cortas de gran intensidad pueden producir picos (no volúmenes) mayores que lluvias largas de menor intensidad correspondientes al Tc, a pesar de que - en el primer caso sólo una porción de la cuenca contribuye a la descarga.

Para ilustrar el método se estima el gasto pico con período de retorno de 10 años en la cuenca de la quebrada - Las Pailas hasta el sitio justamente antes de cruzar la - carretera Maiquetía-Catia La Mar, cerca del Aeropuerto de Maiquetía.

Ejemplo:

La quebrada Las Pailas tiene sus cabeceras en la Cordillera de La Costa a unos 1.100 m.s.n.m., presentando un régimen torrencial debido a las elevadas pendientes. En su sector superior disecta rocas plegadas y metamorfisadas de probable edad jurásico superior, las cuales se -- presentan a lo largo del curso del río; a la salida de - la cuenca la quebrada atraviesa sedimentos del Cuaternario. La vegetación en general es xerófila. El área drenada es de 450 hectáreas, con una pendiente media de --

125 m/km. En la Figura 15.6 se muestra un esquema de la cuenca.

En primer lugar, después de estimar la pendiente y el área de la cuenca a partir de un plano de una escala adecuada, se calcula el tiempo de concentración utilizando algunas de las fórmulas conocidas como, por ejemplo, la fórmula del Guaire, según la cual:

$$Tc = 0,335 \left[\frac{A}{\sqrt{S}}\right]^{0,595} = 0,335 \left[\frac{4,5}{125}\right]^{0,595} = 0,21 \text{ h}$$

Tc = 13 min.

Se supone un tiempo de concentración de 15 minutos. Se toma la duración de lluvia a aplicarse igual al tiempo de concentración, es decir, 15 minutos. Con esta duración y el período de retorno de 10 años se entra a la curva de intensidad-duración-frecuencia de la estación pluviométrica Maiquetía (Figura 15. 7) situada muy cerca de la cuenca (Ver Figura 15. 6) y se obtiene una intensidad de lluvia de 88 mm/hora.

Con las características físicas de la cuenca especificadas en la descripción de la misma que se hizo al comienzo, se obtiene un coeficiente de escorrentía de 0,60 a partir de la Tabla 15.1.

Finalmente, se calcula el gasto pico utilizando la fórmula racional:

Q = C I A

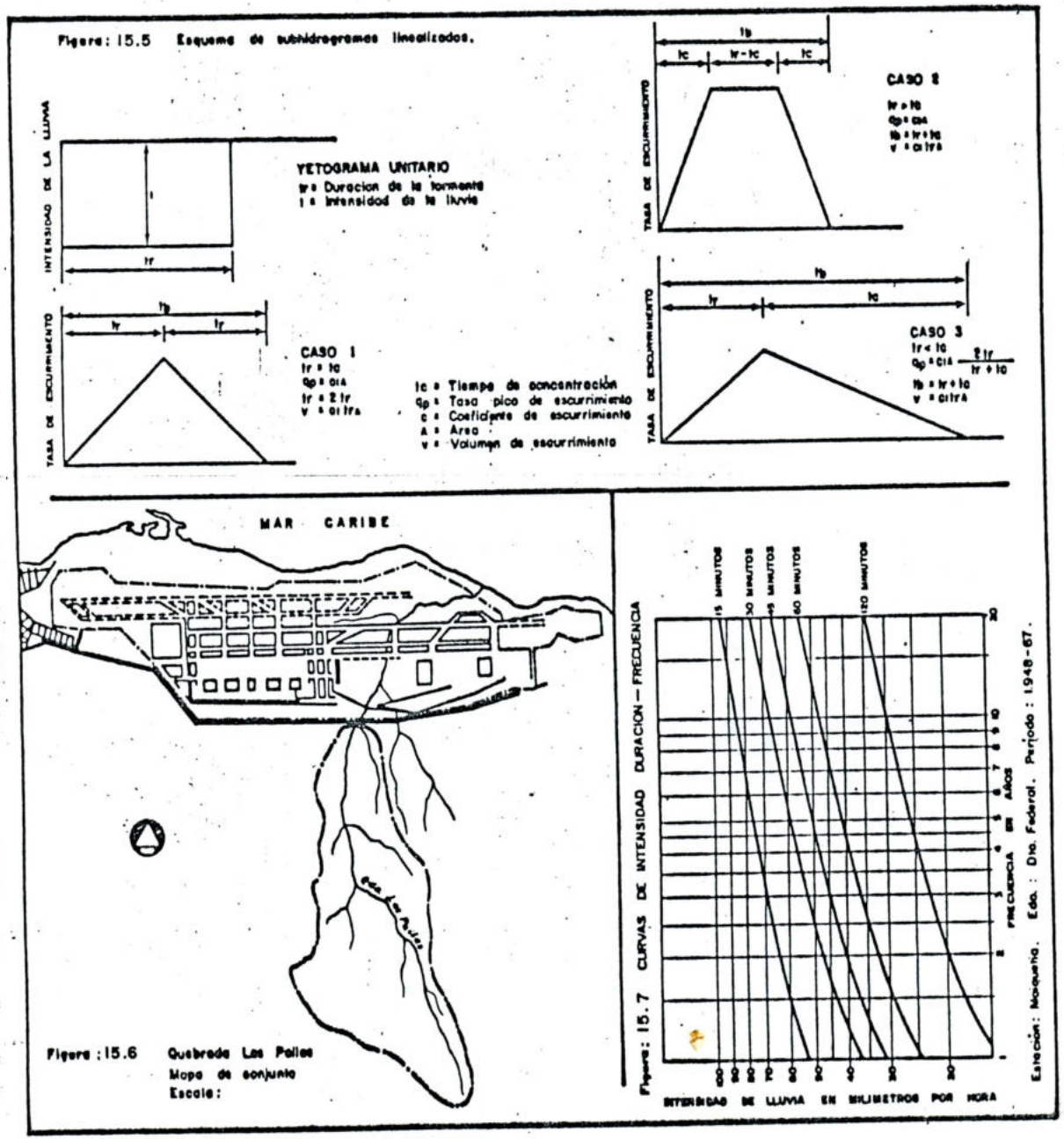
C = 0,60

I = 88mm/hora = 2,78 x 88 lt/seg/ha = 245 lt/seg/ha

A = 450 ha

Q = 0,60 x 245 lt/seg/ha x 450 ha = 66.150 lt/seg

Q = 66 m^3/seg


Figura: 15.5 Esquema de subhidrogramas linealizados.
INTENSIDAD DE LA LLUVIA
YETOGRAMA UNITARIO
tr = Duracion de la tormenta
i = Intensidad de la lluvia
TASA DE ESCURRIMIENTO
CASO 1
tr = tc
Qp = c i A
tr = 2 tr
v = c i tr A
CASO 2
tr > tc
Qp = c i A
tb = tr + tc
v = c i tr A
CASO 3
tr < tc
Qp = c i A 2 tr / tr + tc
tb = tr + tc
v = c i tr A
tc = Tiempo de concentración
Qp = Tasa pico de escurrimiento
c = Coeficiente de escurrimiento
A = Area
v = Volumen de escurrimiento
MAR CARIBE
Quebrada Las Palias
Figura: 15.6 Quebrada Las Palias
Mapa de conjunto
Escala:
Figura: 15.7 CURVAS DE INTENSIDAD DURACION — FRECUENCIA
15 MINUTOS
30 MINUTOS
45 MINUTOS
60 MINUTOS
120 MINUTOS
FRECUENCIA EN AÑOS
INTENSIDAD DE LLUVIA EN MILIMETROS POR HORA
Estación: Maiquetía. Edo. : Dto. Federal. Período : 1948-67.

15.2.- Estimación de Picos de Crecientes Mediante el Método de Clark

Una vez obtenidas las ordenadas del hidrograma unitario - instantáneo, se procede a obtener el hidrograma total -- aplicando un excedente de lluvia instantáneo, es decir, - de duración t = 0 horas. Clark ideó la forma de obtener - el excedente de lluvia instantáneo tomando la lluvia co-- rrespondiente a cada intervalo de tiempo t y repartiéndo- la en dos partes iguales, concentrando los valores obteni dos como instantáneos al comienzo y al final de período. La cuenca del río Pao sirve de ilustración (considerando el excedente de lluvia calculado para esta cuenca en el - capítulo 12.4.

Tiempo	Excedente de lluvia en ca da intervalo	Lluvia repartida Intervalo 1	2	3	Excedente de Llu-- via Instantáneo --
0	0	1,7			1,7
1	3,3	1,7	1,8		3,5
2	3,7		1,8	1,1	2,9
3	2,2			1,1	1,1

Estas lluvias se aplican al hidrograma unitario instantá- neo en forma consecutiva desplazando los hidrogramas obte nidos para cada una de ellas, un intervalo de t horas -- (1 hora que es el intervalo de tiempo entre los incremen- tos del excedente de lluvia en el presente ejemplo): es - decir, se aplica la lluvia de tiempo cero (0) y se obtie- ne el primer hidrograma; se aplica la lluvia de tiempo t y se obtiene el segundo hidrograma, el cual debe despla-- zarse t horas respecto al anterior; se aplica la lluvia - de tiempo 2t y se obtiene el tercer hidrograma el cual se desplaza t horas respecto al anterior y 2t respecto al -- primero, y así sucesivamente. Sumando todos estos hidro-- gramas parciales desplazados, se obtiene el hidrograma to tal (Tabla 15.2).

Tabla 15.1.-

Coeficiente de Escorrentía C							
		Pendiente del Terreno					
Cobertura Vegetal	Tipo de Suelo	Pronunciada	Alta 50%	Media 20%	Suave 5%	Despreciable 1%	
Sin Vegetación	Impermeable	0,80	0,75	0,70	0,65	0,60	
	Semipermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50	
	Permeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30	
Cultivos	Impermeable	0,70	0,65	0,60	0,55	0,50	
	Semipermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40	
	Permeable	0,40	0,35	0,30	0,25	0,20	
Pastos Vegetación Ligera	Impermeable	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45	
	Semipermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35	
	Permeable	0,35	0,30	0,25	0,20	0,15	
Hierba Grama	Impermeable	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40	
	Semipermeable	0,50	0,45	0,40	0,35	0,30	
	Permeable	0,30	0,25	0,20	0,15	0,10	
Bosques Densa Vegetación	Impermeable	0,55	0,50	0,45	0,40	0,35	
	Semipermeable	0,45	0,40	0,35	0,30	0,25	
	Permeable	0,25	0,20	0,15	0,10	0,05	

NOTA: Para zonas que se espera puedan ser quemadas se debe aumentar los coeficientes así:

Cultivos: Multiplicar por 1.10

Hierba, pastos y vegetación ligera, bosques, y vegetación densa: multiplicar por 1.30

(Tomado del Manual de Drenaje de MOP)

Otra manera de obtener el hidrograma total consiste en - calcular el hidrograma unitario de t horas de duración - (en este caso 2 horas, que es el intervalo entre isocronas) promediando las ordenadas del hidrograma instantá-- neo en intervalos de t horas. Este hidrograma se convierte a la duración deseada (3 horas: duración del excedente de lluvia; ver tabla anterior) mediante el método de la curva S, y aplicándole el excedente de lluvia, se tendrá el hidrograma total (Tabla 15.2).
En la figura 15.8 se presenta los hidrogramas obtenidos por ambas alternativas, comparadas con el hidrograma -- real medido.

15.3.- Estimación de los Gastos Picos para Frecuencias Dadas

El caudal pico Q_p con un período de recurrencia T_r, se - puede estimar a partir de $\bar{Q}$, la creciente media anual, - mediante una ecuación del tipo:

$$Q_p = \bar{Q} + k\sigma \qquad (15.4)$$

donde:

Q_p = pico de creciente con probabilidad p
σ = desviación normal de las crecientes
k = factor de frecuencia, el cual depende de la forma de la distribución de los datos de creciente, supuesta.

Si hay suficientes datos (unos 10 años de registro) como para definir a $\bar{Q}$ con precisión, entonces se puede -- utilizar también un análisis de frecuencia directo, tal como se hizo con la lluvia.

Tabla 15.2.-

Cálculo del Hidrograma Total. Aplicación de la Lluvia Instantánea

Tiempo Horas	Hidrograma Unitario Instatáneo $m^3/s/mm$	(7) x 1,7 Desplazado 0 Horas	(7) x 3,5 Desplazado 1 hora	(7) x 2,9 Desplazado 2 ho--	(7) x 1,1 Desplazado 3 ho--	Hidrogama total (8)+(9)+(10)+(11) m^3/s
1	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)
0	0	0				0
1	1,3	2,2	0			2,2
2	2,6	4,4	4,5	0		8,9
3	5,8	9,9	9,1	3,8	0	22,8
4	9,0	15,3	20,3	7,5	1,4	44,5
5	12,5	21,3	31,5	16,8	2,9	72,5
6	16,0	27,2	43,8	26,1	6,3	103,4
7	21,8	37,1	36,0	36,3	9,9	139,3
8	27,7	47,1	76,3	46,4	13,7	183,5
9	34,5	58,7	97,0	63,2	17,6	236,5
10	41,2	70,0	120,8	80,3	24,0	295,1
11	44,4	75,5	144,2	100,0	30,4	350,5
12	47,6	80,9	155,4	119,5	37,9	393,7
13	47,5	80,7	166,6	128,8	45,3	421,4
14	47,4	80,6	166,3	138,0	48,8	433,7
15	45,4	77,2	165,9	137,8	52,4	433,3
16	43,2	73,4	158,9	137,4	52,2	421,9
17	40,9	69,5	151,2	131,6	52,1	404,4
18	38,6	65,6	143,2	125,3	49,9	384,0
19	35,5	60,3	135,1	118,6	47,5	361,5
20	32,4	55,1	124,2	111,9	45,0	336,2
21	27,8	47,3	113,4	103,0	42,4	306,1
22	23,3	39,3	97,3	94,0	39,0	269,9
23	20,0	34,0	81,6	80,6	35,6	231,8
24	16,8	28,6	70,0	67,6	30,5	196,7
25	14,5	24,7	58,8	58,0	25,6	167,1
26	12,1	20,6	50,8	48,7	22,0	142,1
27	10,4	17,7	42,4	42,1	18,4	120,6
28	8,7	14,8	36,4	35,1	15,9	102,2
29	7,5	12,8	30,4	30,1	13,3	86,6
30	6,3	10,7	26,3	25,2	11,4	73,6
31	5,4	9,2	22,1	21,8	9,5	62,6
32	4,5	7,7	18,9	18,3	8,2	53,1
33	3,9	6,6	15,8	15,7	6,9	45,0
34	2,6	4,4	11,6	11,3	4,9	32,2
36	2,0	3,4	9,1	9,5	4,2	26,2
37			7,0	7,5	3,6	18,1
38				5,8	2,8	8,6
39					2,2	2,2

La tabla 15.3 muestra un ejemplo de cálculo utilizando la ecuación anterior para estimar Q_p, y en la figura -- 15.9 se presenta una curva de frecuencia con un ejemplo de estimación de picos correspondientes a períodos de retorno dados.

15.4.- Análisis Regional de Frecuencia de Crecientes

Los registros de crecientes en las estaciones fluviométricas son generalmente cortos, representan diferentes períodos de tiempo, y los errores de muestreo correspondientes son grandes. Además, es raro que se necesite información sobre la frecuencia de las crecientes precisamente en el sitio de medición; es más común que se necesite en sitios sin mediciones.

Mediante este método se combina los registros de estaciones ubicadas dentro de una región, con lo cual se consigue reducir el error de muestreo, basar los resultados en un período uniforme de experiencias, y producir relaciones de frecuencia de crecientes, generalmente aplicables dentro de la región.
Cinco estaciones en un área hidrológicamente homogénea miden la misma creciente 5 veces en lugar de medir 5 -- crecientes cada año; en otras palabras, 5 períodos de - 20 años darían lugar a un registro de 20 años y no a un registro de 100 años. Entonces los registros cortos en una región homogenea pueden promediarse produciendo, de esa manera, varias mediciones de los eventos de cada -- año; la mediana de esos valores da una mejor medida de las características de frecuencia del evento.

El estudio regional de frecuencias de crecientes consiste de 2 partes: 1) el desarrollo de curvas básicas de - frecuencia, adimensionales, que representen la razón de la creciente de cualquier frecuencia a una creciente índice (la creciente media anual); y 2) el desarrollo de

Tabla 15.3.-

Ejemplo de Cálculo de frecuencia de caudales utilizando las Distribuciones de Pearson y de Gumbel

Tr (años)	K Pearson	K Gumbel	σK Pearson	σ K Gumbel	Xpearson M^3/seg	Xgumbel M^3/seg
1	-2	-2	-332	-332	196	196
2,33	0,1	0	17	0	545	528
5	0,85	0,95	141	174	669	685
10	1,2	1,55	199	257	721	785
25	1,75	2,45	290	406	818	934
50	2,05	3,05	340	506	868	1034
100	2,33	3,7	386	614	914	1142
200	2,55	4,25	423	705	951	1233
500	2,9	5,2	481	863	1009	1391
1000	3,09	5,9	512	979	1040	1507

$\Sigma x = 7.925 \quad \Sigma x^2 = 4.566.163 \quad \Sigma x^3 = 2.895.103.607$

$\bar{X} = 528 \quad \bar{X}^2 = 278.784 \quad 2\,\bar{X}^3 = 294.395.904$

$\bar{X}^2 = 304.411 \quad \bar{X}^3 = 193.006.907 \quad 3\,\bar{X}^2\bar{X} = 428.187.024$

$$\sigma = \sqrt{1.0714\ (304.411 - 278.748)} = \sqrt{27456} = 166$$

$$\sigma^3 = 4.574.296$$

$$a = 0.0824\ [193.006.907 - 428.187.024 + 294.395.904] = 429.780$$

$$Cs = \frac{a}{\sigma^3} \quad \frac{429.780}{4.574.296} = 0,09$$

relaciones entre las áreas de drenaje y la creciente media anual, para hacer posible la predición de la creciente media anual, en cualquier punto de la región.

La combinación de la creciente media anual y la curva básica de frecuencia (expresada en términos de la creciente media anual) provee una curva de frecuencia para cualquier - localidad de la región.

15.4.1 Curva Básica de Frecuencia

En una región homogénea, las corrientes individuales exhibirán curvas de frecuencia con pendientes similares. Reduciendo las crecientes picos a relaciones adimensionales, - las curvas obtenidas ploteando las proporciones de crecientes se pueden superponer y coincidirán bastante bien; todas pasarán por la frecuencia de 2,33 años para un valor - de la proporción igual a 1,0, pero tendrán pendientes distintas.
Se puede probar la variación de estas pendientes para averiguar si la dispersión entre las muestras de una misma población ocurre por casualidad (prueba de homogeneidad). Si es así, se satisface la suposición de una región homogénea. Dentro de esta región la mejor representación de la relación de frecuencia de crecientes se obtiene combinando todas las curvas adimensionales. La curva promedio de frecuencia resultante es aplicable sobre toda la región y se denomina "Curva regional de frecuencia".

15.4.2 Prueba de Homogeneidad

Para saber, si los registros de un grupo de estaciones fluviométricas son homegéneos, se determina si ellos difieren unos de otros en cantidades que, razonablemente, puede esperarse que ocurran por casualidad.

La posición verdadera de un gráfico de frecuencia puede diferir de la posición indicada por los puntos ploteados a partir de los registros disponibles. Mediante técnicas estadísticas se puede estudiar la posibilidad de que la posición verdadera esté ubicada a una cierta distancia de los puntos ploteados. Si se plotea varios gráficos de frecuencia, la mayoría de ellos se agrupará, pero otros caerán aparte; si la dispersión es demasiado grande, estos gráficos no son parte del grupo que se prueba.

Se ha supuesto, como un límite aceptable, de la dispersión un rango de variación de dos desviaciones típicas (2σ) de la variable reducida "y" de la distribución de frecuencia de valores extremos de Gumbel. Esto significa que en un número grande de registros diferentes pero homogéneos, de N años cada uno, el 95% de las estimaciones de la creciente de T años, está comprendido entre 2σ y el valor de la creciente más probable para T.

La prueba se realiza con las crecientes de 10 años (T) porque éste es el mayor intervalo de recurrencia para el cual la mayoría de los registros dan estimaciones confiables.

De acuerdo a esta premisa, se calcula la tabla 15.4 , a partir de la cual se construye la carta de pruebas de homogeneidad.

Tabla 15.4.-

Límites Inferior (Ti) y Superior (Ts) de la carta de Prueba de Homogeneidad.

N (Años)	Ti (Años)	Ts (Años)
5	1,2	160
10	1,85	70
20	2,8	40
50	4,4	24
100	5,6	18
200	6,5	15,5
500	7,7	13
1000	8,3	12

Ti = límite inferior de los períodos de retorno
Ts = límite superior de los períodos de retorno

15.4.3 Creciente Media Anual

Es, por definición, la creciente con período de retorno - igual a 2,33 años en la curva de frecuencia definida por un conjunto de puntos referidos al mismo período de tiempo base.

La magnitud de la creciente media anual es afectada por - factores fisiográficos y/o meteorológicos. Dada una cuenca ubicada dentro de una cierta región, la creciente media anual esperada se obtiene correlacionando las crecientes medias anuales de otras áreas de drenaje dentro de la región, con las características fisiográficas y meteorológicas de la cuenca y la región.

15.4.4 Procedimiento de Cálculo

El procedimiento de cálculo del análisis regional de crecientes consiste en lo siguiente:

Selección de Estaciones:

Debe incluirse los registros viejos y discontínuos. Incluyendo las estaciones con lecturas de mira. Los almacenamientos u otros factores artificiales que tenderían a modificar significativamente los caudales de las crecientes, deben ser mínimos. Lístese las estaciones no incluídas en la recopilación debido a que tienen un registro muy corto, a que no poseen curvas de gasto, o por otras razones; muéstrese por que se excluye estas estaciones. Si los registros de 2 cuencas en la misma corriente de agua muestran diferencias menores del 25%, ambos pueden considerarse como un mismo registro. Si ambos corresponden al mismo período, úsese el mejor o úsese los dos caudales, asignando a cada uno un peso de 50%; si corresponden a períodos diferentes, combínense para formar uno más largo.

Selección de un Período Base:

El análisis estadístico de las crecientes supone que éstas son de una naturaleza fortuita. No obstante, existen patrones persistentes o cambios cíclicos en el tiempo. Para combinar registros, debe analizarse datos comparables; ésto elimina la variabilidad con el tiempo. Para separar los distintos factores que afectan los picos de las crecientes, es deseable un período común para todos los registros; este período común o base se establece a partir de los registros más largos. Un diagrama de barras suministra un registro compacto de los datos disponibles, y es una ayuda para seleccionar el período base. (Ver la Figura 15.10).

Ajuste de los Registros al Período Base:

En primer lugar se lista los datos en planillas; debe copiarse los picos de crecientes para cada estación. Tabúlese solamente el año y el caudal (columnas 1 y 4 de la Figura 15.11). Luego se estima los caudales correspondientes a los años de registro faltantes, ploteando las crecientes anuales registradas en la estación en cuestión vs. las crecientes anuales de otra estación donde el registro es com-

FIGURA : 15.8 Río Poo en Paso La Boisa — Creciente del 10/5/70
HIDROGRAMA DE ESCURRIMIENTO DIRECTO.

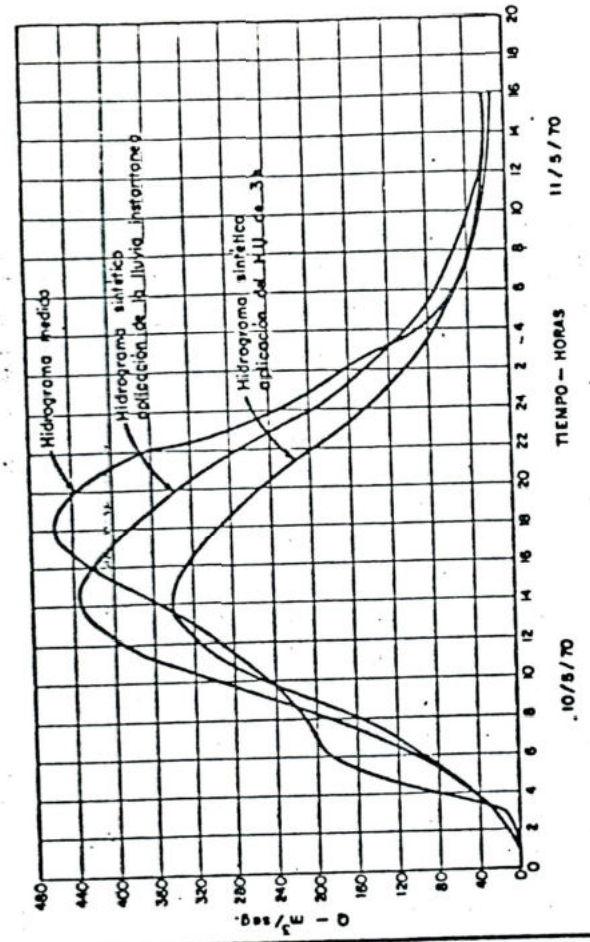
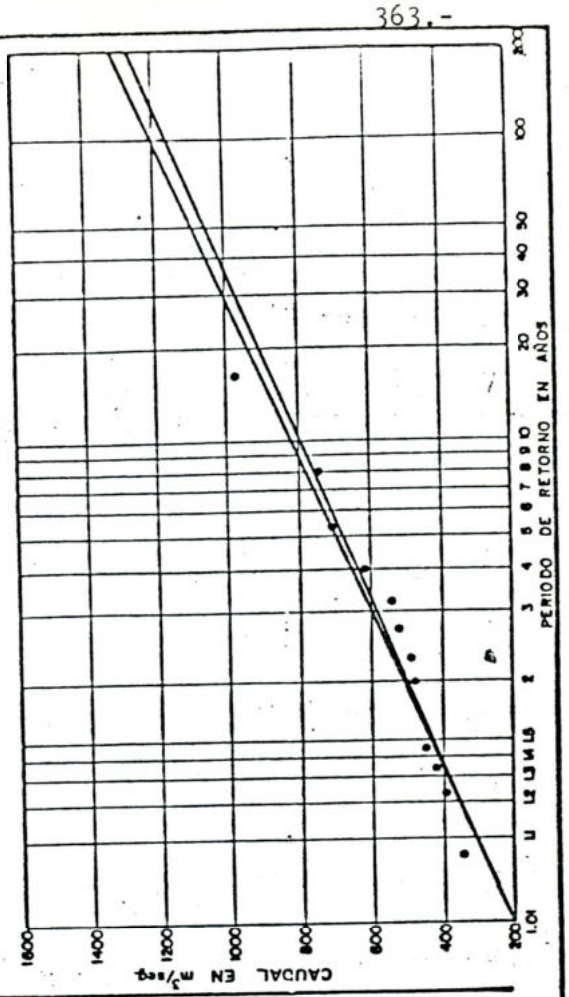


FIGURA :15.9 EJEMPLO DE CURVA DE PROBABILIDADES DE GUMBEL
PERIODO: 1957 / 71



LISTADO DE DATOS DE CRECIENTES MEDIDAS

Datos de crecientes del Río: LAS MARIAS EN PTE. LAS MARIAS
Area de la Cuenca: _____ Km. Período de registro: 1957 / 71
Datos de Crecientes con Picos Instantaneos de : 100 m³/seg.

FIGURA : 15.10

AÑO	FECHA	ALTURA DE MIRA (NT)	CAUDAL m³/seg.	CAUDAL RELACION AL Q 2.33	CRECIENTES ANUALES ORDEN (M)	CRECIENTES ANUALES INTERVALO DE OCURRENCIA (AÑOS)	SERIE DE DURACION PARCIAL ORDEN (M)	SERIE DE DURACION PARCIAL INTERVALO DE OCURRENCIA (AÑOS)	OBSERVACIONES
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1957			540						
58			520						
59			522						
1960			460						
61			395						
62			564						
63			310						
64			225						
65			294						
66			444						
67			320						
68			135						
69			308						
1970			350						
71			148						

Caudal Medio Anual (Q 2.33) _____ m³/seg. para el período _____
Hoja Nº 1 de 12 Listado por R.J.G. Chequeado por R.J.G. Fecha 2/1/73

DIAGRAMA DE BARRAS QUE MUESTRA LOS PERIODOS DE REGISTRO DE PICOS MAXIMOS ANUALES DE ESTACIONES PLUVIOMETRICAS

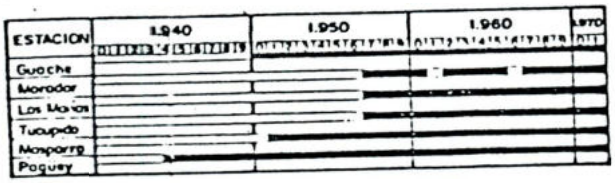
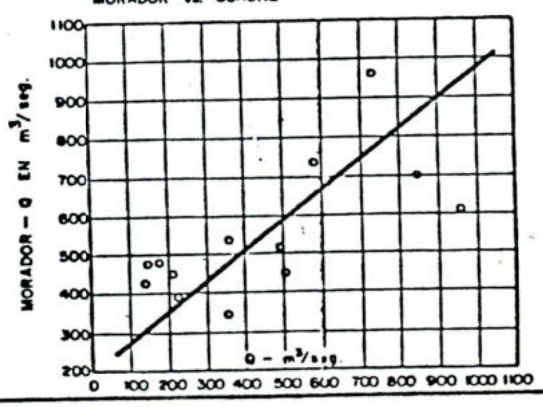


FIGURA :15.11 TABULACION DE DATOS DE CRECIENTES. Rio Los Morros.
ANALISIS DE FRECUENCIA DE CRECIENTES.
Datos de Crecientes del Río: LAS MARIAS EN PTE. LAS MARIAS
Area de la Cuenca: 325 Km² Período de registro: 1957 / 71
Datos de Crecientes con Picos Instantaneos mayores de: 100 m³/seg.

AÑO	FECHA	ALTURA DE MIRA (NT)	CAUDAL m³/seg.	CAUDAL RELACION AL Q 2.33	CRECIENTES ANUALES ORDEN (M)	CRECIENTES ANUALES INTERVALO DE OCURRENCIA (AÑOS)	SERIE DE DURACION PARCIAL ORDEN (M)	SERIE DE DURACION PARCIAL INTERVALO DE OCURRENCIA (AÑOS)	OBSERVACIONES
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1952			(640)	1.51	4	5.25			
53			(660)	1.56	2	10.50			
54			(700)	1.65	1	21.00			
55			(650)	1.54	3	7.00			
56			(420)	0.99	10	2.10			
57			540	1.28	6	3.50			
58			520	1.23	7	3.00			
59			322	0.76	13	1.62			
1960			460	1.09	8	2.63			
61			395	0.93	11	1.91			
62			564	1.33	5	4.20			
63			310	0.73	15	1.40			
64			225	0.53	16	1.17			
65			294	0.70	17	1.24			
66			444	1.05	9	2.33			
67			320	0.76	14	1.50			
68			135	0.32	20	1.05			
69			308	0.73	16	4.31			
1970			350	0.83	12	1.75			
71			148	0.35	19	1.11			

Caudal Medio anual (Q 2.33) 423 m³/seg. para el Período 1952 / 71
Hoja Nº 1 de 12 Listado por R.J.G. Chequeado por R.J.G. Fecha 2/1/73

FIGURA :15.12 CORRELACION DE CRECIENTES ANUALES.
MORADOR vs. GUACHE



pleto. La figura 15.12, muestra un ejemplo de esta correlación. La correlación no es perfecta; si lo fuera, no habría independencia y habría solamente un registro que se midió dos veces. A partir de la curva mostrada, se obtiene las estimaciones para el período sin registro en una estación, mediante los valores medidos durante ese período, en la otra estación. Los valores obtenidos se usan sólo como cifras de cálculo y no como caudales . Se asigna números de orden a los caudales picos anuales medidos y a los estimados, para cada año del período base. (Columna 6, figura 15.11) Usando el método de Kimball se calcula los intervalos de recurrencia para los caudales medidos solamente, (columna 5, figura 15.11), y de esta forma se ha ajustado las crecientes registradas al período base.

En la tabla 15.5, se muestra los datos originales utilizados en el ejemplo que se ilustra.

Curva de Frecuencia Preliminar:

Para cada estación trácese una curva de frecuencia en un papel de Gumbel (Figura 15.13) y extiéndase tanto como lo garanticen los datos.

Creciente Media Anual:

Se determina graficamente por la intersección de la línea de frecuencia con la línea correspondiente al intervalo de recurrencia de 2,33 años (Figura 15.13). La Curva de frecuencia debe estar ajustada cuidadosamente a los puntos que plotee cerca de la línea de 2,33 años.

Prueba de Homogeneidad:

La prueba requiere un estudio de las crecientes de 10 años calculadas para cada estación. Cada creciente de 10 años se divide por la creciente media anual correspondiente para obtener la proporción de 10 años; estas proporciones se promedian. Tábúlese la longitud en años del registro de cada estación y el intervalo de recurrencia correspondientes a un caudal igual al promedio de las proporciones de 10 años, multiplicado por la creciente media anual.

Los datos se tabulan como se muestra en la tabla 15.6. El período de registro ajustado (columna 9) es el número de años de registro real más la mitad del número de años en que -- fué extendido el registro.

A partir de la tabla 15.4 se construye un conjunto de dos curvas, el cual muestra dentro de qué límites de interva-- los de recurrencia debe encontrarse una estimación de una creciente de 10 años para una longitud de registro dada. - Los datos de las columnas 8 y 9 de la tabla 15.6, deben plotearse en la carta de prueba de homogeneidad como se -- muestra en la figura 15.14.

Medianas de las Proporciones de Crecientes:

Se ensambla las curvas de frecuencia preliminares para todas las estaciones de una región homogénea..Se tabula las proporciones de varias crecientes de diferentes intervalos de recurrencia respecto a la creciente media anual, seleccionando sólo los intervalos de recurrencia necesarios para definir una curva. Luego se calcula las medianas de las proporciones, tal como se muestra en la última línea de la tabla 15.8. La mediana es el valor medio de un número -- impar de eventos o la media de los dos valores centrales - de un número par de eventos.

Definición de una Curva Regional de Fecuencia:

Cada proporción mediana se plotea contra su intervalo de - recurrencia correspondiente, en un papel de Gumbel, y se - dibuja una curva promedio de frecuencia (Figura 15.15). -- La curva regional de frecuencia, la cual muestra los cau-- dales de las crecientes en proporción a la creciente media anual, se basa en todos los registros significantes de caudales disponibles y representa los valores de frecuencia - de crecientes más probables para todas las áreas en la región.

Estimación de la Creciente Media Anual:

Para aplicar la curva regional de frecuencia a una cuenca sin mediciones, se estima la creciente media anual para - esa cuenca. Esto implica un análisis de correlación de -- las crecientes medias observadas con las características de las cuencas. Si la región es hidrológicamente homogénea, éstas características son: el tamaño, la topografía, la -- forma de la cuenca y el almacenaje de los canales. Para el uso práctico en la ingeniería, es suficiente una correla-- ción de creciente media con área de drenaje. Generalmente se plotea en un papel Log-Log el caudal de la creciente -- anual como ordenada y el área como abscisa, y se adapta -- una curva a los puntos graficamente. Si se conoce el área de drenaje para cualquier corriente en la región, se puede estimar el caudal de la creciente media anual que le co-- rresponde. Como ejemplo véase la figura 15.16. Los datos ploteados en esta figura se tomaron de las columnas 3 y 4 de la tabla 15. 6 .

Uso de los Registros de Períodos Cortos:

Se puede obtener un registro de todos los picos de crecientes sobre una base, para una cuenca con registro corto, -- siempre que exista un registro largo en una estación cer-- cana. El problema se limita a la estimación de la crecien- te media anual. Los caudales de las crecientes más raras - pueden estimarse a partir de una curva de frecuencia regional apropiada tal como la mostrada en la figura 15.15. A - partir de un registro razonablemente corto se puede desa-- rrollar una serie de duración parcial, al menos en su parte más baja. La comparación gráfica de tales caudales, para el mismo período, con los correspondientes a una esta-- ción de registro largo donde se conoce la creciente media anual, permitiría la estimación de la creciente media anual en la estación de período corto. Un ejemplo de tabulación se muestra en la tabla 15.9 . Los datos para los números -

de orden correspondientes se plotean uno contra otro en un papel logarítmico como se muestra en la figura 15.17. Se dibuja una línea recta con el objeto de promediar los puntos. Con la creciente media anual de la estación con registro largo se entra en la recta y se encuentra la correspondiente a la estación de período corto.

Determinación de una Curva de Frecuencia:

Para definir una curva de frecuencia de crecientes en cualquier lugar dentro de la región homogénea, se halla la creciente media anual a partir de la curva que relaciona este factor con el área de la cuenca (Figura 15.16). La creciente media anual se multiplica por las proporciones de crecientes previamente calculadas (Figura 15.15), para obtener el caudal correspondiente a la frecuencia seleccionada. Se puede elaborar una curva completa de frecuencia ploteando los caudales para varias frecuencias y dibujando la curva definida para estos puntos. Como ejemplo véase la figura 15.18.

Tabla 15.5-

Datos de Crecientes para Varios Ríos en Los Andes Venezolanos

Año	Guache en - Pte. Viejo (330 km^2)	Morador en Puente Morador -- (615 km^2)	Las Marías en Puente Las Marías (440 km^2)	Tucupido - en Puente Tucupido	Masparro - en Puente Masparro	Paguey en el El Paso -- (810 km^2)
1957	205	450	540	585	2300	1450
1958	490	515	520	710	2240	940
1959	170	480	322	660	1475	1330
1960	945	611	460	1270	2500	1534
1961	230	-(380)	395	604	764	1856
1962	850	704	564	346	640	1882
1963	358	535	310	1485	1000	1460
1964	221	389	335	930	690	959
1965	505	450	294	540	3230	1136
1966	262	-(400)	444	647	553	644
1967	353	346	320	710	1240	995
1968	143	487	135	324	615	455
1969	144	426	308	449	1218	1820
1970	728	962	350	413	710	1832
1971	575	740	148	327	577	2025

Tabla 15.6.-

Datos para la Prueba de Homogeneidad - Período Base 1957-1971

N°	Ríos	Area (km^2)	$Q_{2,33}$ (m^3/s)	Q_{10} (m^3/s)	Q_{10} entre $Q_{2,33}$	$Q_{2,33 x 1,73}$ (m^3/s)	Tr para Q de la Columna 7 - (años)	Período de registro - Ajustado (años)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Guache	300	412	818	1,99	715	7	15
2	Morador	615	526	785	1,49	915	22	14
3	Las Marías	325	356	559	1,57	615	15	15
4	Tucupido	440	1670	1189	1,77	1160	9	15
5	Masparro	495	1316	2635	2,00	2256	5	15
6	Paguey	810	1355	2112	1,56	2350	15	15
Relación $Q_{10/2,33}$ Promedio = 1,73								

Tabla 15.7.-

Gastos Picos para los Períodos de Retorno Señalados

R í o	Período de Retorno en Años					
	1,1	2,33	5	10	25	50
Guache	140	412	612	818	1053	1211
Morador	340	528	685	785	934	1034
Las Marías	180	356	480	559	676	755
Tucupido	330	670	986	1186	1486	1685
Masparro	560	1316	2124	2635	3400	3911
Paguey	680	1355	1814	2112	1553	2846

Tabla 15.8.-

Mediana de las Proporciones de Crecientes Período 1957-1971

TR / Río	1,1	2,33	5	10	25	50
Guache	0,34	1,0	1,60	1,99	2,56	2,94
Morador	0,59	1,0	1,30	1,49	1,77	1,96
Las Marías	0,51	1,0	1,35	1,57	1,90	2,12
Tucupido	0,49	1,0	1,47	1,77	2,22	2,51
Masparro	0,43	1,0	1,61	2,00	2,58	2,97
Paguey	0,50	1,0	1,34	1,56	1,88	2,10
Mediana	0,50	1,0	1,41	1,67	2,06	2,31

FIGURA: 15.13 LAS MARIAS EN PTE. LAS MARIAS — Papel de probabilidades de Gumbel
CURVA DE FRECUENCIA PRELIMINAR — Periodo: 1957 / 71

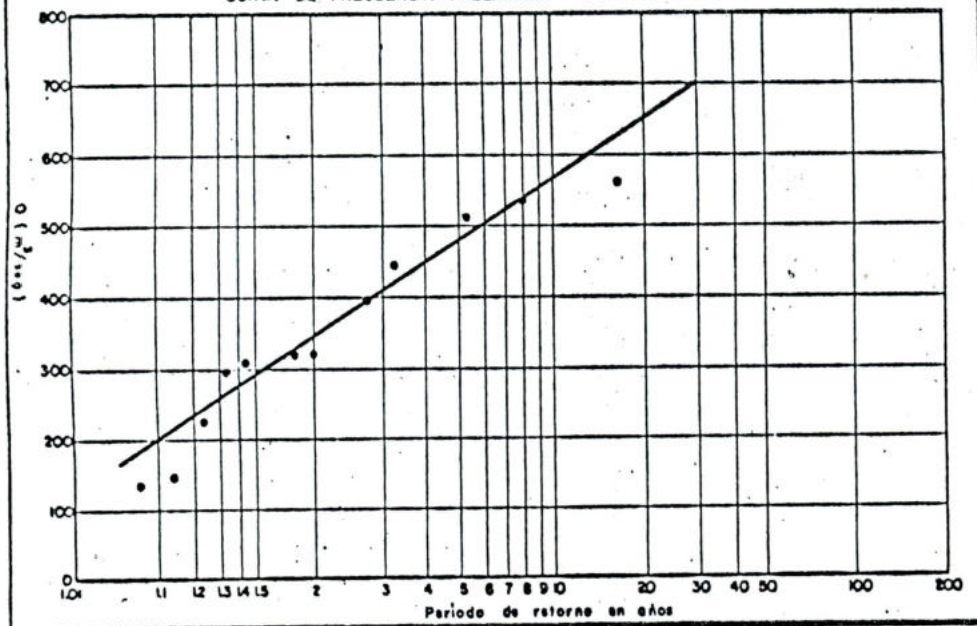


FIGURA: 15.14 CARTA DE PRUEBA DE HOMOGENEIDAD

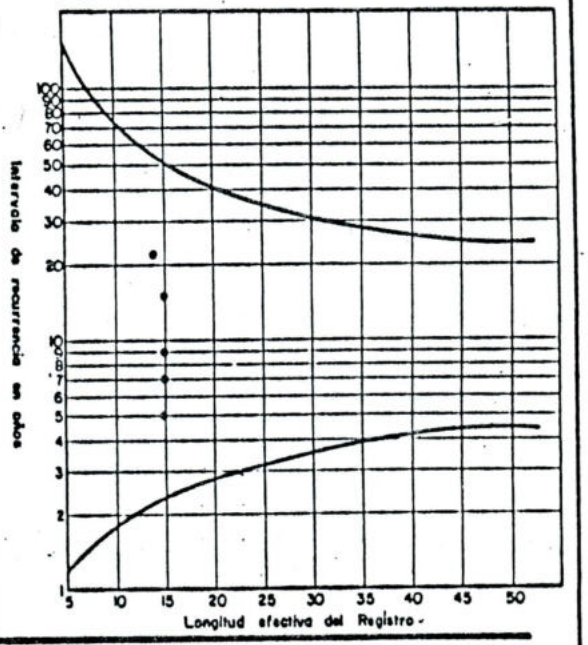


FIGURA: 15.15 CURVA REGIONAL DE FRECUENCIA — Papel de probabilidades de Gumbel

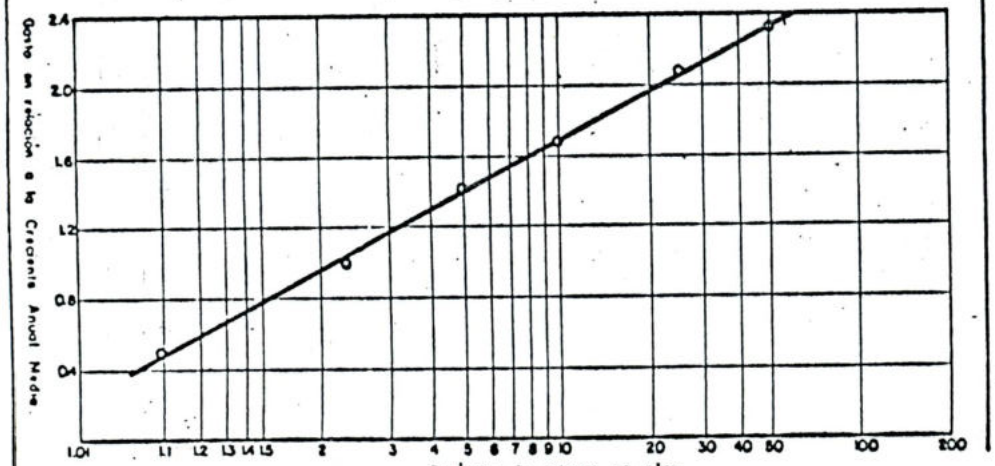


FIGURA: 15.16 VARIACION DE LA CRECIENTE MEDIA ANUAL CON EL AREA DE DRENAJE.

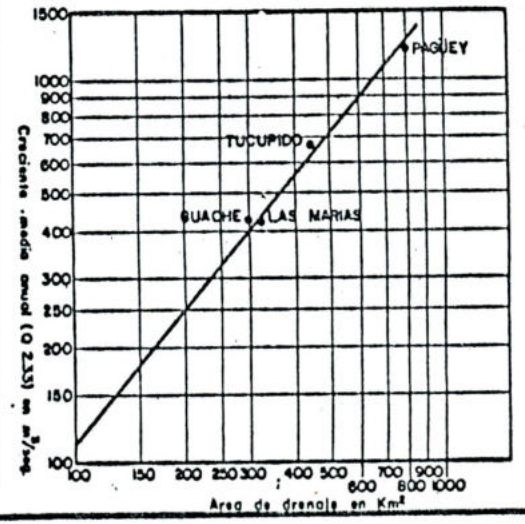


Figura: 15.17 Determinación de la creciente media anual a partir de un registro corto.

SERIE DE DURACION PARCIAL
1.962 — 1.971

ORDEN	GASTOS EN m^3/seg	
	ESTACION DE PERIODO CORTO (BOCONO)	ESTACION DE PERIODO LARGO (PAGÜEY)
1	306	2025
2	292	1882
3	284	1832
4	275	1820
5	213	1460
6	177	1136
7	154	995
8	145	959
9	125	644

Tabla : 15.9

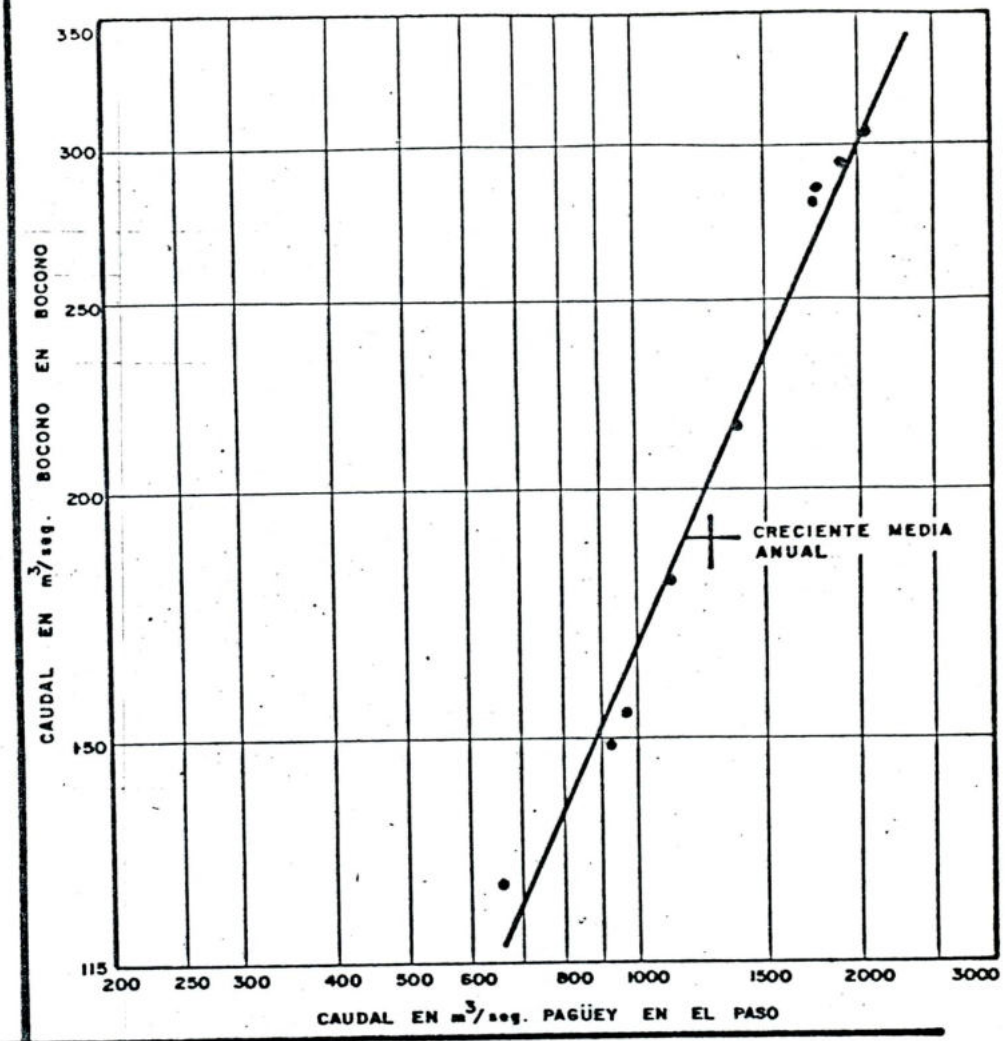
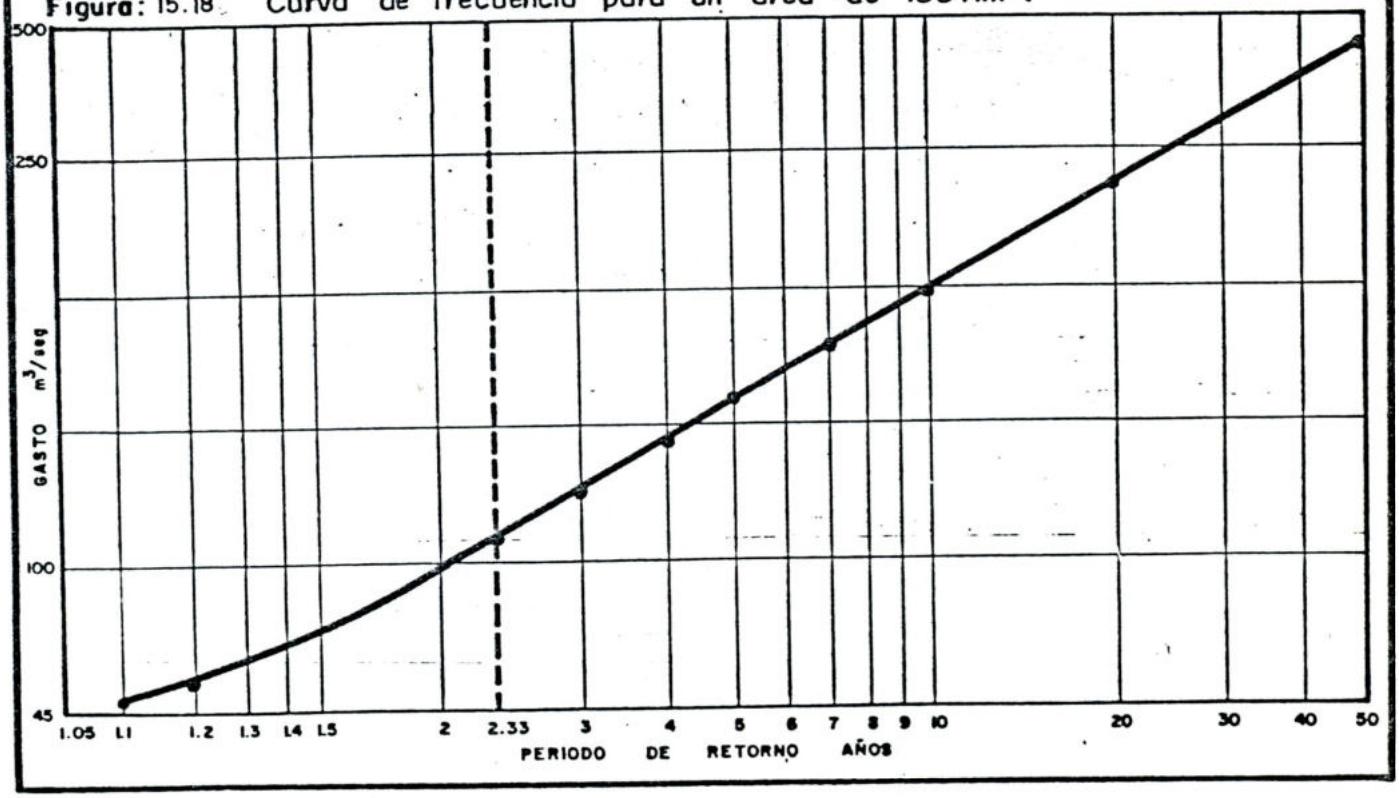


Figura: 15.18 Curva de frecuencia para un area de 100 Km^2.



16.- EXTENSION DE REGISTROS POR CORRELACION

Una de las aplicaciones más comunes de la correlación y la regresión en hidrología, es la extensión de registros cortos de precipitación, escorrentía y otras variables hidrometeorológicas e hidrológicas.

Tipos de Asociación Correlativa en Hidrología

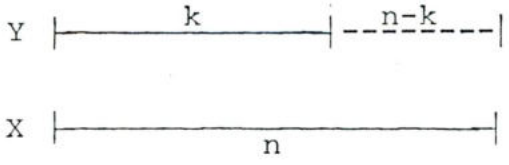
Los tipos de asociación correlativa más comunes en Hidrología son:

a) Relaciones Causa-Efecto:
Aquellas en las cuales la variable aleatoria, "y" está relacionada correlativamente a factores causativos, X_j, que producen o afectan los valores de y. Por ejemplo: la relación precipitación-escorrentía, porque la precipitación es el factor causativo básico de la escorrentía, con las características geométricas de la cuenca, el suelo, la humedad y los factores climáticos afectando la relación básica de causa-efecto.

b) Relaciones de Causa Común:
Son relaciones de variables aleatorias que tienen los mismos factores causativos, tales como: la asociación correlativa del caudal de un río al caudal de un río adyacente, o la relación de las variables de la precipitación de estaciones pluviométricas adyacentes.

16.1 Aplicación de la Regresión Lineal

Considérese dos registros de una variable hidrológica: uno X de longitud n unidades de tiempo (años, por ejemplo) y el otro Y de longitud $k < n$.



Se supone que existe alguna correlación entre X e Y e interesa conocer la media de Y. Supóngase que X e Y sean registros de escorrentía anual de dos cuencas vecinas o de dos estaciones hidrométricas sobre el mismo río.

Sea $\bar{X}_k$, $\bar{Y}_k$, ${}_k s_x^2$, ${}_k s_y^2$, ${}_k r_{xy}$ los estadísticos calculados en base a los k años comunes, y $\bar{X}_n$, ${}_n s_x^2$ los estadísticos calculados en base a los n años disponibles para X.
La ecuación de regresión lineal que se obtiene por el método de los mínimos cuadrados puede tomar la forma siguiente

$$(Y - \bar{Y}_k) = {}_k r_{xy} \frac{{}_k s_y}{{}_k s_x} (X - \bar{X}_k) \qquad (16.1)$$

En esta relación $Y = Y_k$ corresponde a $X = X_k$. De modo que si se hace $X = \bar{X}_n$ se estima $\bar{Y}_n$; o sea:

$$(\bar{Y}_n - \bar{Y}_k) = {}_k r_{xy} \frac{{}_k s_y}{{}_k s_x} (\bar{X}_n - \bar{X}_k)$$

$$\bar{Y}_n = \bar{Y}_k + {}_k r_{xy} \frac{{}_k s_y}{{}_k s_x} (\bar{X}_n - \bar{X}_k)$$

De una manera similar se estima ${}_n s_y^2$, como:

$${}_n s_y^2 = {}_k s_y^2 = {}_k r_{xy}^2 \frac{{}_k s_y^2}{{}_k s_{x^2}} ({}_n s_{x^2} - {}_k s_x^2)$$

El valor de ${}_n r_{xy}$ se estima como:

$${}_n r_{xy} = {}_k r_{xy} \frac{{}_k s_y}{{}_k s_x} \frac{{}_n s_x}{{}_n s_y}$$

16.2 Extensión de Registros de Caudales por Correlación con Registros de Precipitación

Esta técnica se justifica porque existe una relación de causa-efecto entre precipitación y escorrentía, y porque generalmente hay registros de precipitación disponibles y son los más largos, proveyendo así una base para extensión.

Sería ideal utilizar datos de precipitación para la cuenca de drenaje de la estación hidrométrica, calculados, por ejemplo, a partir del método de Thiessen; pero sin embargo es más sencillo y práctico utilizar los datos de una sola estación pluviométrica. Conviene utilizar también, en la correlación, la precipitación previa al período considerado, como una variable independiente.

En caso de datos anuales da buenos resultados correlacionar el caudal con la precipitación efectiva Pe solamente, o sea, la proporción de la precipitación del año n considerado, P_n, y la proporción de la precipitación de los años previos, que contribuyen a la escorrentía del año considerado.

En general para el año i

$$P_{ei} = aP_i + bP_{i-1} + cP_{i-2} + ...$$

La determinación de los coeficientes a, b, c, ... se hace por el uso de la correlación de orden, empleando el procedimiento siguiente:

1) Se tabula los datos de caudales y de precipitación correspondientes y se les asigna números de orden: al valor máximo se le asigna 1, etc. ... Si dos valores son iguales se les asigna el promedio de los números de orden que les hubiera sido asignados si fuesen diferentes el uno del otro (ej: $(4 + 5)/2 = 4,5$).

2) Se calcula la diferencia entre los números de orden de la precipitación y los del caudal correspondiente, y se eleva al cuadrado cada diferencia de orden.

3) Se calcula la suma de los cuadrados de las diferencias.

4) Se supone una serie de valores de a, b, c, ... y se calcula la precipitación efectiva. Por ejemplo:

$a = 0,8$
$b = 0,2$
$c = 0$

$$\therefore P_e = 0,8P_i + 0,2P_{i-1}$$

5) Se asigna números de orden a los valores P_e y se calcula la suma de los cuadrados de las diferencias de orden de los caudales y de la precipitación efectiva.

6) Se repite el procedimiento hasta que la suma de los cuadrados de las diferencias de números de orden sea mínima.

7) Se adopta los valores de a, b, c, ... que dan la suma mínima.

8) Se desarrolla la correlación entre P_e y el caudal.

En el caso de correlación de caudal mensual con precipitación mensual, las variables independientes son: la precipitación del mes considerado, el mes calendario y el índice de precipitación previa IPA.

Para el mes número i:

$$IPA_i = b_1 P_{i-1} + b_2 P_{i-2} + b_3 P_{i-3} + ... + b_n P_{i-n}$$

$$IPA_i = \sum_{j=1}^{n} b_j P_{i-j} \qquad (16.2)$$

se hace $b_j = k^j$ donde $k < 1$

Por lo tanto: $IPA_i = k\ P_{i-1} + K^2\ P_{i-2} + k^3\ P_{i-3} + \ldots$

Para datos mensuales se toma K = 1/2, con lo cual resulta:

$$IPA_i = \frac{1}{2} P_{i-1} + \frac{1}{4} P_{i-2} + \frac{1}{16} P_{i-4} + \ldots\ldots$$

16.3 Método de Correlación Gráfica con Dos Variables

Se usa para obtener estimaciones correlativas de los gastos mensuales en una estación con registro corto, correspondientes a los gastos de una estación de registro largo fuera del período común. La correlación es también útil para alargar los registros cortos de una estación, para estimar gastos de una frecuencia dada y para análisis de frecuencia de almacenaje.

El procedimiento se describe en el siguiente ejemplo, en el cual se correlaciona dos estaciones situadas en la parte occidental de Venezuela: estación A, Río Boconó en Peña Larga, con area contribuyente de 1.580 km^2 y registro desde 1941 a 1970, y estación B, río Boconó en Boconó, con área contribuyente de 448 km^2 y registro desde 1962 a 1970. (Ver figura 16.1). Los pasos a seguir son los siguientes:

a) Plotéese en papel logarítmico los datos en la unidad seleccionada (generalmente m^3/seg) de la estación A, (tabla 16.1) contra la unidad concurrente de la estación B, (tabla 16.2), con la variable independiente en el eje de las X's (Ver Figura 16.2).

b) Usando líneas verticales, divídase la distribución total de los puntos en la dirección X entre 5 y 10 partes, con secciones de igual ancho (en la figura 16.2, se usa 6 secciones).

c) Determínese gráficamente la mediana de los puntos de cada sección. Si la cantidad de puntos que cae dentro de una sección es par, promédiese (gráficamente) los dos puntos medios; si es impar, promédiese los tres puntos medios (es decir, que estén situados más cerca

no se toma en cuenta. Un método sencillo para dar un peso de dos al punto medio, consiste en promediar el punto medio y el punto próximo por encima, luego promediar el punto medio y el punto próximo por debajo; el promedio de estos dos promedios es la mediana.

d) Repítase los pasos 2 y 3 para la dirección Y. En la práctica es conveniente usar colores o símbolos diferentes para distinguir las medianas según los ejes X e Y.

e) Trácese la línea de igual rendimiento dibujando una línea interrumpida a 45° a través del punto obtenido ploteando las áreas contribuyentes de las estaciones A y B usadas como valores de gastos. Si las magnitudes de las áreas son tales que el punto definido por ellas cae fuera del papel, se puede plotear otro punto de la recta tomando una fracción igual para ambas áreas. En el presente ejemplo: área Peña Larga = 1.580 km^2, área Boconó = 448 km^2. El punto definido por estos valores cae fuera del papel, ya que las escalas no tienen valores mayores a 1.000 m^3/seg. Se eligió un caudal de 158 m^3/seg en la escala de Peña Larga y un caudal igual a 44,8 m^3/seg en la escala Boconó, (Ver figura 16.2); es decir, se tomó una fracción equivalente a un décimo de cada área.

f) Dibújese líneas rectas (de relación) a través de los promedios de las medianas de los puntos, dándole cierto peso a los puntos extremos.

g) La parte extrema superior de la relación es generalmente casi paralela a la línea de rendimientos iguales. El extremo inferior es generalmente otra línea recta. Ambas se unen con una curva de transición.

h) Dibújese dos líneas, cada una equidistante (vertical-- mente) de la curva de relación a lo largo de la longitud, una por encima y otra por debajo de la curva de - relación de manera que 1/6 de los puntos caigan por encima de la línea superior y 1/6 caigan por debajo de - la línea inferior. Estas líneas raras veces estarán a la misma distancia de la línea de relación.

i) La banda definida por las dos líneas del paso anterior tiene una extensión de 2 errores normales de estimación (2 Se). Mídase la distancia vertical entre las dos líneas y conviértase esta distancia en relación a la longitud del ciclo logarítmico; esto se logra dividiendo la distancia en cm, por 9,5 cm (longitud de un ciclo - logarítmico en papel logarítmico de dos ciclos).

j) Ajústese el error normal de estimación multiplicando - longitud obtenida en el paso anterior (en ciclos logarítmicos por $\sqrt{N/(N-p.g.l.)}$ (p.g.l. = pérdida de grados de libertad, y N = número total de puntos). Si se obtiene una sola curva de relación por una transición p.g. . = 6. Es decir, se pierde dos grados de libertad por cada recta.

k) Dibújese dos líneas rectas paralelas que excluyan 1/6 de los puntos (en la dirección Y) por sobre la líena - tope, y 1/6 por debajo de la línea de fondo. La mitad de la distancia entre las líneas, multiplicada por -- $\sqrt{N/(N-1)}$ es igual a la desviación normal Sy según el - eje Y.

l) Calcúlese el índice de correlación ρ, mediante la fórmula:

$$\rho = \sqrt{1 - \left(\frac{Se}{Sy}\right)^2}$$

Si la relación es una línea recta, esta fórmula da el coeficiente de correlación.

Tabla 16.1.-

Gastos Medios Mensuales en m^3/seg - Río Boconó en Boconó

Area Tributaria 448 km^2

AÑO	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
1962				7,7	10,2	17,3	18,3	15,7	15,9	10,4	7,5	6,3
1963	6,1	5,0	5,0	5,9	20,5	21,6	17,6	15,8	12,6	8,7	8,8	6,9
1964	5,2	4,3	4,0	7,2	11,1	19,1	21,3	18,1	13,3	9,6	9,3	8,7
1965	7,7	7,6	5,2	6,4	15,8	34,8	23,3	20,5	15,4	11,9	16,6	10,2
1966	8,9	6,7	5,8	8,3	10,3	18,1	25,9	17,3	18,2	13,4	14,9	12,1
1967	8,6	6,6	5,5	16,0	18,9	33,0	40,3	34,2	21,4	17,0	12,3	13,4
1968	7,8	6,8	5,9	14,8	15,6	27,5	52,0	40,6	22,1	20,5	14,0	10,5
1969	8,0	7,7	7,3	18,7	12,7	22,1	21,8	15,6	14,3	14,5	12,3	11,0
1970	9,1	10,8	7,3	14,8	11,3	28,1	19,4	21,2	22,5	16,2	11,7	13,8

Tabla 16.2.-

Gastos Medios Mensuales en m^3/seg - Río Boconó en Peña Larga

Area Tributaria 1.589 km^2

AÑO	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
1962	29,2	17,7	19,5	37,8	47,4	142,0	122,0	97,4	109,07	71,4	38,1	30,1
1963	46,0	28,7	29,5	46,9	182,0	130,0	118,0	102,0	101,0	57,1	52,9	24,3
1964	13,5	11,2	11,6	44,0	69,9	114,0	140,0	116,0	76,3	55,0	113,5	38,7
1965	35,6	29,0	15,8	23,3	74,8	161,0	103,0	89,8	104,0	76,2	88,6	34,8
1966	35,7	16,9	14,1	46,8	62,2	115,0	135,0	114,0	130,0	74,6	89,9	51,7
1967	27,5	19,3	13,1	71,9	83,1	163,0	157,0	131,0	103,0	95,5	49,4	61,7
1968	22,3	17,8	16,1	65,2	98,1	145,4	176,3	136,0	98,1	94,3	51,5	27,5
1969	19,2	18,8	20,6	98,1	78,4	123,5	102,2	98,3	81,3	98,1	81,8	42,4
1970	30,0	29,7	21,1	61,2	51,2	128,5	99,9	155,1	104,9	87,3	36,7	59,0

16.4 Método de Langbein

Con el objeto de remover la asimetría inherente en los datos de escurrimiento, la correlación se hace en términos de los logarítmos de los gastos. Por lo tanto los gastos, las desviaciones, las desviaciones normales y los errores normales se reportan en unidades de $\log_{10}$.

Se establece una correlación mediante el ploteo gráfico de los gastos contemporáneos en las estaciones de corto y largo registros. Usualmente se correlaciona gastos medios mensuales, aunque se puede usar también picos de crecientes, gastos medios diarios o gastos medios anuales.

La tabla 16.3 y la figura 16.3 ilustran un método de correlacionar los gastos mensuales de dos ríos, usando los registros de dos estaciones hidrométricas: río Pagüey en El Paso y río Masparro, en Puente Masparro, situadas en la región occidental de Venezuela. Se muestra sólo tres años, aunque existen varios años de registro en estas estaciones.

Se supone que el registro en el Pagüey se usará para extender el registro del Masparro. Los gastos en la primera estación se denominan, por lo tanto, "variable independiente", y aquellos de la segunda estación "variable dependiente".

Para cada estación se lista, en la tabla de correlación, el gasto medio en m^3/seg y su respectivo logaritmo. También se calcula las medias mensuales de los logaritmos de los gastos durante cada mes calendario, como se muestra en la tabla 16.3 . Se lista, además para cada estación, la desviación de los gastos mensuales (expresados en logaritmos) respecto a la media logarítmica para cada mes calendario respectivo. Por ejemplo, la desviación para el Masparro en Enero de 1963 es 0,76-0,82 = -0,06, y para el Pagüey es 1,08-1,11 = -0,03. Luego se plotea las desviaciones mensuales para cada mes, una contra otra como se muestra en la figura 16.3 y se dibuja una curva visualmente que se adapte a los datos. Si no se ve una línea claramente evidente, entonces es que no existe una correlación útil.

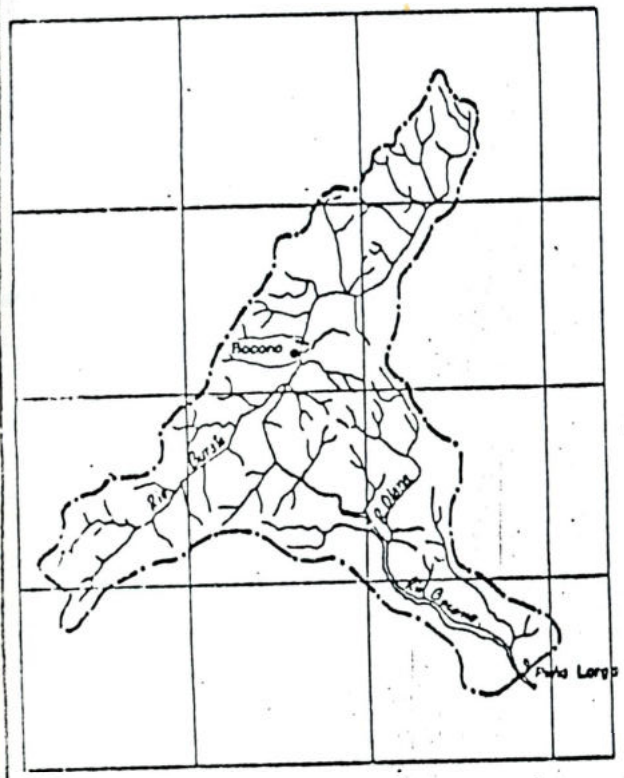


Figura: 16.1 Cuenca del Río Bocono

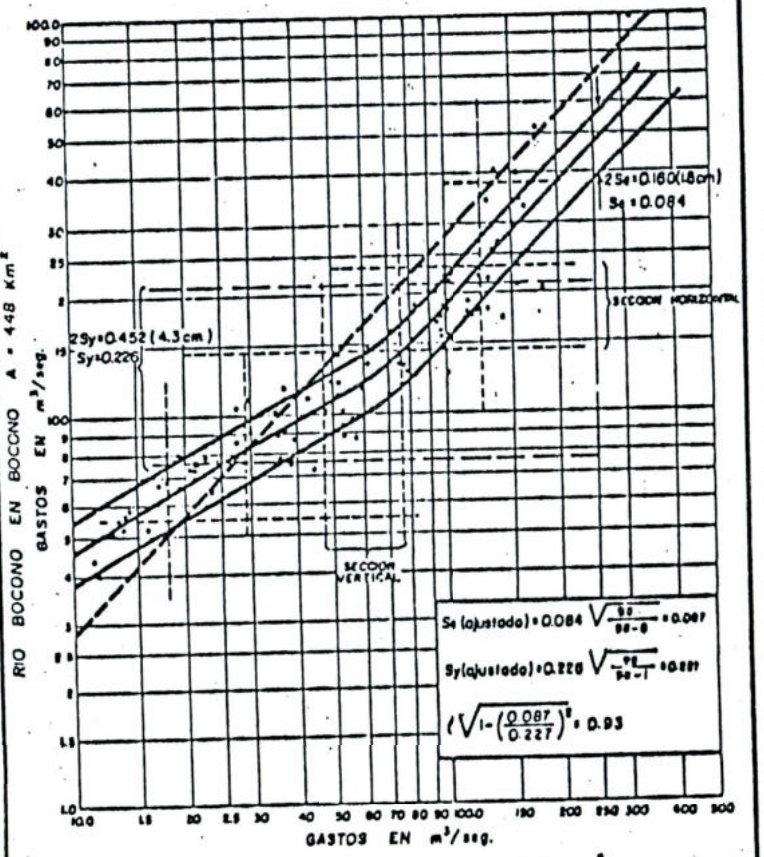
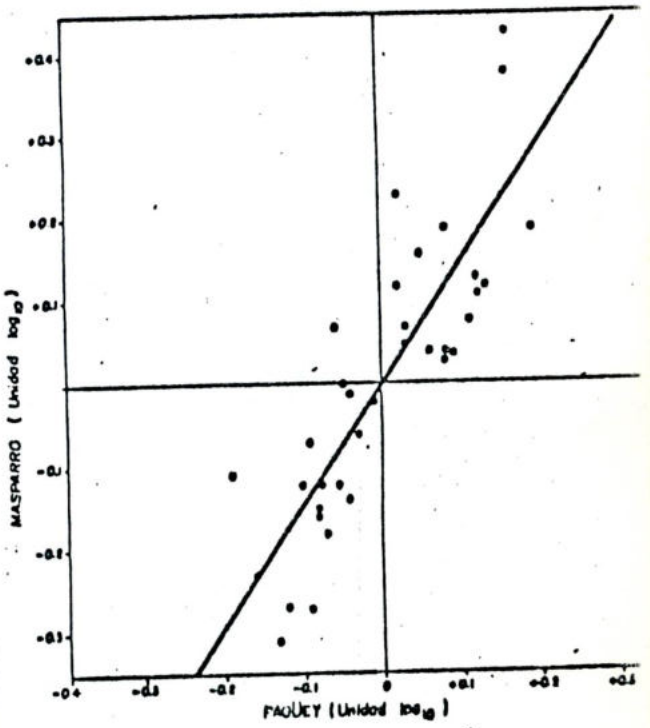


Figura: 16.2 Correlación de gastos mensuales — Período 1962-1970.



PROMEDIOS MENSUALES
(UNIDADES EN LOG n)

MES	PAGÜEY	MASPARRO
Enero	1.11	0.82
Febrero	0.91	0.50
Marzo	0.83	0.48
Abril	1.25	1.12
Mayo	1.77	1.72
Junio	1.93	1.79
Julio	1.91	1.75
Agosto	1.94	1.65
Septiembre	1.97	1.62
Octubre	1.81	1.47
Noviembre	1.67	1.44
Diciembre	1.34	1.09

$r = \sqrt{\frac{1.01}{34-1}} = 0.178$

$B = \sqrt{\frac{0.99}{36-12}} = 0.118$

$F = \sqrt{\frac{1-0.0131}{0.0282}} = 0.77$

$N = \frac{1+r}{1-r}\left(\frac{1-0.2824}{1-B}\right) = 2.8 \approx 3$

Figura: 16.3 Diagrama de Correlación.

En la columna 8 de la tabla 16.3 se muestra las estimaciones de las desviaciones para el Masparro (variable dependiente) a partir de los valores dados en el Pagüey (variable independiente). En la columna 9 se muestra los errores netos. Por ejemplo, en enero de 1963 se tiene:
-0.06-(-0,04) = -0,02. En la columna 10 se lista los gastos estimados en m^3/seg. Estos se calculan sumando algebraicamente las desviaciones estimadas (columna 8) al logaritmo promedio para el mes calendario correspondiente, y convirtiendo los logaritmos a números naturales. Por ejemplo, el caudal del río Masparro para Enero de 1963, se calcula como 0,82+(-0,04) = 0,78, para lo cual el antilogaritmo es 5,9.

De igual forma, se puede calcular los gastos en el Masparro para el período largo extendido del Pagüey.

Al lado de la figura 16.3 se muestra ciertos cálculos con el objeto de probar la utilidad de la correlación. Primero se calcula la desviación normal de los logaritmos alrededor de sus medias mensuales. La desviación normal, σ para la variable dependiente (Masparro) se calcula por la fórmula:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\Sigma \quad d^2}{N - 1}}$$

donde $\Sigma\ d^2$ es la suma de los cuadrados de las desviaciones a partir de las medias mensuales y N es el número de meses en la tabla.

El error normal de las estimaciones, S, se calcula con una ecuación similar:

$$S = \sqrt{\frac{\Sigma \quad e^2}{N - 12}}$$

Donde Σe^2 es la suma de los cuadrados de los errores netos o residuos listados en la columna 9.

El coeficiente de correlación se obtiene por la fórmula:

$$r = \sqrt{1 - \frac{S^2}{\sigma^2}}$$

16.5 Longitud Efectiva de los Registros Extendidos por Correlación

Existe un grado de correlación mínimo aceptable para extender un registro. Si el coeficiente de correlación es muy -- bajo, la extensión podría introducir una especie de "ruido" estadístico, en lugar de una información válida. La validez de la correlación en un sentido práctico se puede probar -- como sigue:

16.5.1 Fórmula de Veron

Se basa en consideraciones de ganancia de información so-- bre los parámetros.
El contenido de información de cualquier estadístico $\hat{\theta}$ estimado de un muestreo, se define como el inverso de la varianza del estadístico.

$$I = \frac{1}{\text{var } \theta} = \frac{1}{\sigma^2 \ (\theta)}$$

Para la media $\bar{Y}$: $I = \dfrac{1}{\text{var } \bar{Y}}$

De modo que la eficiencia de las nuevas estimaciones $\bar{Y}_n$ y $_nS_y$ con respecto a las estimaciones $\bar{Y}_k$ y $_kS_y$, se medirá al comparar el contenido de información de cada grupo de estimaciones. La eficiencia relativa de $\bar{Y}_k$ y de $\bar{Y}_n$ se define -- por:

$$E = \frac{\text{var } \bar{Y}n}{\text{var } \bar{Y}_k}$$

Veron estimó E (calculando las varianzas) como:

$$E = 1 + (1 - \frac{k}{n}) \left[\frac{1 - (k-2)\ r^2}{k - 3\ \cdot}\right]$$

Como: var $\bar{Y}_k = \frac{1}{k}$ var Y, var $\bar{Y}_n = \frac{1}{n_e}$ var Y y var $\bar{Y}_n$ = E var Y_k

se tiene que: var $\bar{Y}_n = E \frac{\text{var } Y}{k}$.

Esta varianza corresponde a una var $\bar{Y}_{ne}$ calculada en base a una longitud efectiva n_e de registro o sea:

$$\frac{1}{ne} \text{ var } Y = \frac{E}{k} \text{ var } Y, \text{ de donde: } ne = k/E$$

Para decidir si se acepta una extensión, se calcula n_e. Si n_e < k se rechaza la extensión.

Ejemplo:

1) Para r = 0,50 k = 5 años y n = 20

$$E = 1 + (1 - \frac{5}{20}) \left[\frac{1-(5 - 2)\ (0,5)^2}{5 - 3}\right] = 1,09$$

$$n_e = \frac{k}{E} = \frac{5}{1,09} = 4,57 \text{ años} < 5$$

Resultado:
No hay ganancia de información. G = 0

2) Para r = 0,75 resulta E = 0,74 ne = 6,74 años G = 1,74 años

Para r= 0,85 resulta E = 0,562 ne = 8,89 años G = 3,89 años

TABLA: 16.3

CORRELACION DE GASTOS MENSUALES (TODAS LAS CANTIDADES SE EXPRESAN EN UNIDADES DE LOG.10 A MENOS QUE SE INDIQUE LO CONTRARIO)

MES	PAGUEY			MASPARRO			Desviación Estimada	Error Neto	Masparro Q Estimado M^3/Seg.
	Q M^3/Seg	LOG. Q	Desviación a partir de la media mensual	Q M^3/Seg	LOG. Q	Desviación a partir de la media mensual			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1963									
ENERO	11.9	1.08	- 0.03	5.7	0.76	-0.06	-0.04	- 0.02	5.9
FEBRERO	6.8	0.83	- 0.08	2.7	0.43	-0.16	-0.11	- 0.05	3.0
MARZO	6.6	0.82	- 0.01	2.9	0.46	-0.02	- 0.01	- 0.01	3.0
ABRIL	22.2	1.35	0.09	14.4	1.16	0.04	0.14	-0.10	18.0
MAYO	89.5	1.95	0.19	80.2	1.90	0.19	0.27	- 0.09	96.0
JUNIO	98.8	1.99	0.06	67.2	1.83	0.04	0.09	- 0.05	75.5
JULIO	98.8	1.98	0.08	59.6	1.77	0.03	0.11	- 0.08	71.0
AGOSTO	79.7	1.90	- 0.04	43.8	1.64	- 0.01	- 0.06	0.05	39.1
SEPTIEMBRE	100.0	2.00	0.08	49.4	1.69	0.07	0.04	0.03	46.8
OCTUBRE	56.5	1.75	- 0.06	34.6	1.54	0.07	- 0.08	0.15	24.3
NOVIEMBRE	56.0	1.75	0.08	30.6	1.49	0.04	0.11	- 0.07	35.9
DICIEMBRE	18.4	1.26	- 0.08	9.4	0.97	- 0.97	- 0.12	0.00	9.5
1964									
ENERO	9.4	0.97	-0.13	3.2	0.51	- 0.31	- 0.19	- 0.12	4.2
FEBRERO	6.6	0.82	- 0.09	2.1	0.32	- 0.27	- 0.13	- 0.14	2.9
MARZO	6.1	0.79	- 0.04	2.2	0.34	- 0.14	- 0.06	- 0.08	2.6
ABRIL	18.9	1.28	0.02	22.2	1.35	0.23	0.05	0.19	14.2
MAYO	46.8	1.67	-0.10	39.3	1.59	-0.12	- 0.14	0.02	37.7
JUNIO	71.4	1.85	- 0.08	43.0	1.63	- 0.15	- 0.12	- 0.04	46.8
JULIO	104.0	2.02	0.11	66.9	1.83	0.08	0.16	- 0.08	81.2
AGOSTO	115.0	2.06	0.12	60.4	1.78	0.13	0.18	- 0.05	67.2
SEPTIEMBRE	82.0	1.91	-0.06	32.0	1.50	-0.12	- 0.08	- 0.04	34.8
OCTUBRE	55.3	1.74	-0.07	19.6	1.29	-0.18	- 0.10	- 0.08	23.5
NOVIEMBRE	32.7	1.51	-0.16	16.4	1.21	-0.23	- 0.23	0.00	16.3
DICIEMBRE	29.9	1.48	0.13	16.4	1.21	0.12	0.19	- 0.07	19.3
1965									
ENERO	18.5	1.27	0.16	15.6	1.19	0.38	0.24	0.14	11.4
FEBRERO	11.8	1.07	0.16	10.6	1.03	0.43	0.24	0.19	6.8
MARZO	7.5	0.87	0.05	4.4	0.64	0.16	0.07	0.09	3.6
ABRIL	13.7	1.14	-0.12	7.1	0.85	- 0.27	- 0.17	- 0.10	8.9
MAYO	47.2	1.67	-0.09	44.8	1.65	-0.07	- 0.18	0.07	38.2
JUNIO	89.6	1.95	0.02	80.1	1.90	0.12	0.03	0.09	65.4
JULIO	52.4	1.72	-0.19	43.4	1.64	-0.11	-0.28	0.17	29.6
AGOSTO	73.0	1.86	-0.08	34.2	1.53	- 0.12	-0.12	0.00	34.4
SEPTIEMBRE	99.0	2.00	0.03	47.1	1.67	0.05	0.04	0.01	45.9
OCTUBRE	85.6	1.93	0.12	37.7	1.58	0.11	0.18	- 0.07	44.8
NOVIEMBRE	56.9	1.75	0.08	42.9	1.63	0.19	0.12	0.07	36.8
DICIEMBRE	19.7	1.29	0.05	12.4	1.09	0.00	-0.07	0.07	10.5
Σd			0.00			0.00		0.00	
Σd^2			0.34			1.03		0.29	

Para r = 0,90 resulta E = 0,46 ne = 10,78 años G = 5,78 años

16.5.2 Fórmula de Langbein

Langbein desarrolló la siguiente fórmula:

$$n_e = \frac{n}{1 + \frac{n-k}{k-2}(1-r^2)}$$

Ejemplo:

Supóngase un coeficiente de correlación de 0,50 obtenido en base a un período de registro k = 5 años. Se desea extender el registro de 5 años a 20 años por correlación con la estación base con registro largo. Entonces:

$$n_e = \frac{n}{1 + \frac{n-k}{k-2}(1-r^2)} = \frac{5 + 15}{1 + \frac{15}{5-2}(1-0,25)}$$

$$n_e = \frac{20}{1 + 5\ (0,75)} = \frac{20}{1 + 3,75} = \frac{20}{4,75} = 4,2$$

Como $n_e = 4,2 < k = 5$ no hay ganancia de información

Para r = 0,60 n_e = 4,75 > k = 5 G < 0 no ganancia
Para r = 0,70 n_e = 5,63 > k = 5 G = 0,63
Para r = 0,75 n_e = 6,25 > k = 5 G = 1,25 años
Para r = 0,85 n_e = 8,3 > k = 5 G = 3,3 años
Para r = 0,90 n_e = 10,26> k = 5 G = 5,26 años

17.- CURVAS DE DURACION

A menudo es deseable tener un conocimiento de las magnitudes que pueden alcanzar los elementos hidrometeorológicos, en conexión con la duración relativa o frecuencia de tales magnitudes. Esta información puede ser obtenida mediante la elaboración de una curva de duración la cual indica el porcentaje de tiempo en que el elemento hidrometeorológico es igual o mayor que un determinado valor.

En la figura 17.1ase muestra, como una distribución de frecuencia con intervalos de clase variables (normalmente éstos suelen ser iguales), los gastos medios diarios en m^3/seg del río Doradas en Puente Doradas para el período 1-4-64 al 31-3-65. Este diagrama se prepara contando el número de días con gastos dentro de los intervalos indicados. Si los valores de los intervalos de clases sucesivos se acumulan y se plotean (Figura 17.1.b) se obtiene un histograma acumulado, o curva de duración. La curva de duración es, por lo tanto, la integral del histograma de frecuencia y se considera ordinariamente como la curva suave que pasa a través de los puntos medios de las barras del histograma acumulado. Ello supone que los datos están distribuidos uniformemente en el intervalo de clase. La curva de la figura 17.1b muestra el número de días en los cuales el gasto fué igual o menor que los indicados por la abscisa. Es más conveniente mostrar el material en el orden inverso, es decir, el número de eventos iguales o mayores que un gasto dado. También es práctica común convertir la escala de tiempos a porcentajes. La figura 17.2 muestra la curva de duración del río Doradas en la última forma indicada; que es la más común. Considerada de esta forma, la curva de duración generalmente se presenta en un gráfico con las magnitudes como ordenadas y los porcentajes de tiempo como abscisas.

Tabla 17.1.-

Cálculo de la curva de duración de gastos. Río Doradas hasta Puente Doradas.- (Período 1-4-64 al 31-03-65).-

Límite Superior Qi (m^3/seg)	Número de días con	Número de días acumulados $Q \leq Qi$	Número de días acumulados $Q \geq Qi$	% de tiempo con $Q \geq Qi$
0,0	27	27	365	100,00
8,0	34	61	338	92,60
9,0	26	87	304	83,28
10,0	47	134	278	76,16
13,0	17	151	231	63,28
16,0	13	164	214	58,63
20,0	30	194	201	55,06
25,0	33	227	171	46,84
30,0	63	290	138	37,80
40,0	19	309	75	20,54
50,0	16	325	56	15,34
60,0	17	342	40	10,95
80,0	11	353	23	6,30
100,0	6	359	12	3,28
130,0	4	363	6	1,64
160,0	2	365	2	0,54
201,0				—

17.1 Cálculo

Dado un registro hidrológico de n valores, para un período definido, la curva de duración correspondiente se puede -- preparar por el siguiente procedimiento: 1) se divide los n valores en intervalos de clases de igual tamaño; 2) se - determina el número de valores que quedan comprendidos en cada uno de los intervalos de clase; o sea el número de - ocurrencias; este número se convierte en porcentaje al dividirse por n, y 3) al graficar este porcentaje contra el límite inferior del intervalo de clases correspondiente, - se obtiene la curva de duración.

La curva de duración puede considerarse como el hidrograma del año promedio con los gastos ordenados en orden de magnitud. Así, por ejemplo, a partir de la figura 17.2 se determina que el gasto en un año promedio estará por debajo de 25 m^3/seg el 50% del tiempo, es decir, 183 días. En -- otras palabras, sin almacenamiento, una planta hidroeléc-- trica con capacidad igual a 25 m^3/seg podría operar a su - capacidad completa sólo la mitad del año, en promedio. La curva de duración se usa frecuentemente con el propósito - de determinar los potenciales de suministro de agua para - potencia, riego o para uso urbano. De la curva de duración se puede leer directamente el gasto disponible para cual-- quier porcentaje de tiempo, suponiendo cero almacenaje.

17.2 Indice de Variabilidad

Con el objeto de hacer comparaciones, la curva de duración se construye en un gráfico de probabilidades con las razones de las magnitudes al promedio de estas magnitudes en - la escala logarítmica y los porcentajes del tiempo en la - escala de probabilidades (Ver ejemplo de la figura 17.4) La curva así diagramada se aproxima a una línea recta. De esta curva, se obtiene los caudales correspondientes a 5,

15, 25, ... 85 y 95%. El índice de variabilidad de la escorrentía se define como la desviación típica de estos caudales. En la tabla 17.2 se muestra los computos del índice de variabilidad. Chow (1950) mostró que el índice de variabilidad no es otra cosa que la desviación típica de la serie de valores de caudales. Lane y Lai presentaron un método aproximado para estimar el índice de variabilidad de cuencas -- sin registro. Se hace un análisis regional del índice para varias cuencas con registro y se correlacionan con las co-- rrespondientes características fisiográficas de esas cuen-- cas. Suponiendo un valor de 0,60 como índice de variabili-- dad para un río normal, se calcula las correcciones a aplicar a este valor para tomar en cuenta las diferentes características fisiográficas de las cuencas. En la tabla 17.3, se muestra, como un ejemplo, los resultados obtenidos por - Lane y Lai para la región Este de los Estados Unidos. Una - tabla como esta puede usarse para estimar el índice de va-- riabilidad para las cuencas sin registro, siempre que se -- disponga de los datos del terreno.

17.3 Extensión de la Curva de Duración a Cuencas Adyacentes

La curva de duración indica tanto la disponibilidad como la variabilidad de los recursos de agua. Debido al hecho de -- que estas características del agua varían más o menos regionalmente, se puede extender la información disponible para una o varias cuencas a cuencas adyacentes, mediante el uso de la curva de duración. Se considera dos casos diferentes. En el primer caso, las cuencas adyacentes tienen registros cortos durante un período común con las cuencas pilotos de registro largo. En el segundo caso no hay ningún registro para las cuencas adyacentes. Para esta aplicación, se expresa los caudales por unidad de área de la cuenca y se cons-- truye la curva de duración con las magnitudes expresadas en $m^3/seg/km^2$ ó $m^3/seg/Ha$.

Tabla 17.2.-

Cálculo del índice de variabilidad para el río Pagüey en El Paso. Año 1969

Porcentaje del tiempo en %	$X = \frac{Qmin}{56,2}$ -- Sacados de la Fig.	$(X - \bar{X})$	$(X - \bar{X})^2$
5	2,57	1,59	2,528
15	1,66	0,68	0,462
25	1,29	0,31	0,096
35	1,03	0,05	0,002
45	0,86	-0,12	0,014
55	0,72	-0,26	0,068
65	0,60	-0,38	0,144
75	0,49	-0,49	0,240
85	0,38	-0,60	0,360
95	0,24	-0,74	0,548
TOTAL:	9,84		4,462

Promedio : $\bar{X} = 0,984$

Indice de Variabilidad:

$$\sigma \quad \frac{\Sigma(X - X)^2}{n} = \frac{4,462}{10} = 0,665$$

Tabla 17.3.- Correcciones al índice de variabilidad

Terreno	Descripción	Restar de 0,60	Añadir a 0,60
Roca Madre	Impermeables		0,1 - 0,2
	Moderado	0,0 - 0,2	
	Permeables	0,1 - 0,2	
Suelo Profundo	Impermeable		0,1 - 0,2
	Medio	0,0 - 0,1	0,0 - 0,1
	Permeable	0,1 - 0,2	
	Muy Permeable	0,2 - 0,3	
	Colinas Arenosas	0,3 - 0,4	
Relieve	Plano o suavemente Ondulado	0,0	0,0
	Apto en materiales Impermeables	0,05 - 0,1	
	Apto en Materiales medios	0,1 - 0,2	
	Apto en Materiales permeables	0,2 - 0,3	
Morrena	Impermeables	0,0	0,0
	Moderado	0,05 - 0,1	
	Permeable con muchos huecos de colina	0,1 - 0,2	
	Permeables	0,2 - 0,4	
Lagos y pantanos	Pequeños	0,05 - 0,1	
	Moderados	0,1 - 1,5	
	Extensos	1,5 - 2,5	

17.3.1 Cuencas adyacentes con registro corto

La forma de la curva de duración puede cambiar con la longitud de los registros. Esta propiedad puede ser usada para obtener la curva de duración para un período largo en una cuenca dada a partir de un registro corto en esa cuenca y del registro largo de una cuenca adyacente. Como ilustración de este método se propone obtener la curva de duración de caudales mensuales del río Santo Domingo en Barinas Venezuela, (1960-1962) para un período de 20 años a partir de tres años de registros disponibles en ese río, y de 20 años de registros para el río Paguey en El Paso (1950-1969). El procedimiento consiste en:

1- Construir las curvas de duración correspondientes al período 1960 a 1962, para Santo Domingo y para Paguey.
2- Construir la curva de duración correspondiente al período 1950 a 1960, para el Paguey.
3- Para porcentajes de tiempo dados se obtiene los puntos correspondientes a la curva de duración de 20 años para el río Santo Domingo, de la siguiente menera: a) de las curvas de duración del Paguey, se obtiene los caudales correspondientes a las curvas de 20 años y 3 años, respectivamente (Q_{20}; Q_3) para distintos porcentajes de tiempo y se calcula las razones $k = \frac{Q^{20}}{Q^{3}}$; b) se multiplica los caudales del río Santo Domingo correspondientes a distintos porcentajes de tiempo en la curva de duración de tres años por k, obteniéndose así los puntos de la curva de duración del Santo Domingo para 20 años. En la figura 17.3, se ilustra el método.

17.3.2 Cuencas adyacentes sin registros

En caso de que la cuenca adyacente no cuente con ningún registro, se puede estimar la curva de duración mediante el

el siguiente procedimiento que consiste en:

1- Plotear en un gráfico Log-Probabilidad normal las curvas de duración para todas las cuencas con registro de la región y calcular, a partir de estas curvas, los índices de variabilidad correspondientes, como se ilustra en la tabla 17.2.

2- Hacer correlaciones entre los índices de variabilidad así calculados y las características fisiográficas de las cuencas; estas características pueden ser expresadas como en la tabla 17.3 o en forma de valores cuantitativos que describen la morfometría de la cuenca, tales como la densidad de drenaje, longitud de los ríos, curvas hipsométricas, factor de forma, gradiente de los ríos y de las pendientes, de la cuenca.

3- En base a la correlación anterior, y con las características fisiográficas de la cuenca sin registro, se estima su índice de variabilidad.

4- En el gráfico Log-Probabilidad normal del punto 1 se traza una curva de tanteo aproximada para la cuenca sin registro, parecida a las otras. El índice de variabilidad calculado por el método de la tabla 17.2 a partir de esta curva aproximada, debe ser más o menos igual al índice que se estimó en el punto 3; de no ser así, se trazará otras curvas de tanteo hasta que los dos índices sean iguales.

17.3.3 Extensión y Generación de Series de Datos

Las curvas de duración obtenidas para las cuencas adyacentes pueden ser usadas para obtener o generar series de datos; por ejemplo, al entrar la figura 17.3 con el caudal del Paguey para el mes de Enero de 1969, se obtiene un porcentaje de tiempo. El valor de la curva de duración del Santo Domingo correspondiente a este porcentaje es el caudal del Santo Domingo para el mes de Enero de 1969. Al repetir este procedimeinto para cada valor del Paguey, se puede extender el registro del Santo Domingo para 20 años. El mis

mo método puede aplicarse a la curva de duración derivada para una cuenca sin registros con el fin de generar datos.

17.4 Curvas de Variación Estacional

La secuencia cronológica de los eventos no es mostrada por la curva de duración y su uso resulta restrictivo. Por el contrario, la curva de variación estacional provee una una información sobre la distribución de los valores del elemento hidrológico respecto al tiempo y a la probabilidad de ocurrencia de dichos valores.

La curva de variación estacional puede obtenerse a partir de los valores mensuales del registro de un elemento hidrológico para n años, de la siguiente manera: 1) se ordena los n valores de cada mes en orden descendente; 2) se determina para cada valor la probabilidad (P) que sea sobrepasado, mediante la fórmula

$$P = \frac{2m - 1}{2n} \times 100 \qquad (17.1)$$

donde:

m representa el orden del valor; 3) en un gráfico Log-probabilidad, se lleva, para cada mes, los valores mensuales en la escala de probabilidad normal, y se ajusta una línea a los puntos así obtenidos (se obtiene una línea para cada mes); 4) a partir de estas líneas se obtiene los valores mensuales del caudal correspondientes a probabilidades tales como 5%, 25%, 50%, 75% y 95%; 5) En un gráfico en papel milimetrado, se lleva en las ordenadas los caudales mensuales obtenidos en el punto 4 y en las abscisa los meses correspondientes, empezando por Enero; 6) se une con líneas rectas los puntos obtenidos en 5 y se identifica cada curva por su valor de probabilidad correspondiente. Estas curvas son las curvas de variación estacional.

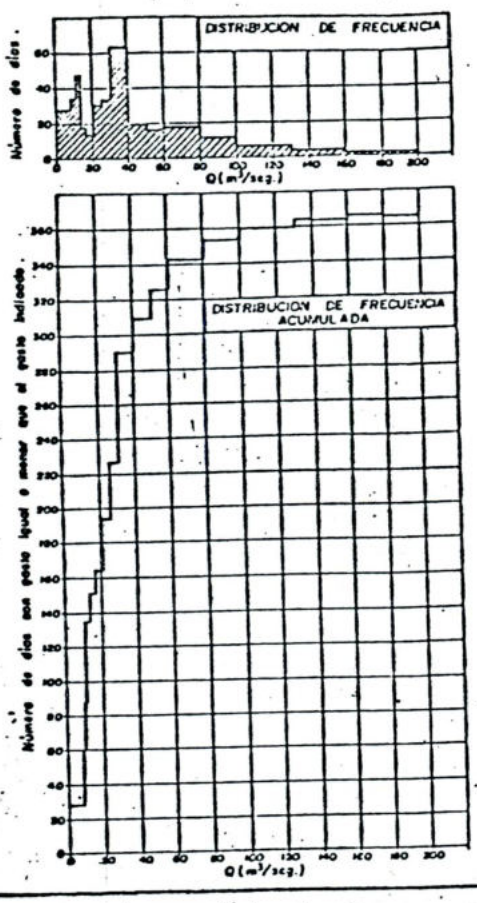


Figura: 17.1 DISTRIBUCION DE FRECUENCIA DE CAUDALES — Río Dorados en Pte. Dorados.

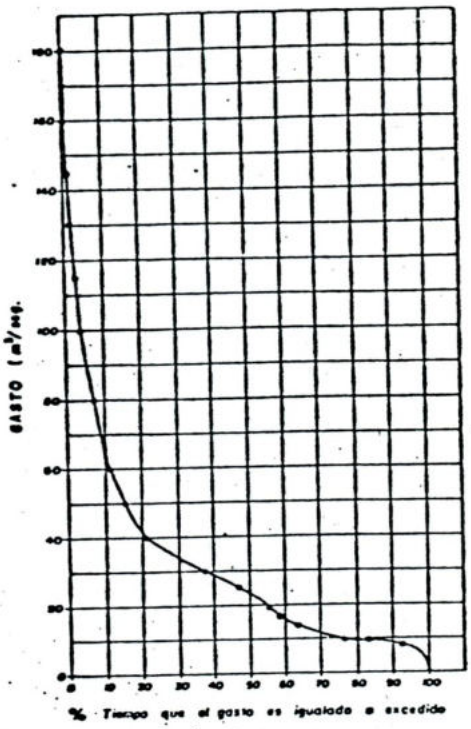


Figura: 17.2 CURVA DE DURACION DE CAUDALES-Río Dorados en Pte. Dorados. (1/4/64 — 31/3/65).

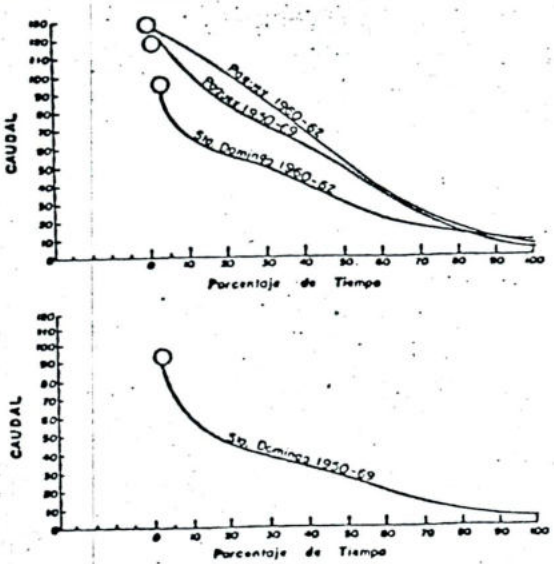


Figura: 17.3 Derivación de la curva de duración de 20 años con los datos de escorrentía mensual de Sta. Domingo a partir del registro del río Paguey y de 3 años de registro de Sta. Domingo.

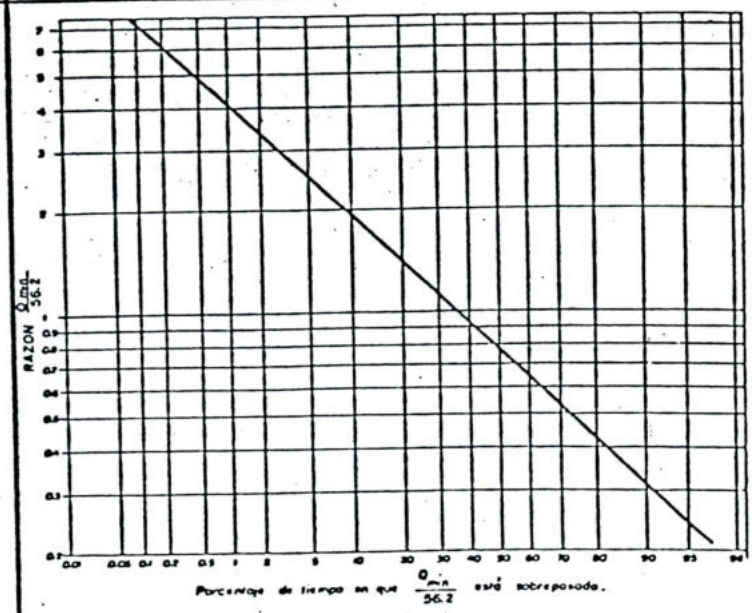


Figura: 17.4 Curva de duración ploteada usando la razón entre los caudales y el caudal promedio.

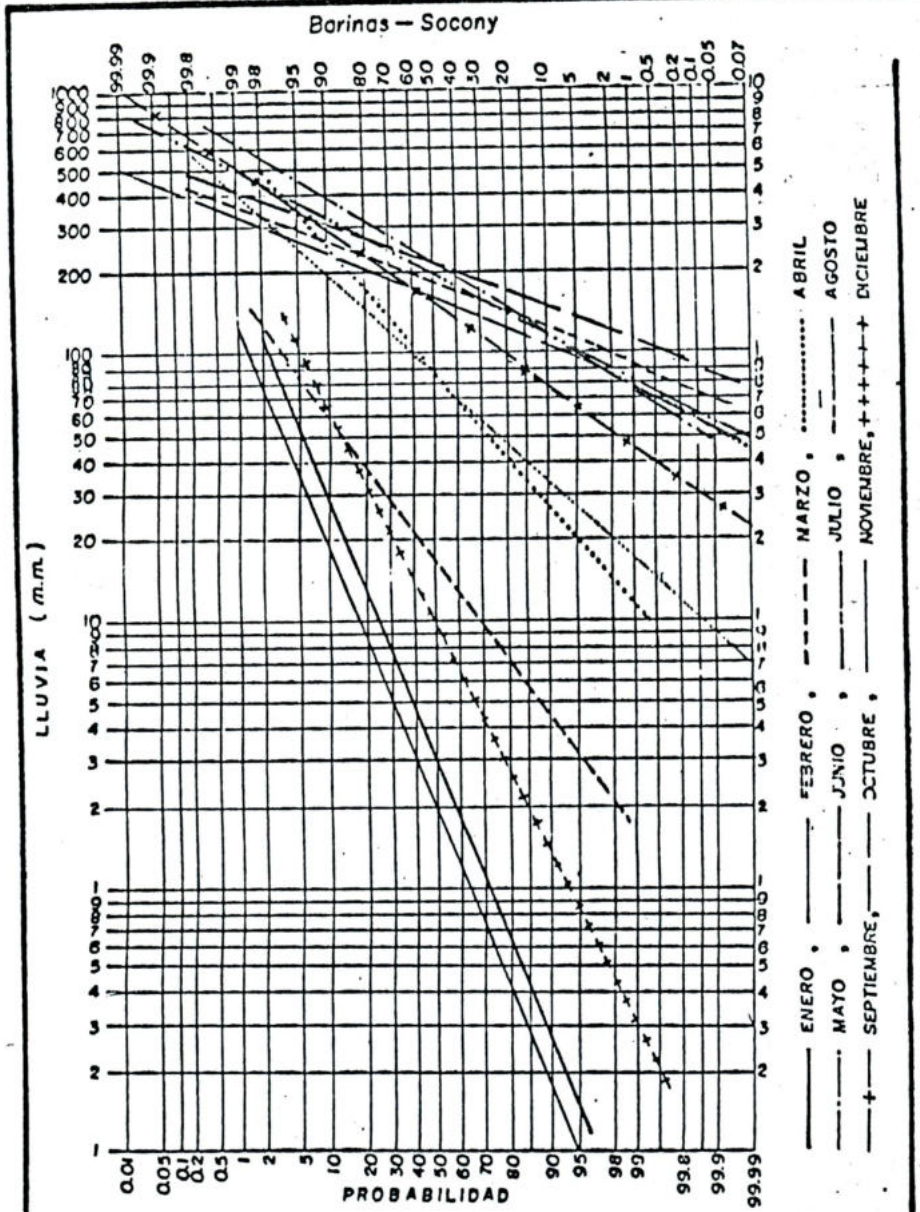


Figura: 17.5 Curvas de frecuencia de los valores mensuales de la precipitación en Barinas — Socony.

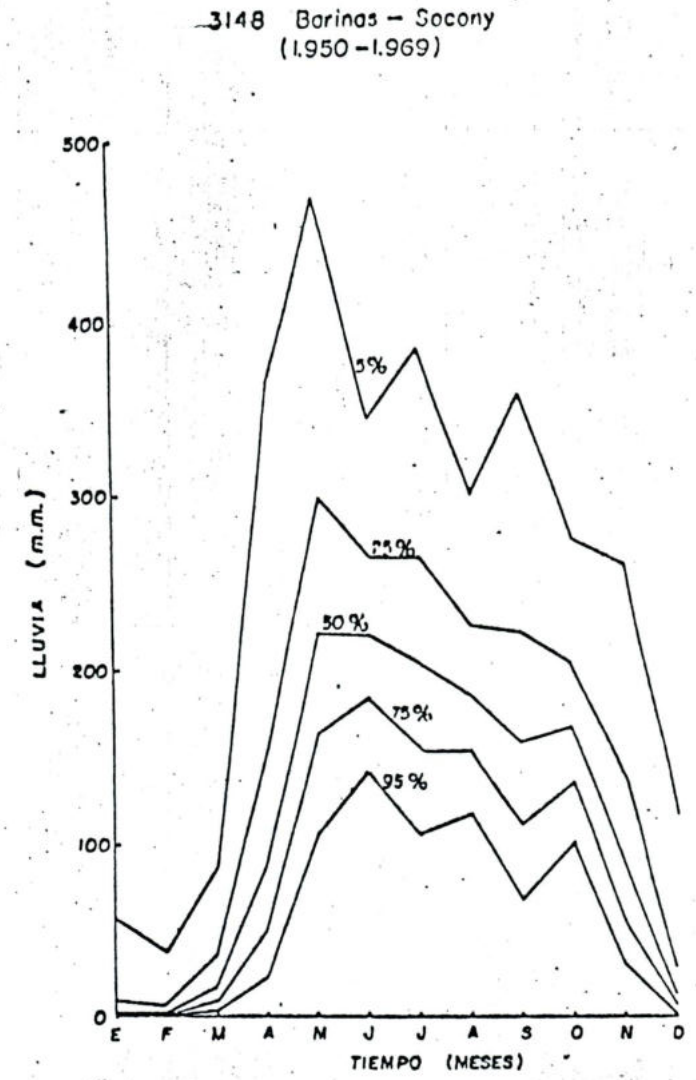


Figura: 17.6 VARIACION ESTACIONAL DE LA PLUVIOSIDAD
P= Probabilidad de que los valores sean igualados o sobrepasados.

Tabla 17.4

Datos de precipitación mensual en la estación Barinas-Socony

AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL ANUAL
50	3,3	1,6	12,6	233,0	174,7	310,0	140,8	249,3	80,9	153,2	99,2	18,4	1277,0
51	0,0	30,0	5,0	150,0	80,0	270,0	190,0	150,0	210,0	150,0	80,0	47,0	1362,0
52	10,7	0,0	21,7	115,1	285,1	318,7	209,5	161,1	170,7	157,2	101,9	2,4	1554,1
53	,5	10,7	27,6	79,5	314,4	88,1	153,5	160,7	217,5	146,9	146,4	,2	1346,0
54	1,9	9,8	0,0	235,4	278,8	187,4	160,8	142,9	218,2	346,9	90,4	25,8	1698,3
55	16,5	3,2	22,0	72,7	238,2	282,4	250,2	131,0	307,8	192,1	71,4	0,0	1587,5
56	26,8	6,0	126,1	115,0	277,4	136,7	105,7	217,0	108,1	122,9	122,7	33,3	1397,7
57	0,0	5,4	38,0	28,6	225,1	180,5	270,4	229,5	118,1	104,1	139,1	4,9	1343,7
58	1,5	0,0	16,6	14,3	222,1	226,3	320,2	172,0	76,4	125,7	64,5	12,0	1251,6
59	0,0	,4	32,4	59,4	402,1	235,1	210,3	104,1	138,4	157,5	67,6	12,6	1419,9
60	48,8	0,0	7,6	102,3	177,2	290,6	317,5	295,6	142,1	92,0	21,9	30,2	1525,8
61	1,3	0,0	44,7	66,2	112,9	268,5	135,4	170,2	239,6	203,4	284,1	16,7	1543,2
62	3,8	6,6	32,5	10,7	147,9	172,8	154,3	123,4	136,7	155,6	94,5	2,9	1041,7
63	15,9	1,2	27,4	198,7	378,0	274,1	191,0	234,9	274,1	229,2	220,7	,1	2045,3
64	0,0	0,0	,8	131,8	145,3	170,4	272,7	213,2	52,4	115,5	22,6	3,2	1127,9
65	23,2	20,5	2,7	70,0	321,9	292,0	138,5	223,1	277,0	177,3	132,0	20,4	1698,6
66	,3	0,0	4,4	147,1	137,8	175,6	312,5	140,0	124,7	151,0	288,8	18,3	1500,5
67	1,7	1,3	14,7	188,3	195,9	283,2	284,2	223,4	171,5	188,1	34,0	53,6	1639,9
68	12,1	0,0	19,4	103,4	366,7	139,0	181,0	182,5	209,2	172,4	15,0	7,9	1408,6
69	39,3	34,2	28,9	388,3	126,0	200,7	89,4	240,9	118,5	253,5	181,5	56,6	1757,8
Promedio	10,3	6,5	24,2	115,5	230,3	225,1	204,3	188,2	169,6	171,3	115,4	18,3	1479,4

Tabla 17.5

Cálculos para la derivación de las curvas de variación estacional para los datos mensuales de precipitación de la estación pluviométrica Barinas-Socony.

ENE (1)	FEB (2)	MAR (3)	ABR (4)	MAY (5)	JUN (6)	JUL (7)	AGO (8)	SEP (9)	OCT (10)	NOV (11)	DIC (12)	OR-DEN	PROB. %
48,8	34,2	126,1	388,3	402,1	318,7	320,2	295,6	307,8	346,9	288,8	56,6	1	2,5
39,3	30,0	44,7	235,4	378,0	310,0	317,5	249,3	277,0	253,5	284,1	53,6	2	7,5
26,8	20,5	38,0	198,7	366,7	292,0	312,5	240,9	274,2	229,2	220,7	47,0	3	12,5
23,2	10,7	32,5	188,3	321,9	290,6	284,2	234,9	239,8	203,4	181,5	33,3	4	17,5
16,5	9,8	32,4	150,0	314,4	283,2	272,7	229,5	218,2	192,1	146,4	30,2	5	22,5
15,9	6,6	28,9	147,1	285,1	282,4	270,4	223,4	217,5	188,1	139,1	25,8	6	27,5
12,1	6,0	27,6	131,8	278,8	274,1	250,1	223,1	210,0	177,3	132,0	20,4	7	32,5
10,7	5,4	27,4	115,1	277,4	270,0	210,3	217,0	209,2	172,4	122,7	18,4	8	37,5
3,8	3,2	22,0	115,0	238,2	268,5	209,5	213,2	171,5	157,5	101,9	18,3	9	42,5
3,3	1,6	21,7	103,4	225,1	235,1	191,0	182,5	170,7	157,2	99,2	16,7	10	47,5
1,9	1,3	19,4	102,3	222,1	226,3	190,0	172,0	142,1	155,6	94,5	12,6	11	52,5
1,7	1,2	16,6	79,5	195,9	200,7	181,0	170,2	138,4	153,2	90,4	12,0	12	57,5
1,5	0,4	14,7	72,7	177,2	187,4	160,8	161,1	136,7	151,0	80,0	7,9	13	62,5
1,3	0,0	12,6	70,0	174,7	180,5	154,3	160,7	124,7	150,0	71,4	4,9	14	67,5
0,5	0,0	7,6	66,2	147,9	175,6	153,5	150,0	118,5	146,9	67,6	3,2	15	72,5
0,3	0,0	5,0	59,4	145,3	172,8	140,8	142,9	118,1	125,7	64,5	2,9	16	77,5
0,0	0,0	4,4	33,0	137,8	170,4	138,5	140,0	108,1	122,9	34,0	2,4	17	82,5
0,0	0,0	2,7	28,6	126,0	139,0	135,4	131,0	80,9	115,5	22,6	0,2	18	87,5
0,0	0,0	0,8	14,3	112,9	136,7	105,7	123,4	76,4	104,1	21,9	0,1	19	92,5
0,0	0,0	0,0	10,7	80,0	88,1	89,4	104,1	52,4	92,0	15,0	0,0	20	97,5

Ejemplo:

Como ejemplo se ha derivado las curvas de variación estacional para la precipitación mensual de la estación Barinas-Socony (figura 17.6). En la tabla 17.4 se muestra el registro de precipitación para Barinas -Socony, mientras que la tabla 17.5 ilustra la ordenación de los valores y la asignación de la probabilidad. Las doce líneas de la figura 17.5 se obtienen al plotear la columna 14 contra cada una de las doce primeras columnas de la tabla 17.5. De las doce líneas de la figura 17.5 se obtiene, para cada mes, los valores ploteados en la figura 17.6 correspondientes a las probabilidades: 5%, 25%, 50%, -- 75% y 95%.

18. DIAGRAMAS DE MASAS DE CORRIENTES

Una curva de masa es la representación acumulativa del gasto o aportación de entrada neta al vaso para un período determinado de años. Las curvas de masa permiten una inspección gráfica de todo el registro de caudales de una corriente de cualquier porción del mismo, para calcular o evaluar el rendimiento.

Pueden utilizarse para determinar el rendimiento a esperarse para una determinada capacidad de un vaso de almacenamiento o embalse. En este caso se traza las tangentes en los puntos altos de la curva de masa, en una forma tal que su desviación máxima de la curva de masa no exceda a la capacidad especificada del vaso. Las pendientes de las líneas resultantes indican los rendimientos que pueden obtenerse en cada año con la capacidad especificada de almacenamiento. La pendiente de la línea de demanda más plana es el rendimiento firme. Una línea de demanda debe cortar a la curva de masa cuando se prolonga.

Si esto no sucede, el vaso no se vuelve a llenar.

El diagrama de masas de una corriente es la base para un -

procedimiento gráfico de análisis de la relación que existe entre el escurrimiento de esa corriente, la capacidad de un vaso de almacenamiento proyectado sobre la misma y las extracciones requeridas.

18.1 Diagramas de Masas por Diferencias

Supóngase una corriente de gasto constante (Figura 18.1). Si sobre la línea OX se lleva a escala los años durante los cuales se tiene datos de escurrimiento (por ejemplo, los años comprendidos entre 1931 y 1938, inclusives) se obtendrá los puntos 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, y 8. Por estos puntos se traza líneas paralelas a OY y sobre estas líneas, a una determinada escala de volúmenes, los metros cúbicos escurridos por la corriente desde el 1°de Enero hasta el 31 de Diciembre de los años correspondientes. El 31de Diciembre de 1931 habrá escurrido un volumen V1 representado por la línea vertical (1-a) igual al gasto constante Q en metros cúbicos por segundo, multiplicado por el número de segundos en el año. En 1932 el volumen escurrido es V2, igual a V1 puesto que el gasto es constante, y el volumen escurrido desde el 1°de Enero de 1931 será V1 + V2 = 2V, llamando V al gasto constante multiplicado por el número de segundos en el año. Al fin de 1933 el volumen acumulado será igual a 3V, y así sucesivamente.

Si desde el punto 1 se lleva V; a partir del punto 2 se lleva 2V, y así sucesivamente, se obtendrá la línea OM que es recta y que, en el sistema de coordenadas adoptado, representa un gasto constante que, por construcción, es el cociente del volumen representado por su ordenada dividido por el tiempo de su correspondiente abscisa

En este mismo sistema de coordenadas la línea OX', perpendicular a OY, representa un gasto constante Q', cuyo valor se obtendrá dividiendo la ordenada por la abscisa, en cualquiera de sus puntos. La línea OX representa un gasto nulo.

La línea que une el origen O con i representa un gasto igual a la cuarta parte del gasto Q, la línea Oj representará la mitad y así sucesivamente.

Si se desea hacer la construcción de la línea OM en un sistema de coordenadas rectangulares, suponiendo OX' perpendicular a OY y que OX' representa un gasto Q', sobre la línea OX'(figura 18.2a a partir del origen se anota a la escala - que se desee, los años 1931, 1932, etc.y se obtiene los puntos 1', 2', etc.. A partir delpunto número (1') se llevará una ordenada que tendrá como valor:

$$1'a = QT-Q'T = D$$

donde:

Q = gasto OM en m^3/s

Q' = gasto OX' en m^3/s

La ordenada en (2') será:

$2'b = (QT+QT) - (Q'T+Q'T) = (QT-Q'T) + (QT-Q'T) = 2D$

Las ordenadas en los puntos siguientes serán:

3'c = 3 D

4'd = 4 D

5'e = 5 D

8'h = 8 D

Por lo anterior se ve que la ordenada de cualquier punto de la línea OM representa el valor acumulado de las diferencias anuales entre los volúmenes escurridos con gasto constante Q y los correspondientes al gasto que representa el eje horizontal. Si a partir de un punto O (figura 18.2b) se traza una línea OA, paralela a OX', e igual a un cierto intervalo de tiempo (a la misma escala de tiempos que la adoptada en OX') (figura 18.2a) y por el extremo A se traza una vertical AB, que a escala de volúmenes sea igual al gasto correspondiente al eje OX' (que se designará "gasto base")multiplicado por el tiempo OA; uniendo O con B se

tendrá la línea recta 00', que da la inclinación de la línea OX de la figura 18.2a que representa un gasto nulo. Si ahora, a partir de B, se lleva los volúmenes obtenidos de multiplicar el tiempo OA por gastos diferentes, se obtendrá los puntos 1, 2, 3, 4, 5, 6 etc. (figura 18.2b, que ligados con el punto O dan rectas cuyas inclinaciones son las que deberán tener en la figura 18.2a, para representar los gastos correspondientes. Generalmente estas líneas 01 02, etc., de la figura 18.2b se identifican con los valores de caudales o volúmenes que representan.

Tabla 18.J- Modelo de Planilla de Cálculo de la Curva de Masas por Diferencias.-

1	2	3	4	5
AÑOS	Volúmenes anuales de escurrimiento	Volúmenes anuales correspondientes al gasto base	Diferencias Col 2 - Col 3	Diferencias acumuladas
1931	.....	.....	.....	.....
1932	.....	.....	.....	.....
1933	.....	.....	.....	.....
1934	.....	.....	.....	.....
1935	.....	.....	.....	.....
1936	.....	.....	.....	.....
1937	.....	.....	.....	.....
1938	.....	.....	.....	.....
Sumas				
Promedio				

Si se supone que el gasto medio anual de la corriente durante el período de 1931 a 1938 es igual al gasto representado

por la línea OM, pero el volumen escurrido en cada uno de los ocho años es diferente, la representación de los escurrimientos será una línea quebrada la cual se puede calcular tal como se muestra en la tabla 18.1 En la columna 2 se anota los volúmenes anuales que escurren por la corriente. En la columna 3 quedarán frente a cada año, volúmenes iguales que corresponden al gasto constante que representa OX'. En la columna 4 se anota las diferencias entre el escurrimiento de la corriente y los volúmenes anuales correspondientes al gasto base. Los datos de la columna 5 son los acumulativos de los de la columna 4, y vienen a ser las ordenadas correspondientes al final de cada uno de los años considerados de la línea quebrada que representa el escurrimiento de la corriente en el diagrama de masas por diferencias. La inclinación de cualquiera de las rectas de la línea quebrada o, a', b', c', d', e', f', g', h, de la figura 18.2a representa, a la escala de la figura 18.2b el gasto de la corriente en el año correspondiente.

Si el gasto de la corriente varía día por día dentro de cada año y se quiere construir el diagrama tomando en consideración esas variaciones, se procedería en forma semejante a la indicada para escurrimientos anuales y la línea quebrada se transformaría práctiamente en una curva, en la que la inclinación de la tangente en cualquiera de sus puntos, de acuerdo con la escala de la figura 18.2b representará el gasto de la corriente en la fecha correspondiente al punto citado. En ningún punto de la curva la tangente tendrá una inclinación mayor que OB, porque representaría un caudal negativo.

Si al construir el diagrama de masas por diferencias se supone que el "gasto base" es igual al gasto medio de la corriente, la curva de masas partirá de (O) y deberá terminar en un punto (h) sobre el eje de las equis, figura 18.2c.

En la tabla 18.1 las sumatorias de las columnas 2 y 3, deben ser iguales; en la columna 4, se anotará las diferencias con

sus signos correspondientes y la suma de todas ellas debe ser igual a cero; en las diferencias acumuladas de la columna 5 se tomará en cuenta el signo de cada diferencia y como comprobación el último acumulativo debe ser igual a la suma de la columna 4, es decir, cero.

Buscando estas facilidades de comprobación el diagrama de masas por diferencias se construye usualmente tomando como "gasto base" el gasto medio de la corriente en todo el período considerado.

En el caso de funcionamiento de vaso, el diagrama de masas por diferencias es la base para un procedimiento gráfico de análisis de la relación que existe entre el escurrimiento de una corriente, la capacidad del vaso de almacenamiento y los caudales regulados.

Como ejemplo de aplicación se presenta el cálculo de la curva por diferencias correspondiente del río Portuguesa hasta el sitio Puente Portuguesa, en el Estado Portuguesa Venezuela.

Ejemplo:

En la Tabla 18.2 , se muestra los volúmenes mensuales medios en Hm^3. El volumen medio mensual $\bar{V}$, es:

$$\bar{V} = \frac{6556 \times 10^6 \ m^3}{84 \text{ meses}} = 78{,}04 \times 10^6 \ m^3$$

El gasto medio vale:

$$Q = \frac{78{,}04 \times 10^6 \ m^3/mes}{2{,}628 \times 10^6 seg/mes} = 29{,}7 \ m^3/seg$$

Tomando como base el volumen medio anterior, se calcula las diferencias algebraicas entre el volumen base y las aportaciones mensuales (columna 4 y 5 de la tabla 18.3) que, acumuladas después en la columna 6, son las ordenadas del diagrama de masas por diferencias que aparece en la figura 18.3.

Este diagrama representa, las fluctuaciones del volumen acumulado de la corriente a partir de Enero de 1963, con relación a los volúmenes que durante el mismo tiempo habría acumulado el volumen constante ($78 \times 10^6 m^3$) que se tomó como base.

Dichas fluctuaciones corresponden al período 1963-1969.

Tabla 18.2.-

Cálculo de la curva de masas acumulada - Río Portuguesa hasta Puente Portuguesa - (1963-1969).
Volúmenes Mensuales en Hm^3 (10^6 m^3).

Mes	1963	1964	1965	1966	1967	1968	1969
ENERO	18,2	11,2	19,6	25,5	16,4	14,3	12,1
FEBRERO	5,9	6,0	10,6	8,5	7,6	7,8	8,7
MARZO	4,6	4,3	7,1	6,7	4,6	5,0	8,2
ABRIL	10,6	6,3	5,0	7,7	26,7	18,0	69,2
MAYO	139,7	33,8	26,9	11,5	97,2	90,2	100,5
JUNIO	167,4	158,2	162,5	132,4	178,2	164,8	153,8
JULIO	149,6	207,9	154,6	223,7	183,1	206,9	181,0
AGOSTO	178,8	158,9	103,9	121,2	200,5	140,5	145,4
SEPTIEMBRE	132,6	91,8	102,3	166,8	101,9	101,3	87,2
OCTUBRE	101,8	94,0	113,5	111,3	114,0	74,4	119,7
NOVIEMBRE	52,5	32,4	92,8	89,7	57,5	42,3	93,5
DICIEMBRE	24,7	38,6	33,8	45,0	35,0	20,4	55,7

TABLA: 18.3

CALCULO DE LA CURVA DE MASAS POR DIFERENCIAS ACUMULADAS

RIO PORTUGUESA HASTA PUENTE PORTUGUESA (1963-1969)

AÑO	MES	VOL. MES (V)	$V - \bar{V}$ > 0	$V - \bar{V}$ < 0	DIFERENCIAS ACUMULADAS	AÑO	MES	VOL. MES (V)	$V - \bar{V}$ > 0	$V - \bar{V}$ < 0	DIFERENCIAS ACUMULADAS
1.	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
1963	ENE	10.2		59.6	- 59.6	1966	JUL	233.7	145.7		- 275.6
	FEB	5.9		72.1	- 131.9		AGO	121.2	43.2		- 232.4
	MAR	4.6		75.4	- 206.3		SET	166.8	88.8		- 143.6
	ABR	10.6		67.4	- 272.7		OCT	111.3	58.3		- 110.3
	MAY	139.7	61.7		- 211.0		NOV	99.7	11.7		- 98.6
	JUN	167.4	89.4		- 121.6		DIC	45.0		33.0	- 131.6
	JUL	149.6	71.6		- 50.0	1967	ENE	16.4		61.6	- 193.2
	AGO	178.8	100.8		50.8		FEB	7.6		70.4	- 263.6
	SET	132.6	54.6		105.4		MAR	4.6		73.4	- 337.0
	OCT	101.8	23.8		129.2		ABR	26.7		51.3	- 388.3
	NOV	32.5		25.5	103.7		MAY	97.2	19.2		- 369.1
	DIC	24.7		53.5	50.4		JUN	178.2	100.2		- 268.9
1964	ENE	11.2		66.8	- 16.4		JUL	183.1	105.1		- 163.8
	FEB	6.0		72.0	- 98.4		AGO	200.3	122.5		- 41.3
	MAR	4.3		73.7	- 162.1		SET	101.9	23.9		- 17.4
	ABR	6.3		71.7	- 233.0		OCT	114.0	36.0		18.6
	MAY	33.8		44.2	- 278.0		NOV	57.5		20.5	- 1.9
	JUN	158.2	60.2		- 197.8		DIC	35.0		43.0	- 44.9
	JUL	207.9	129.9		- 67.9	1968	ENE	14.3		63.7	- 108.6
	AGO	158.9	80.9		13.0		FEB	7.8		70.2	- 178.8
	SET	91.8	13.8		26.8		MAR	5.0		73.0	- 251.8
	OCT	94.0	16.0		42.8		ABR	18.0		60.0	- 311.8
	NOV	32.4		45.6	- 2.8		MAY	90.2	12.2		- 299.6
	DIC	38.6		39.4	- 42.2		JUN	154.8	86.8		- 212.8
1965	ENE	19.6		58.4	- 100.6		JUL	206.9	128.9		- 83.9
	FEB	10.6		67.4	- 168.0		AGO	140.5	62.5		- 21.4
	MAR	7.1		70.8	- 238.9		SET	101.3	23.3		1.9
	ABR	5.0		73.0	- 311.9		OCT	74.4		3.6	- 1.7
	MAY	26.9		51.1	- 363.0		NOV	42.3		35.7	- 37.4
	JUN	162.5	64.5		- 278.5		DIC	20.4		57.6	- 95.0
	JUL	154.6	76.6		- 201.9	1969	ENE	12.1		55.9	- 160.9
	AGO	103.9	25.9		- 176.0		FEB	6.7		69.3	- 230.2
	SET	102.3	24.3		- 151.7		MAR	8.2		69.8	- 300.0
	OCT	113.5	35.5		- 116.2		ABR	69.2		8.8	- 308.8
	NOV	92.8	14.8		- 101.4		MAY	100.5	22.5		- 286.3
	DIC	33.8		44.2	- 145.6		JUN	153.8	75.8		- 210.5
1966	ENE	25.5		52.5	- 198.1		JUL	181.0	103.0		- 107.5
	FEB	8.5		69.5	- 267.6		AGO	145.4	67.4		- 40.1
	MAR	6.7		71.3	- 338.9		SET	87.2	9.2		- 30.9
	ABR	7.7		70.3	- 409.2		OCT	119.7	41.7		10.8
	MAY	11.5		66.5	- 475.7		NOV	93.5	15.5		26.3
	JUN	132.4	54.4		- 421.3		DIC	55.7		22.3	+ 4.0

Σ VOLUMENES = $6556 \times 10^6\ m^3 = 78{,}6 \times 10^6\ m^3$ / mes

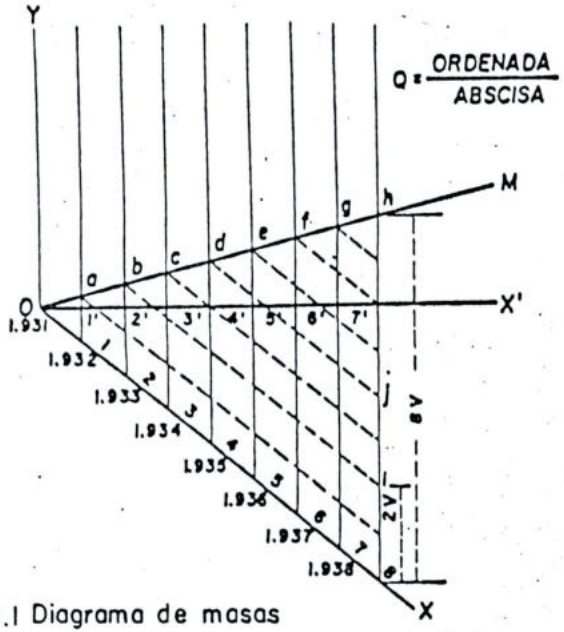


Figura: 18.1 Diagrama de masas
Para una Corriente de Caudal Constante

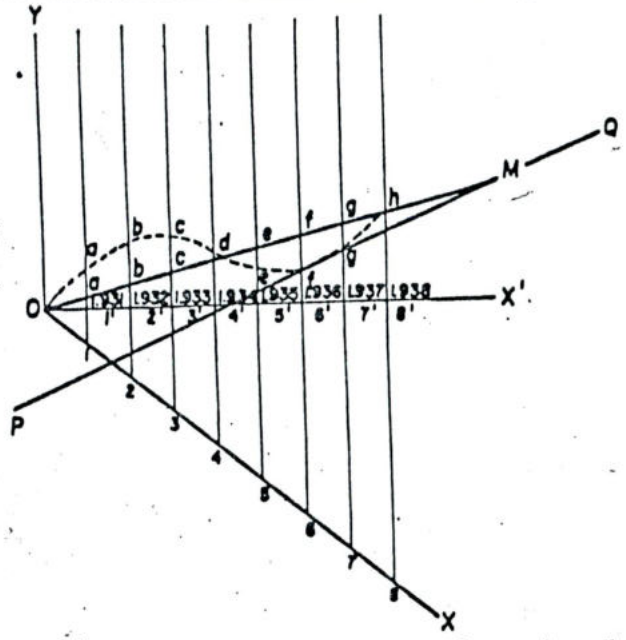


Figura: 18.2a Diagrama de masas por diferencias

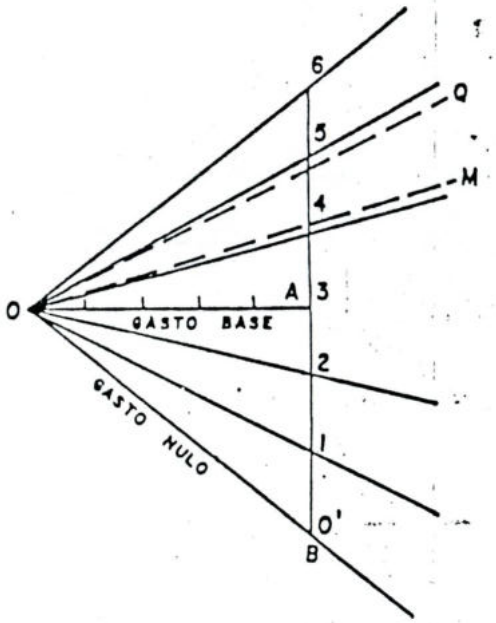


Figura: 18.2 b Escala de gastos

A la representación de la figura se le designa "escala gráfica de gastos", que debe acompañar a todo diagrama de masas.

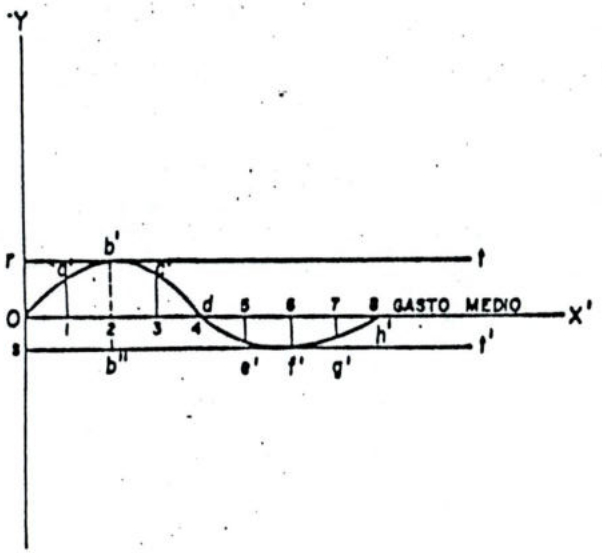


Figura: 18.2c Diagrama de masas por diferencias. Gasto base igual a gasto medio.

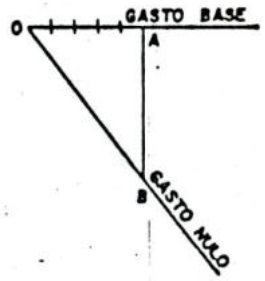


Figura: 18.2.d
Escala gráfica

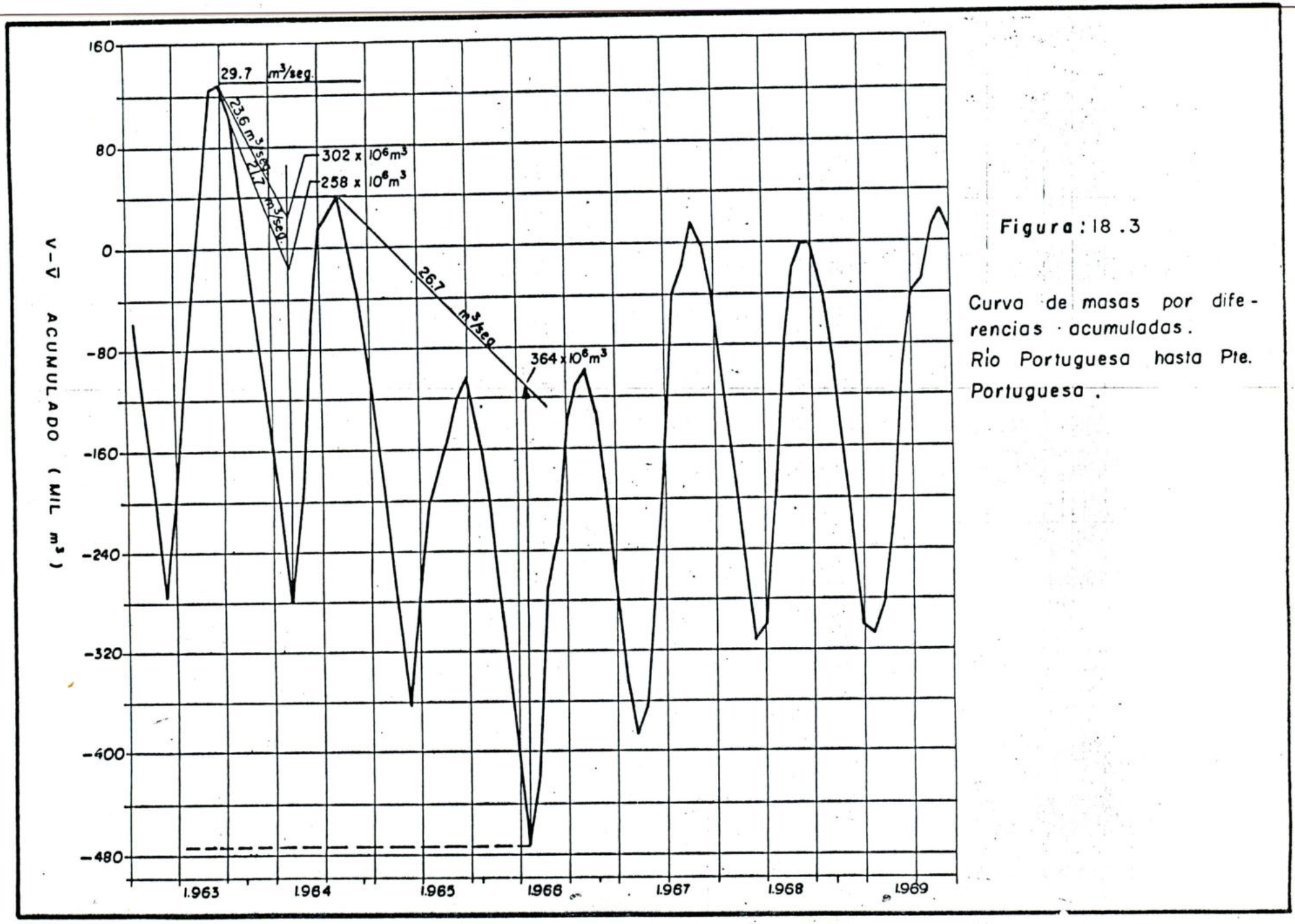


Figura: 18 .3

Curva de masas por diferencias acumuladas.
Río Portuguesa hasta Pte. Portuguesa .

Tabla 18.4-

Volúmenes Mensuales Acumulados en Hm^3.- Río Portuguesa hasta Puente Portuguesa

Mes	1963	1964	1965	1966	1967	1968	1969
ENERO	18,2	997,6	1849,4	2687,9	3628,8	4649,4	5533,1
FEBRERO	24,1	1003,6	1860,0	2696,4	3636,4	4657,2	5541,8
MARZO	28,7	1007,9	1867,1	2703,1	3641,0	4662,2	5550,0
ABRIL	39,3	1014,2	1872,1	2710,8	3667,7	4680,2	5619,2
MAYO	179,0	1048,0	1899,0	2722,3	3764,9	4770,4	5719,7
JUNIO	346,4	1206,2	2061,5	2854,7	3943,1	4935,2	5873,5
JULIO	496,0	1414,1	2216,1	3078,4	4126,2	5142,1	6054,5
AGOSTO	674,8	1573,0	2320,0	3199,6	4326,7	5282,6	6199,9
SEPTIEMBRE	807,4	1664,8	2422,3	3366,4	4428,6	5383,9	6287,1
OCTUBRE	909,2	1758,8	2535,8	3477,7	4542,6	5458,3	6406,8
NOVIEMBRE	961,7	1791,2	2628,6	3567,4	4600,1	5500,6	6500,3
DICIEMBRE	986,4	1829,8	2662,4	3612,4	4635,1	5521,0	6556,0

18.2 Diagrama Acumulativo de Masas

En el caso de que se tome la línea OX' como representativa del gasto nulo, o bien sea que el "gasto base" sea nulo, la curva del diagrama de masas y la escala correspondiente tomarán la forma indicada en las figura 18.4a, y 18.4b.

Si se analiza la manera como se modifica la tabla 18.1 para este caso especial, se encontrará: que las columnas 1y 2 no sufren cambio; que los volúmenes anotados en la columna 3 son todos nulos y que, por lo tanto, la columna 4 queda igual a la 2 y que la columna 5 se transforma en el valor acumulado de los escurrimientos de la corriente. De esta forma se obtiene el diagrama de masas acumulado, el cual es solamente un caso particular del diagrama de masas por diferencias, cuando el "gasto base" es igual a cero.

La escala de gastos mostrada en la figura 18.4b, se traza en igual forma que antes se indicó, sólo que en este caso los volumenes contados en B-6 y los tiempos según OB, son catetos de los triángulos rectángulos correspondientes y por lo tanto, los gastos serán representados por la tangente del ángulo que las líneas 01, 02 y 03, forman con la línea OB. De acuerdo con lo anterior, el gasto en cualquier punto de la curva de masas, está representado por la tangente del ángulo que forma con el eje de las equis, la tangente a dicha curva, en el punto considerado. La menor inclinación que podrá tener esta tangente es la paralela al eje de las equis que corresponde a gasto nulo.

La ordenada de cualquier punto de la curva representa, a la escala de volúmenes, el total de agua escurrida desde el principio del período hasta la fecha que corresponde al punto citado.

La línea recta que une el punto (O) con el extremo (h) de la curva, en la figura 18.4a, representa un gasto constante igual al gasto medio de la corriente durante todo el período considerado.

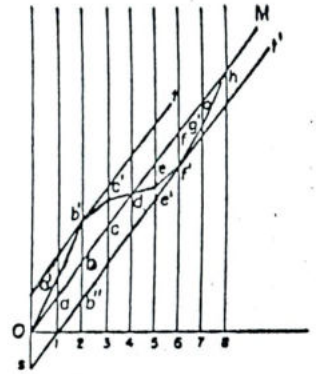


Figura : 18.4a Analisis de Curva de masa Acumulada

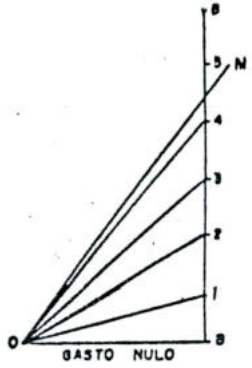


Figura: 18.4 b Escala Grafica

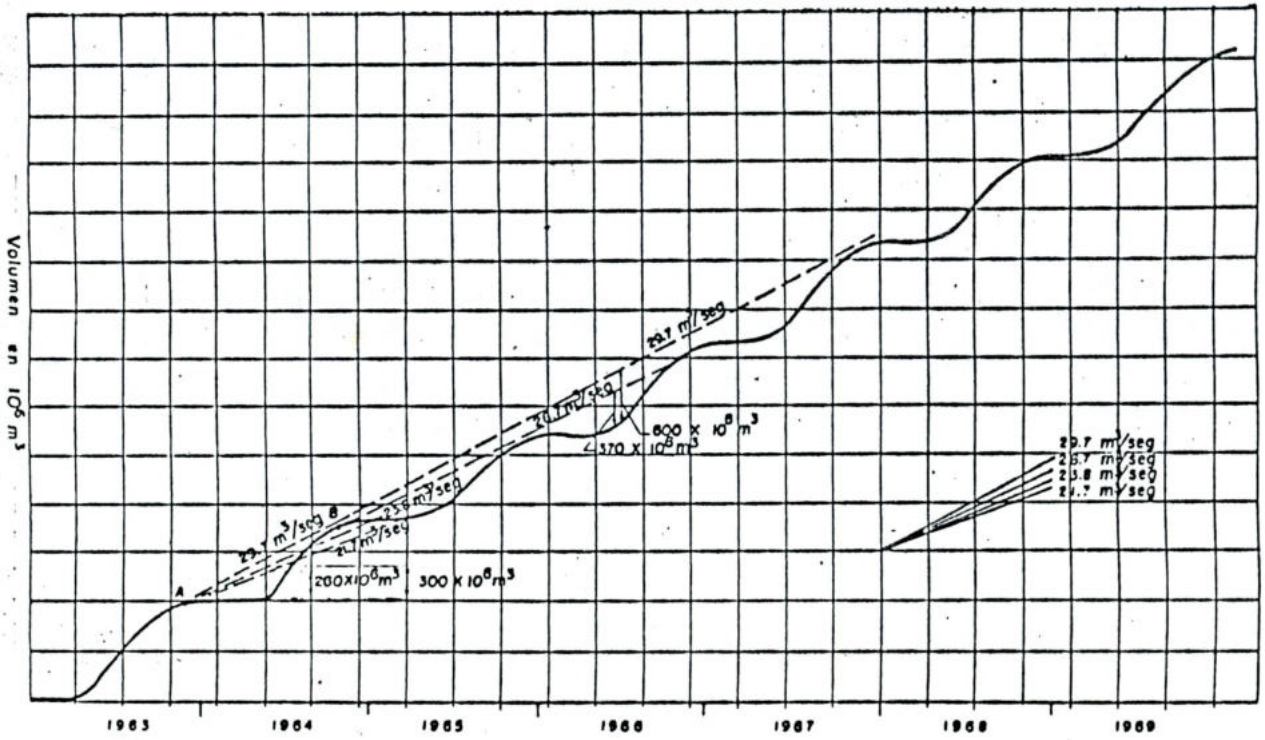


Figura : 18.5 CURVA DE MASA ACUMULADA — Río Portuguesa hasta Pte. Portuguesa .

Un diagrama de masas acumulado es la representación del gasto acumulado o los aportes netos al vaso para un período determinado de tiempo. La figura 18.5 es una curva de masas acumuladas para un período de 7 años correspondientes al río Portuguesa. En la tabla 18.4 se muestra los volúmenes medidos y los volúmenes acumulados, los cuales al ser ploteados contra el tiempo, dieron origen a la curva en cuestión. La pendiente de la curva de masas en cualquier instante, es la medida del gasto de aporte en ese momento. Las curvas de demanda representativa de una extracción uniforme, son líneas rectas con pendiente igual a la tasa de demanda. Las líneas de demanda trazadas tangentes a los puntos altos de la curva de masas (A, B) representan la capacidad del vaso necesaria para satisfacer esa demanda. La distancia vertical entre tangentes sucesivas representa el agua vertida por el aliviadero.

19.- EMBALSES

Un embalse tiene la función de retener los excesos de agua en los períodos de escurrimiento altos para su utilización durante los períodos de sequía. Además de conservar el agua para uso posterior, el almacenamiento del agua de las crecientes también puede reducir el daño de inundaciones aguas abajo del vaso.

Cualquiera que sea la capacidad de un vaso o el uso final del agua, la función principal de un embalse es estabilizar el escurrimiento del agua, ya sea regulando un escurrimiento variable en una corriente natural o mediante la satisfacción de una demanda variable.

19.1 Características físicas de los embalses

Como la función principal de los vasos es proporcionar almacena - miento, su característica física más importante es la capacidad de almacenamiento. La capacidad de los vasos en sitios naturales se determina por medio de levantamientos topográficos. Se cons - truye una curva de área-elevación (figura 19.1), planimetrando el área comprendida dentro de cada curva de nivel del sitio del vaso de almacenamiento.

La integral de la curva área-elevación es la curva de elevaciones o alturas-capacidad o curva de capacidad del vaso.

El incremento de almacenamiento entre dos alturas o elevaciones, se calcula generalmente multiplicando el promedio de las áreas en las dos elevaciones por la diferencia de elevaciones.

La suma de estos incrementos por debajo de cualquier elevación, es el volumen almacenado hasta ese nivel.

El nivel normal de almacenamiento es la elevación máxima a la cual subirá la superficie del embalse durante las condiciones ordina - rias de funcionamiento u operación. Para la mayoría de los embal- ses, el almacenamiento está definido por la elevación de la cresta del vertedero o por la parte superior de las compuertas del verte- dero. El nivel mínimo de abastecimiento es la mínima elevación a la cual se operará el embalse en condiciones normales. Este nivel puede fijarse por la elevación de la toma o salida más baja en la presa o, en el caso de embalses para generación de energía hidro- eléctrica, tomando en cuenta las condiciones de la eficiencia de operación para las turbinas.

El volumen de almacenamiento entre el nivel mínimo y el normal se llama almacenamiento útil. El agua retenida por debajo del alma- cenamiento mínimo es el almacenamiento muerto. En los embalses de propósitos múltiples, el volumen útil puede subdividirse en almace- namiento para conservación y en almacenamiento para control de cre- cientes, de acuerdo con el plan de operación.----------

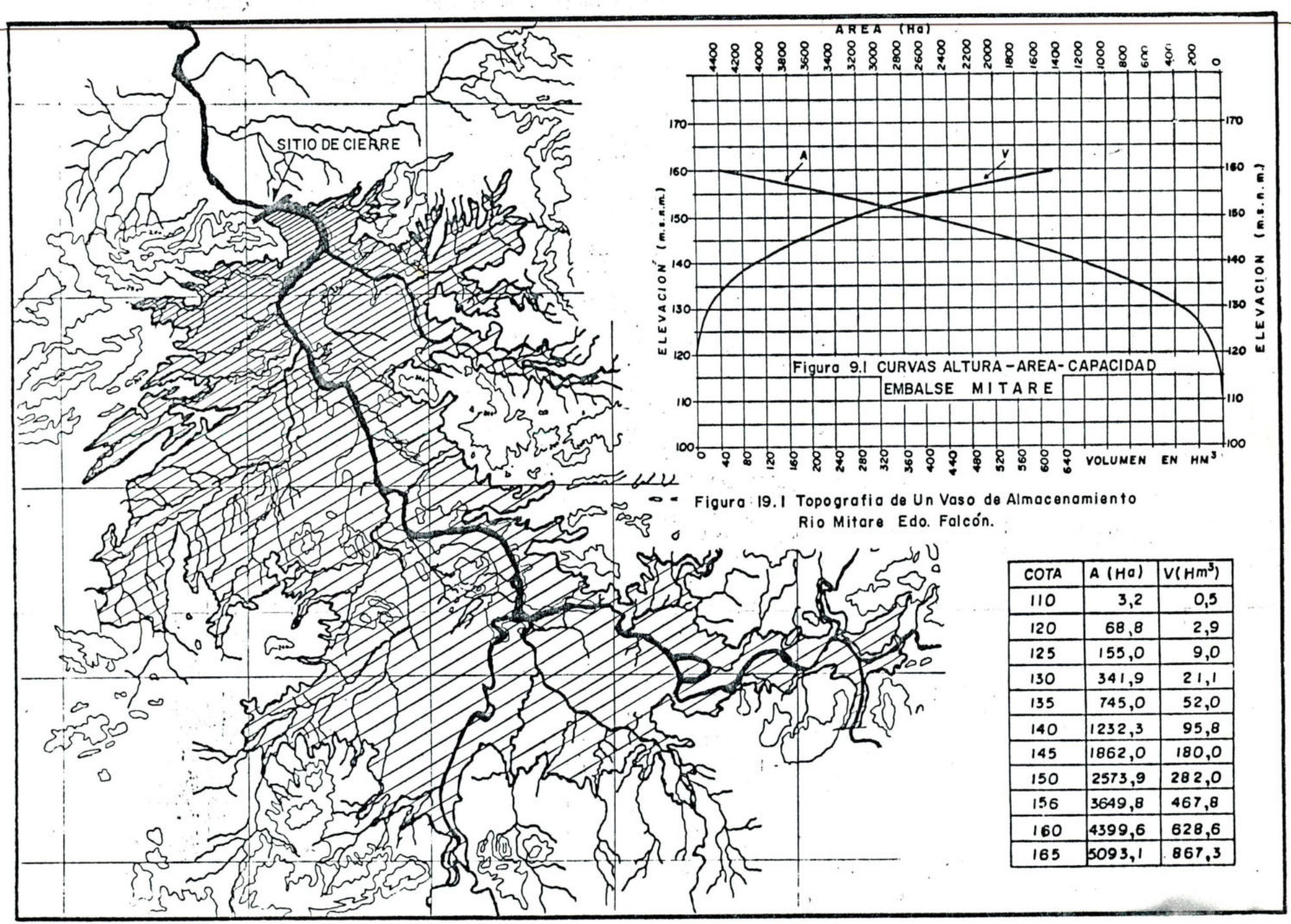


Figura 9.1 CURVAS ALTURA – AREA – CAPACIDAD
EMBALSE MITARE

Figura 19.1 Topografia de Un Vaso de Almacenamiento
Rio Mitare Edo. Falcón.

COTA	A (Ha)	V(Hm³)
110	3,2	0,5
120	68,8	2,9
125	155,0	9,0
130	341,9	21,1
135	745,0	52,0
140	1232,3	95,8
145	1862,0	180,0
150	2573,9	282,0
156	3649,8	467,8
160	4399,6	628,6
165	5093,1	867,3

que se adopte. Durante las crecientes, las descargas sobre el vertedero pueden hacer que el nivel del agua suba por encima del nivel normal de almacenamiento. Este sobre-almacenamiento, normalmente no se controla, es decir, solo existe cuando ocurre una creciente y no puede almacenarse o retenerse para uso posterior. Los bancos o bordes del vaso son generalmente permeables y el agua penetra al suelo cuando el vaso se llena, y drena cuando el nivel del agua baja. Este almacenamiento de bancos aumenta efectivamente la capacidad del vaso sobre la indicada por la curva de elevación-capacidad. La cantidad o magnitud del almacenamiento de bancos depende de las condiciones geológicas y puede llegar a ser o representar cierto porcentaje del volumen del vaso. El agua en un cauce de una corriente natural ocupa un volumen variable de almacenamiento de valle. El incremento neto de la capacidad de almacenamiento que resulta o se produce por la construcción de una presa, es igual a la capacidad total menos el almacenamiento natural de valle. Esta distinción no tiene importancia en los vasos para conservación, pero desde el punto de vista del control de crecientes, el almacenamiento efectivo en el vaso es el almacenamiento útil más el sobrealmacenamiento, menos el almacenamiento natural de valle que corresponde al ritmo de las aportaciones al vaso (Figura 19.2).-

19.2 Selección del sitio para un embalse

Es dificil localizar un sitio para embalse que reuna todas las características ideales. Las reglas generales para la selección de sitios para embalses son:

1) Debe existir un sitio de presa apropiado. Con frecuencia el costo de la presa es un factor que controla la selección de un sitio para embalse.
2) El costo de los terrenos que ocupará el embalse, no debe ser excesivo.
3) El vaso debe tener una capacidad adecuada.
4) Un vaso profundo es preferible a un vaso llano, debido a

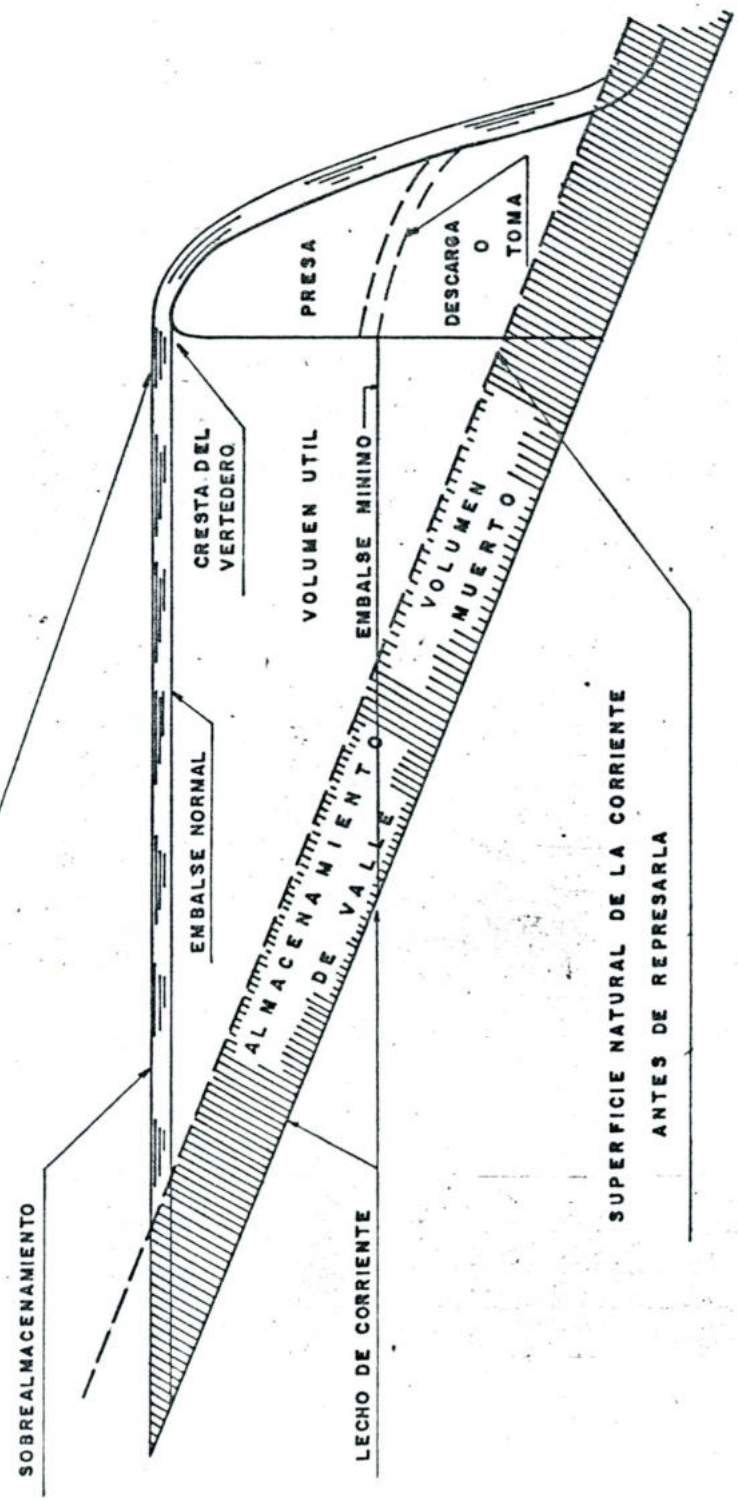


FIGURA-19.2 ZONAS DE ALMACENAMIENTO EN UN VASO DE UN EMBALSE

los costos más bajos del terreno por unidad de capacidad, menor pérdida por evaporación y menor probabilidad de - crecimiento de las malas hierbas.

5) En lo posible debe evitarse las áreas tributarias que producen sedimentos.
6) La calidad del agua almacenada debe ser satisfactoria para el uso que se le intenta dar.
7) Debe evitarse, los sitios en los cuales pueda ocurrir una cantidad considerable de fugas.

Como ilustración típica de un vaso de almacenamiento en Venezuela, se presenta el embalse "Cuatricentenario de la Ciudad de Carora", llamado así para conmemorar los cuatrocientos años de esa ciudad. La presa se asienta sobre el río Tocuyo en el Distrito Torres del Estado Lara, a unos 35 km aguas abajo de la población de Atarigua.

Las funciones básicas que esta obra hidraúlica está llamada a cumplir, incluyen el abastecimiento a la ciudad de Carora a razón de 500 litros por segundo hasta el año 2050, la provisión de agua para riego para 2.700 hectáreas a lo largo de las vegas del río Tocuyo y unas mil hectáreas a nivel de la población Siquisique, y controlar las inundaciones que arrasaban las cosechas en las zonas vecinas. Paralelamente la presa cumplirá propósitos recreativos, ya que el embalse de 420 millones de metros cúbicos de agua formará un gran lago que servirá de zona de esparcimiento.

El río Tocuyo es el más importante del país en arrastre de sedimentos, los que lleva desde sus cuencas y los que recibe por la erosión de las montañas que lo circunda.

En el sitio de la presa, la cantidad de sedimentos en suspensión se estima en 700 toneladas por día.

En la figura 19.3 se ilustra la ubicación del embalse, en la figura 19.4 la sección de la presa y en la figura 19.5 un esquema del vaso y el área inundada.



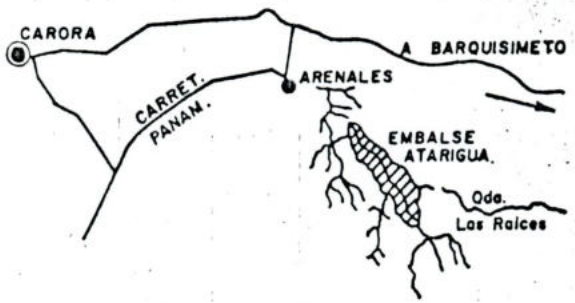


Figura: 19.3 Ubicación del embalse Cuatricentenario.

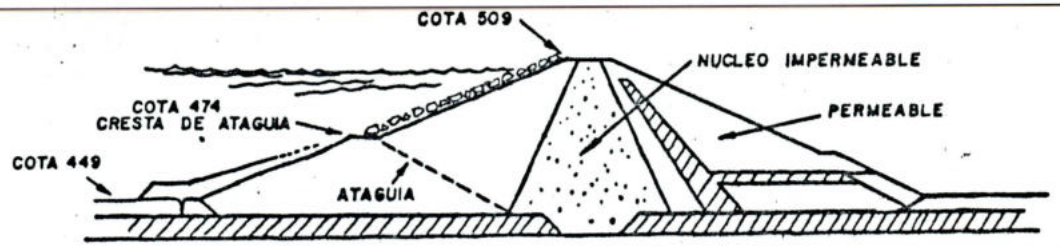


Figura : 19.4. Sección de la presa Cuatricentenario .

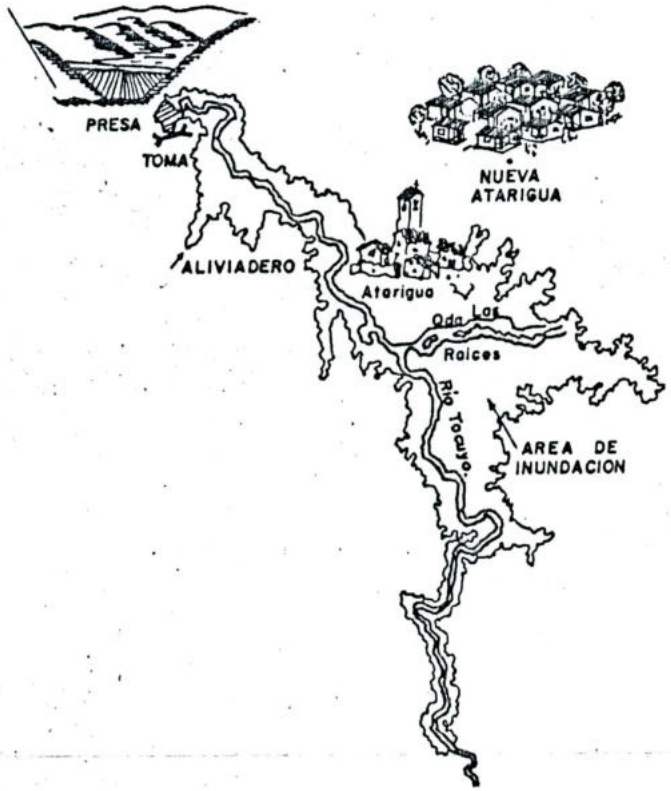


Figura: 19.5 Esquema del vaso del embalse Cuatricentenario.

19.3 Rendimiento del Embalse

Probablemente el aspecto más importante del diseño de vasos de almacenamiento es un análisis de la relación entre el rendimiento y la capacidad. El rendimiento es la cantidad de agua que puede proporcionar el embalse en un intervalo de tiempo específico. El intervalo o período de tiempo puede variar desde un día para un pequeño vaso de distribución hasta un año o más para un gran vaso de almacenamiento. El rendimiento depende del escurrimiento de aportación y variará de año en año. Muchos proyectos de almacenamiento de agua están ligados al rendimiento garantizado, que es la cantidad máxima de agua que puede garantizarse durante un período crítico de sequía. En la práctica el período crítico generalmente se toma como el período de escurrimiento natural más bajo, o mínimo, registrado para la corriente. El agua disponible en exceso del rendimiento seguro, durante los períodos de escurrimiento altos, es llamada rendimiento secundario. El rendimiento aritmético es el promedio aritmético del rendimiento --- (firme y secundario) en un período largo de tiempo.

19.4 Determinación del volumen total de un embalse

El volumen total necesario en un embalse está compuesto por el volumen útil o aprovechable y el volumen muerto.

19.4.1 Volúmen útil

La determinación de la capacidad útil correspondiente al vaso de un embalse se lleva a cabo mediante una simulación de la operación del vaso durante un período de tiempo de acuerdo a unas reglas adoptadas. Esa simulación se puede efectuar en forma gráfica mediante los diagramas de masas; en forma numérica, mediante -- movimientos de embalse, o en forma analítica-estadística o por

técnicas de investigación de operaciones.

19.4.1.1. Curvas de Masa

Si se supone que todo el caudal de la corriente, desde la fecha inicial del período considerado, se arroja a un depósito de capacidad ilimitada, sin pérdidas, el volumen almacenado en cualquier fecha será igual al valor de la ordenada correspondiente de la curva de masas acumulada, para la misma fecha. Considérese en la figura 18.2a el período de tiempo 0-4, e imaginativamente supóngase que desde el principio del período, se extrae por el fondo del depósito antes citado un gasto constante igual al representado en el diagrama por la recta O, d, M, y analícese las variaciones que tienen los volúmenes almacenados en el vaso con relación al tiempo. Al final del primer año el aporte al vaso estará representado por (1-a'), (figura 18.2a.) y las salidas estarán representadas por (1-a), por lo que el volumen que quedará en el vaso será el valor de (a-a'). Al final del segundo año, por la misma razón el volumen que quedará en el vaso será (b-b'). Así pues, los almacenamientos durante el período (0,4) estarán representados por las porciones de ordenadas comprendidas entre la recta O d y la curva O, a', b', c', d, y el volumen almacenado, pasará de cero en el punto (0), a un máximo en (2) y regresará a cero nuevamente en (4). Para encontrar el almacenamiento máximo en este período, bastará trazar una paralela a OM, tangente a la curva por su punto saliente superior (que en este caso es b') y la distancia entre las dos paralelas da el almacenamiento máximo buscado. En el diagrama de masas por diferencias, con "gastos base" igual al promedio de la corriente (figura 18.2c) para las mismas condiciones antes supuestas, los almacenamientos en el período (0,4) están dados por las ordenadas 1a', 2b', y 3c', y el volumen máximo almacenado se obtiene trazando una paralela al gasto medio; es decir, una horizontal tangente a la cur-

va por el punto saliente superior, o sea por (b'). En el período (0,4) los aportes al vaso al principio del período son mayores que las salidas, lo cual permite suplir con agua almacenada el período 2,4 cuando los aportes son menores que las salidas. Si ahora se trata de analizar en igual forma el período (4,8), se encuentra que, estando vacío el vaso en el punto (d) y siendo los aportes menores que las salidas desde (4) hasta (6), (fíguras 18.2a y 18.2b), habría que considerar volúmenes almacenados negativos que no son posibles. El análisis en este caso sólo podrá hacerse suponiendo que en la fecha 4 había un almacenamiento no menor que (6f') en la figura 18.2c , o que (ff') en la figura 18.2a.

Trácese la tangente (t') por el punto saliente inferior de la curva de masas y supóngase que al principio del período en estudio hay un almacenamiento inicial igual a (0s). En este caso los almacenamientos en el período (o,4) estarán representados por las ordenadas comprendidas entre la tangente f' s y la curva 0, a', b', c', d. En el punto (d) se tendrá un almacenamiento igual al inicial (0s). En el período (4,6) de (d) a (f'), el almacenamiento va reduciendose hasta llegar a ser cero en (f'), y en el período (6,8), en que los aportes son mayores que las salidas, se va aumentando el almacenamiento hasta volver a ser en el punto (h) nuevamente igual al inicial - (0s). Así pués, el volumen almacenado pasó por un máximo (b'b") y después por un mínimo igual a cero en el punto f', siendo el - volumen inicial igual al final, por lo que el volumen extraído fue exactamente el aportado por la corriente en el período considerado.

De acuerdo con la anterior, para fijar la capacidad requerida en el vaso de almacenamiento para hacer el aprovechamiento - total de una corriente, con extracciones de forma de gasto - constante, hágase el diagrama de masas de la corriente (acumulado o por diferencias), únase el origen de la curva con su extremo final por una recta (cuya inclinación corresponde al

gasto medio). trácese una tangente a la curva paralela a la línea de gasto medio por el punto saliente superior y otro por el punto saliente inferior con igual condición, y la distancia entre estas dos tangentes contadas en la dirección de las ordenadas, representa, a la escala de volúmenes, la capacidad requerida en el vaso.

Generalmente, la capacidad así obtenida es mayor que la factible, ya sea por condiciones económicas o por topográficas y económicas, y entonces hay que reducir esta capacidad.

Una vez obtenida la curva de masas de la corriente, es posible analizar los siguientes problemas:

a) Dado un gasto constante de extracción, fijar la capacidad requerida en el vaso, sin déficit en todo el período.
b) Dada una capacidad de almacenamiento, fijar el gasto constante que podrá extraerse sin que haya déficit.

En la figura 19.6 está representado un diagrama de masas por diferencias para un período largo de tiempo. Para un gasto de extracción dado se traza la recta representativa del mismo en la"escala de gastos". Supóngase que esta recta es OB (figura 19.7), entonces, por los puntos salientes superiores de la curva de masas se traza las rectas paralelas a OB: a a', bb' y c c' de la figura 19.6 . Por los puntos salientes inferiores, se traza tangentes también paralelas a OB, y por los puntos de tangencia se lleva ordenadas hasta su intersección con las tangentes superiores. Las magnitudes c1, c2, etc., representan los almacenamientos necesarios para que no haya déficit y el mayor de ellos (que en la figura 19.6 es c3) representa la capacidad requerida en el vaso para la extracción igual al gasto constante OB.

Cuando el dato que se fija es la capacidad del almacenamiento y se desea conocer el gasto constante de la extracción, se traza las ordenadas correspondientes a los puntos salientes inferiores de la curva de masas, y sobre ellas se lleva a partir de dichos puntos y hacia arriba, la capacidad fijada para el

almacenamiento. Luego por el extremo superior de cada una de estas ordenadas y hacia la izquierda en la figura 19.6 se traza tangentes a los puntos salientes superiores de la curva de masas. El gasto que se busca para la extracción es el menor de todos los representados por dichas tangentes.

Ejemplo:

Mediante el diagrama de masas por diferencias correspondiente al río Portuguesa, (figura 18.3) se ilustra la forma de determinar el volumen útil de un embalse. Se supuso diversos gastos (26,9 m^3/seg, 28,8 m^3/seg y 21,7 m^3/seg) constantes que pueden extraerse durante todo el período, y se dedujo las capacidades necesarias correspondientes para que no ocurran déficits. Para ello se dibujó una escala de gastos (mostrada al lado derecho del diagrama de masas) tomando como base el volumen medio escurrido durante un período determinado. En el caso presente se tomó un intervalo de un (1) año, correspondiente a un escurrimiento medio de 935,5 x 10^6 m^3 a una tasa constante de 29,7 m^3/seg. Cada línea inclinada corresponde al gasto indicado; p.e., la recta horizontal representa el gasto medio (29,7 m^3/seg), la recta de 23,8 m^3/seg indica que en un año se regula 185,8 x 10^6 m^3 menos que lo indicado por la recta horizontal. Cada una de estas rectas se lleva a cada uno de los picos del diagrama y se mide las distancias desde la recta a los valles del diagrama, hasta encontrar la máxima, la cual indica el volumen de almacenaje necesario para regular el caudal representado por la recta.

En la figura 18.5, se ilustra el mismo caso pero utilizando el diagrama de masas acumulativo.

19.4.2 Volumen Muerto

El volumen reservado en un embalse para el sedimento que éste atrapará a lo largo de su vida útil se conoce como volumen muerto.
Con la finalidad de entender mejor el problema de la sedimentación en los embalses, se menciona algunos conceptos y términos de uso común en Venezuela.
Una vez obtenida la carga de sedimento total en toneladas para un período igual a la vida útil del embalse, se puede estimar el volumen muerto del mismo.
Del sedimento traído al embalse por el escurrimiento de la corriente, solamente una porción puede ser atrapada y retenida; el resto abandona el embalse con el agua efluente. La habilidad de un embalse para atrapar y retener el sedimento es conocida como "eficiencia de atrape", y se expresa como el porcentaje de la producción de sedimento (afluente) que es retenida en el embalse.
La eficiencia de atrape es una función de la relación entre la capacidad del vaso y el volumen de aportación total. Un pequeño vaso sobre una gran corriente, pasa la mayor parte de su aportación tan rápidamente que los sedimentos más finos no se depositan, sino que se descargan aguas abajo. Un almacenamiento grande, por el contrario, puede retener agua por años y permitir la remoción casi completa del sedimento en suspensión. Brune ha relacionado la eficiencia de atrape de embalses con la relación de la capacidad del mismo al escurrimiento anual, desarrollando las curvas envolventes generalizadas de eficiencia de atrape mostradas en la figura 19.8 , la cual relaciona a la eficiencia de atrape de un vaso con la relación capacidad-aportación. La eficiencia de atrape de un vaso se reduce por la acumulación del sedimento. Así, el llenado completo del vaso puede exigir un tiempo muy largo, pero en la práctica, la vida útil del vaso se termina cuando la capacidad ocupada por el sedimento es suficiente para impedir que el vaso sirva al próposito que se le destina. La figura 19.8 puede utilizarse para estimar la cantidad de sedimento o azolve que un vaso nuevo recogerá, si es conocida la carga de sedimento promedio anual de la corriente. El volumen ocupado por el sedimento puede calcularse entonces usando un valorrazonabledelpeso específico para el sedimento depositado. El sedimento depositado en un embalse tiene un peso específico aproximado de 1,3 ton/m^3 . La vida útil es posible calcularla determinando el tiempo total exigido para llenar el volumen crítico de almacenamiento.

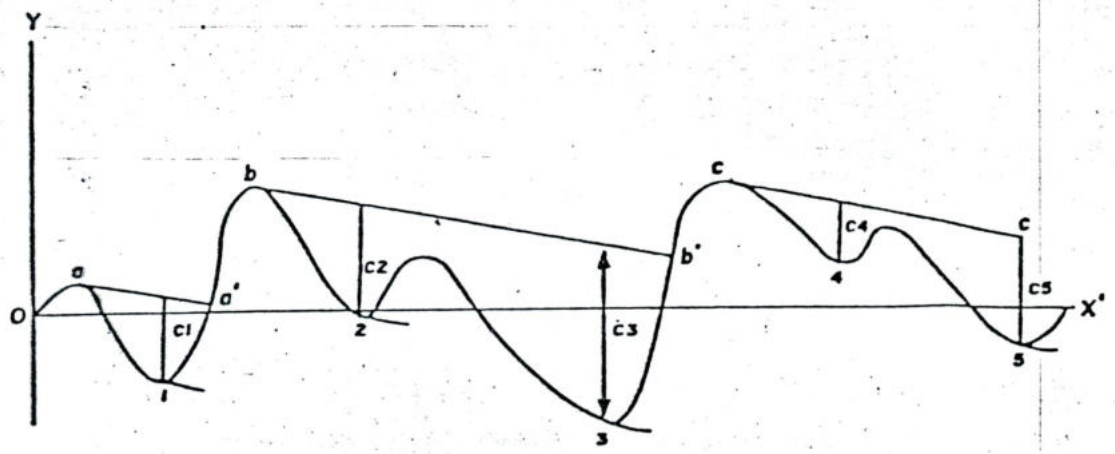


Figura: 19.6 Diagrama de masas por diferencias de caudales para un periodo Largo.

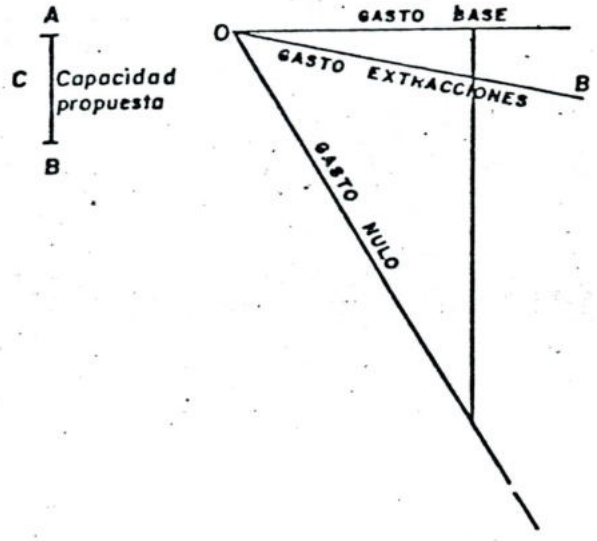


Figura: 19.7 Escala gráfica .

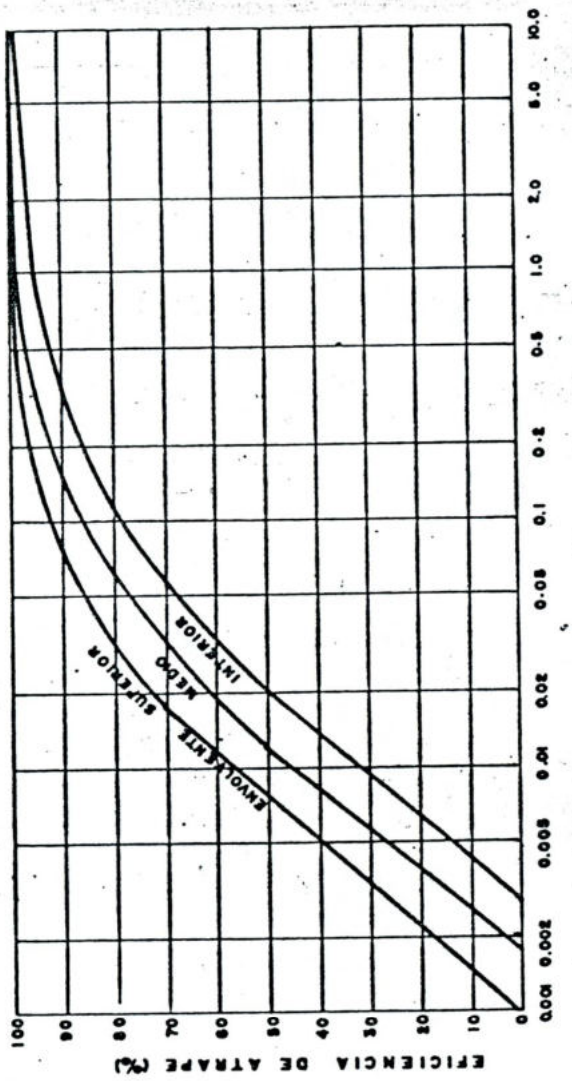


FIGURA: 19.8 CURVA DE EFICIENCIA DE ATRAPE (SEGUN BRUNE)

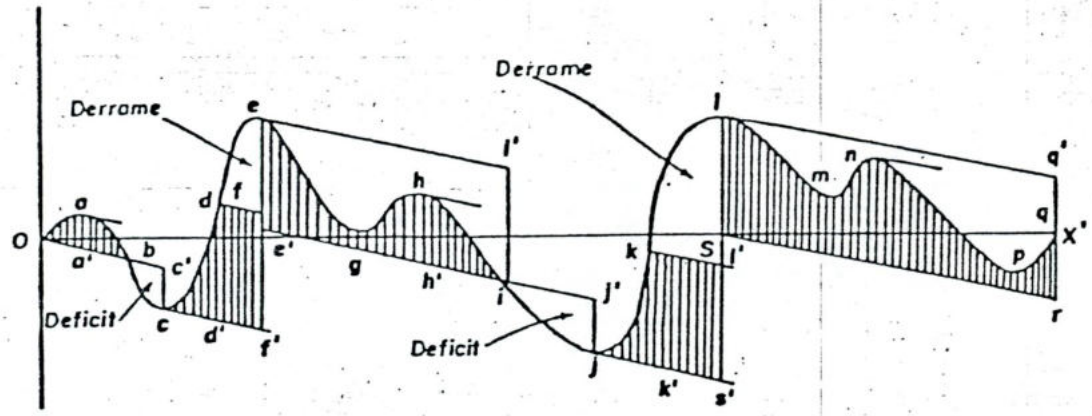


Figura: 19.9 Diagrama de masas por diferencias Para un Caudal de Extracción Dado.

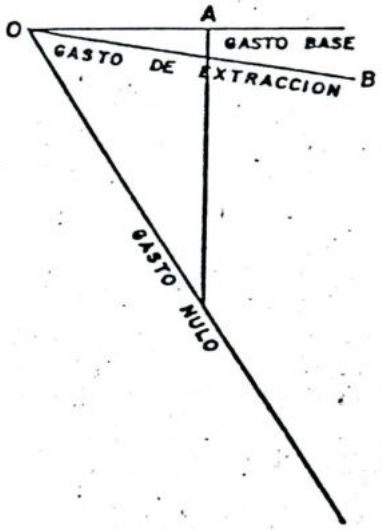


Figura: 19.10 Escala gráfica .

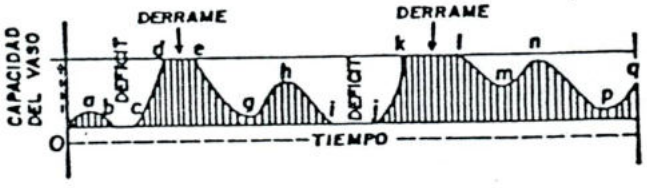


Figura: 19.11

Funcionamieto del Vaso.

19.5. Criterios de Diseño

La ruptura de una presa acentúa sus características de desastre cuando la destrucción material se conjuga con pérdida de vidas humanas. Es por eso que el proyectista debe reconocer en sus cálculos una escala de valores, supeditando la economía a los intereses del hombre y no el hombre a los intereses de la economía.

En la elección de la capacidad del aliviadero de un embalse - priva una serie de consideraciones socio-económicas. Para proyectar ante la mente del ingeniero una visión general del problema se ha delineado tres criterios básicos. Las considera-- ciones de diversos factores hidrológicos varían ante la magnitud de las pérdidas a causar por falla de la estructura, en la forma siguiente:

a) Cuando los daños materiales no sean de consideración, la -- creciente que determina la capacidad del aliviadero se calculará en base a una tormenta menor que la máxima, suponiendo un contenido de humedad del suelo representativo de la -- época del año de mayor escorrentía.
b) Cuando las posibles pérdidas económicas sean cuantiosas, se considerará el mismo tipo de tormenta que en el caso (a), - pero suponiendo un contenido de humedad del suelo cercano a la saturación.
c) En caso de peligrar vidas humanas, la determinación de la - máxima creciente probable está basada en la racional consideración de las probabilidades de ocurrencia simultánea de los máximos de los diversos elementos o condiciones que -- contribuyen a ella.

La determinación de la máxima tormenta posible para una cuenca en particular envuelve la aplicación de conceptos hidrometeo-- lógicos y una gran dósis de razonamiento y experiencia.

No hay duda de que existe un límite superior en la magnitud -- de crecientes y tormentas que puedan aparecer en una zona de-- terminada; una quebrada no puede producir una creciente de -- magnitud comparable a las del río Orinoco, ello trascendería - las posibilidades de la naturaleza. Por eso, -------

cuando está en consideración un proyecto de importancia para el ingeniero, es de gran valor algún conocimiento sobre este límite superior.

No hay forma práctica de asignar una frecuencia al máximo fenómeno posible que puede aparecer en una cuenca determinada, pues su período de recurrencia es tan grande que no tiene significación en el problema de deteminar la eficiencia del proyecto. Además este evento es posiblemente un control significativo sobre la creciente resultante. Sin embargo las presas, construídas aguas arriba de centros poblados deberían ser apropiadadamente diseñadas para resistir la acción de esa creciente, de modo que su colapso no aumente el daño que el flujo causaría sin la ocurrencia de ella.

Lógicamente, el primer paso para obtener la magnitud de la máxima creciente posible en una cuenca, es la determinación de la tormenta que la origina. Esta puede ser definida gráficamente, como la envolvente de los valores máximizados de altura-duración, para un tipo particular de tormenta. Por eso es necesario considerar su relación con respecto a la estación del año, tipo de fenómeno meteorológico y variación de precipitación con respecto al tiempo y a las diversas subzonas de estudio.

Normalmente, en la determinación de la capacidad del aliviadero se usa la máxima tormenta posible cuando existen condiciones del caso c nombrado anteriormente (pérdida de vidas humanas). Sin embargo, ocasionalmente puede utilizarse valores menores cuando la ocurrencia de tormentas cercanas a la máxima posible es tan remota (ej.: 10.000 años), que la precencia de otro tipo de catástrofe (ej, terremoto) es mucho más factible en el período considerado.

En la misma forma, cuando los datos disponibles no son adecuados para la determinación de la máxima tormenta posible, un diseño estadístico podría ser considerado suficientemente satisfactorio.

La creciente de diseño es resultante del escurrimiento directo originado por la lluvia sobre una cuenca que presenta características favorables de escurrimiento. Si se espera que haya en el canal un cierto gasto a la hora que pueda ocurrir la creciente, ese gasto base debe añadirse al hidrograma de la creciente de diseño. En la metodología que se expone a continuación se supone un área sin mediciones. Los computos para un área con registro difiere solo en que debe usarse los datos referentes a las características del hidrograma y a las abstracciones por retención obtenidos del análisis del escurrimiento.

El procedimiento General para determinar la creciente máxima probable es como sigue:

1) Determínese la lluvia máxima probable de la duración apropiada.
2) Determínese los incrementos de lluvia de la tormenta de diseño así:
   a) Ajustese la lluvia puntual al tamaño del área de la cuenca.
   b) Calcúlese las cantidades horarias de lluvia durante el período de máxima lluvia de la duración en cuestión.
   c) Tabúlese la secuencia de la tormenta durante 48 horas por incrementos de tiempo con sus respectivos incrementos de lluvia y con valores acumulados. Los incrementos de lluvia máxima durante el período de duración deben realizarse cambiando el orden descendente obtenido en el paso anterior por la siguiente secuencia desde 1 hora hasta 6 horas: 6,4,3,1,2, 5, donde estos números indican los órdenes de magnitud de los incrementos de lluvia. Este es un arreglo a criterio que da una creciente mayor que aquella basada en la suposición de que el incremento mayor de la lluvia

ocurre durante la primera hora de la tormenta, y una creciente menor que aquella resultante de suponer que el mayor incremento de lluvia ocurre durante la sexta hora.

3) Estímese el escurrimiento directo para el computo de la creciente máxima probable. Para ello se usa una condición antecedente en la que se supone que la provisión de humedad del suelo en la cuenca es similar a la de las condiciones promedios precedentes antes de la ocurrencia de la creciente máxima anual, porque la ocurrencia de una tormenta equivalente a la lluvia máxima probable en conjunción con un suelo completamente húmedo sería un caso extremadamente raro.

En el caso de una creciente menor que la máxima probable, son los valores de tormentas de diseño menores que la máxima probable los que proveen la base de esta creciente.
Se obtiene un factor de reducción, por efecto de área, que se aplica directamente a los valores de la tormenta de diseño - del paso 2 (c) anterior. La distribución permanece igual.
Calcúlese el escurrimiento directo utilizando la condición - antecedente que asume que los suelos de la cuenca están húmedos al comienzo de la tormenta de diseño.
Ploteese el hidrograma total de la creciente.

19.6 Estudios de operación de embalses

El estudio de un embalse puede diseñarse para definir las reglas óptimas para operación, para seleccionar la capacidad instalada más eficiente para la casa de fuerza, para establecer la capacidad necesaria de la obra de extracción para una presa de control de crecientes, o para lograr muchas otras - decisiones necesarias en el curso de la plinificación de un proyecto.
Un estudio de operación puede hacerse para un período de es-

currimientos extremadamente bajos, el cual se selecciona como período crítico, o puede extenderse o prolongarse para el período -- total medido o para un registro sintético.

En el primer caso, el estudio no puede hacer más que definir la -- capacidad necesaria para sortear la sequía seleccionada, en tanto que en el último caso, el estudio puede determinar el agua utili - zable (o energía), para cada año del registro.

El estudio más completo indica la probabilidad de deficiencia de-- agua o de energía de diversas magnitudes, las cuales son importantes en la planificación económica y en la interacción del proyecto dentro de un sistema.

Un estudio de operación puede llevarse a cabo con datos anuales, -- mensuales o diarios, o aún en períodos más cortos. Los datos anuales por lo general, proporcionan resultados relativamente toscos, debido a que la secuencia del escurrimiento durante el año es bastante importante. Para los embalses que son relativamente grandes comparados con las aportaciones, es adecuado usulmente un estudio mensual.

Si el vaso de almacenamiento es pequeño, la secuencia del escurrimiento dentro del mes puede volverse importante y se necesitará -- los datos diarios.

Puede hacerse análisis gráficos, pero para tomar en cuenta todos-- los factores de importancia, es necesario una solución en forma -- tabular o movimiento de embalse. Para análisis muy prolongados (incluyendo el estudio de sistemas complejos) el uso de computadoras digitales tiene muchas ventajas. Mediante la programación de la operación en una computadora, es posible hacer muchas alternativas o ensayos con diferentes reglas de operación o cambios en las características físicas de las obras en proyecto.

Generalmente, son necesarios varios pasos preliminares antes de que los datos puedan ser analizados. A no ser que se disponga de un registro del escurrimiento fluvial en el sitio propuesto para el embalse, el registro de una estación, en cualquier otra parte de la corriente o en una corriente cercana, puede ajustarse y correlacionarse con el sitio de la presa. Con frecuencia, los resultados disponibles son demasiados cortos para incluir un período de sequía realmente crí----------

tico y el registro debe prolongarse o extenderse haciendo la comparación con registros de mayor duración de escurrimiento que se tenga para las zonas vecinas, o mediante el empleo de una relación de precipitación-escurrimiento. Por medio de este registro, se selecciona uno o más años críticos o períodos de años para hacer el análisis.

Después de que se ha determinado el escurrimiento en el sitio de la presa, puede ser necesario un ajuste para tomar en cuenta el agua que debe dejarse pasar por el vaso para satisfacer derechos de aguas previos o anteriores. La construcción del embalse aumenta también el área de la superficie del agua expuesta y aumenta la pérdida por evaporación. Por otra parte, toda la precipitación que cae sobre la superficie del vaso queda inmediatamente disponible, en tanto que en el estado natural, únicamente una porción de la lluvia sobre el terreno escurre hacia la corriente. En las regiones húmedas, la combinación de estos dos efectos representa una ganancia neta de agua, pero en las regiones áridas, la evaporación excede a la lluvia y resulta una pérdida de agua. En cualquier caso el escurrimiento natural en el sitio de la presa debe ajustarse para considerar estas ganancias o pérdidas. Comúnmente es satisfactorio para estudios preliminares, multiplicar la ganancia o pérdida neta por el área del vaso a la elevación media del mismo para determinar el volumen de agua involucrado. Si la diferencia en área entre el almacenamiento máximo y mínimo es grande, el efecto de la evaporación y de la precipitación debe calcularse mes a mes con base en la elevación estimada para la superficie del agua para cada mes.

19.6.1 Funcionamiento del Vaso de un Embalse

Cuando se tiene fija la capacidad del vaso y el gasto constante correspondiente a las extracciones, el análisis del funcionamiento del vaso se hace en la forma siguiente:

Supóngase que el diagrama de masas por diferencias correspon-

diente a la corriente es el de la figura 19.9 , que la capacidad de almacenamiento es AB = c de la figura 19.10 y que el gasto constante de las extracciones corresponde a OB, de la figura 19.10 Suponiendo que se parte de embalse vacío, en la figura 19.9 se ve que el funcionamiento del vaso es el siguiente:
Por el origen 0 se traza la línea de gasto (o c') paralela a (OB). (figura 19.10). Como la ordenada (a a') es menor que la capacidad (c) (figura 19.10) se prolonga la línea hasta (b), que corresponde nuevamente a vaso vacío. A partir del punto (b) el gasto de entrada es menor que el requerido para las extracciones, por lo que habrá un faltante, ya que sólo podrá tomarse el escurrimiento íntegro de la corriente cuando el gasto de ésta sea igual o mayor que el requerido para el aprovechamiento, lo cual ocurre a partir del punto (c). El deficit o volumen es igual a (c c') obtenido --- prolongando la línea (O,b) hasta encontrar la ordenada en (c). Se traza por (c) la tangente (c f') con la inclinación correspondiente al gasto de extracción. A partir de (c), que corresponde a vaso vacío, el elmacenamiento va aumentando hasta el punto (d) en el que la ordenada (d,d'), entre la curva y la tangente, es igual a la --- capacidad (c) fijada para el vaso. Por el punto (d) se lleva la línea de extracción (df) hasta encontrar la ordenada del punto saliente superior (e). A partir de (d) el vaso se encuentra lleno y como el gasto de la corriente es mayor que el de extracciones, la obra de alivio de la presa tendrá que dar salida a las aguas sobrantes; el derrame existirá mientras el gasto de la corriente sea mayor que el de las extracciones o sea de (d) a (e), y la presa permanecerá llena todo ese tiempo. El volumen total derramado será igual a (ef), Por el punto (e) se traza la tangente (e,i') y las ordenadas entre ella y la curva de masas representarán la disminución de los almacenamientos o bien la cantidad que en cada punto se vacía el vaso. Cuando el valor de esta ordenada sea igual a la capacidad del vaso, lo cual sucede en (i i') el almace----------

namiento será nulo. A partir de (e) el almacenamiento va disminuyendo hasta (g) puesto que las extracciones son mayores que las entradas; a partir de (g) el almacenamiento aumenta hasta tener el valor de (h h') para después disminuir nuevamente y tener vaso vacío en el punto (i). La línea (e,i) se traza paralela a (e i') tomando (e e') igual a la capacidad (c). De (i) a (j) hay déficit semejante al analizado en (bc) y el volumen faltante es (j j'). De (j) a (k) se va llenando el vaso. En (k) la ordenada (k k') es igual a la capacidad del vaso y éste derrama de (k) a (l). De (l) en adelante las disminuciones en los almacenamientos, partiendo de embalse lleno, varían según lo indican las ordenadas entre la tangente (1 q') y la curva (1, m, n, p, q). Al final del período, el almacenamiento en el vaso será igual (q r). La línea (l' r) se trazá paralela a (1 q'), tomando (1 1') igual a la capacidad del vaso.

Si se supone que a partir del punto (q), la curva de masas se repite igual a la obtenida para el período (0 q) analizado, habrá que repetir la construcción partiendo de (0), con un almacenamiento inicial igual a (q r). No se muestra la construcción por no hacer confusa la figura 19.9 pero se puede ver que este almacenamiento inicial (q r) aumentaría hasta (a), sin llenar el vaso; disminuiría de (a) a (c), sin llegar a ser cero, y aumentaría de (c) a (d), iniciándose el derrame antes de (d) y terminando en (e). A partir de este último punto la construcción sería igual a la anterior. Se tiene así un funcionamiento de vaso que sería el mismo, cualquiera que sea el número de veces que repita el período (o q). La parte llena de la figura 19.9 representa el funcionamiento del vaso. Si en un sistema de coordenadas rectángulares se lleva en el eje de las equis los tiempos del período (o q) y en las ordenadas los volumenes almacenados, se obtendrá la figura 19.11 que representa el funcionamiento del vaso, o sea

la variación de los volúmenes almacenados con relación al tiempo.

19.6.2 Extracciones con Gasto Variable

En todo lo antes expuesto se supone que la extracción se hace con gasto constante y que por lo tanto su representación es una línea recta con mayor o menor inclinación de acuerdo con la escala de gastos, pero las demandas de los aprovechamientos generalmente exigen extraer el agua con gasto variable, cuya representación es una curva sinuosa que se obtiene construyendo la curva de masas de las extracciones con las mismas escalas de volúmenes y tiempos que en la curva de masas de aportes al vaso. Se hará una tabla semejante a la número 18.1 poniendo en la columna 1 los meses o períodos del año con respecto a los cuales se desea considerar la variación de gasto; en la columna 2 los volúmenes extraídos en cada mes o período; en la 3 los volúmenes por mes o por período que corresponden al "gasto base" empleado para formar la curva de masas de los aportes; en la columna 4 las diferencias; y en la 5 el acumulativo de estas diferencias.

Como las extracciones son iguales de año a año, su curva de masas para todo el período en estudio será una línea con sinuosidades, cuya forma se repite por cada año, y con una inclinación general que corresponde a la del gasto medio constante de las extracciones.

Usando esta línea sinuosa en la misma forma que se ha empleado la recta representativa de las extracciones con gasto constante, teniendo cuidado que los puntos de contacto de las curvas de masa de los aportes y las extracciones correspondan a las mismas fechas, se podrán hacer con toda facilidad los estudios antes señalados para extracciones con gasto variable.

19.6.3 Curva de extracciones

Utilizando dos ejes coordenados, con los gastos regulados en el eje de la abscisa y las capacidades de vaso requeridas para regular los gastos, en el eje de las ordenadas, se obtiene el gráfico de extracciones y capacidades, o de gastos regulados y capacidades. En la figura 19.13 se presenta la curva de capacidad vs caudales regulados correspondientes al Embalse El Isiro en el Estado Falcón, Venezuela.
En general las curvas de capacidad vs caudales se pueden dividir en dos partes: una desde 0 hasta un punto de quiebre agudo, en la cual a cierto aumento en la capacidad corresponde un incremento considerable en los caudales , y la otra, desde el punto antes mencionado en adelante, en la cual para el mismo aumento en la capacidad no se obtiene más que un pequeño incremento en los gastos regulados; por lo cual las capacidades económicas están cerca del punto de quiebre de la recta.

19.6.4 Movimientos de embalse

La simulación de la operación del vaso para un período de tiempo dado, bajo ciertas condiones adoptadas, se conoce como un movimiento de embalse. Este balance se realiza usualmente para determinar el almacenamiento útil del vaso, para seleccionar la capacidad instalada más eficiente para un equipo de turbinas, para establecer la capacidad necesaria de la obra de extracción en una presa para control de crecientes, para definir la técnica de operación óptima de un embalse y para estimar el límite de demandas posibles a satisfacer indicando la probabilidad de deficiencia de agua, lo cual es importante en la planificación económica y en la integración del proyecto dentro de un sistema complejo.
Un estudio de operación puede llevarse a cabo con datos anua-

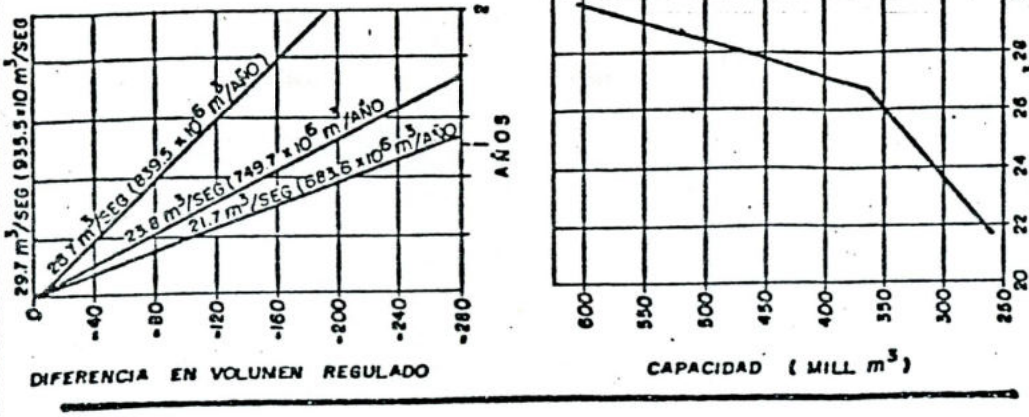


Figura: 19.13 Curva de Extracción

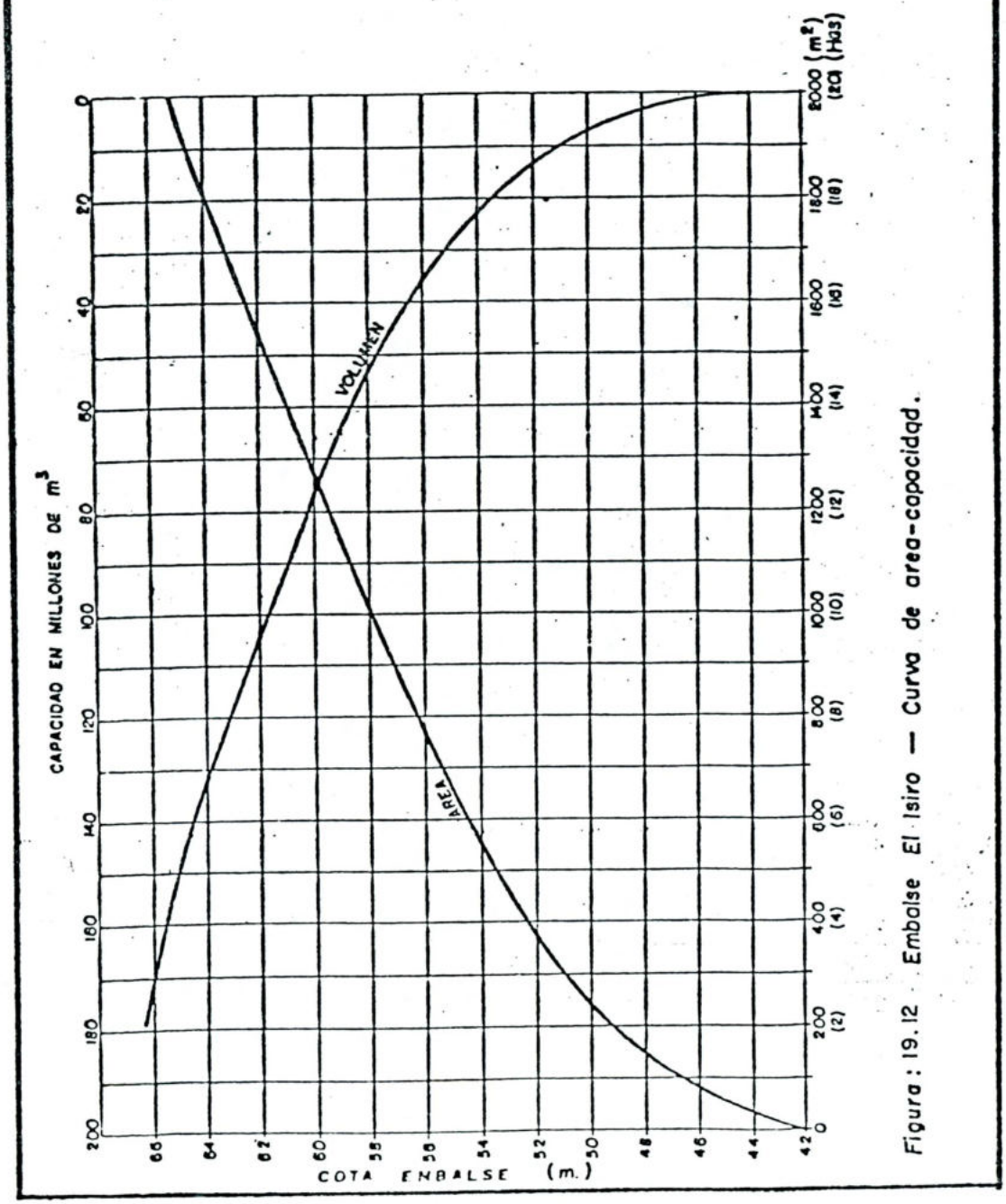


Figura: 19.12 Embalse El Isiro — Curva de area-capacidad.

les, mensuales o diarios, según los requerimientos, ensayando diferentes alternativas.

Las variables involucradas en el cálculo de un movimiento de embalse son:

a) Parámetros hidrometeorológicos: estos son los volúmenes de agua aportados por la corriente al embalse y las pérdidas o ganancias, en la superficie de agua libre del embalse, resultantes de la evaporación y la precipitación directa sobre el vaso; estas pérdidas o ganancias deben traducirse a volúmenes, por la cual se requiere conocer el área correspondiente a la elevación media de la superficie de agua para cada unidad de tiempo estudiada.

b) Características físicas del embalse; en caso de embalses grandes con diferencias en área apreciables entre el almacenamiento máximo y mínimo, o unidades de tiempo seleccionadas relativamente grandes (mes o año), se requiere la curva de área-elevación-capacidad del vaso con el fín de calcular el volúmen perdido o ganado desde la superficie libre; además esnecesario definir con anterioridad la capacidad muerta y, según la finalidad del estudio, la capacidad del vaso, pudiendo ser ésta el objeto del movimiento del embalse.

c) Características del aprovechamiento: se considera todos los usos a los cuales se destina el agua almacenada, tales como abastecimiento urbano, para alimentar una central hidroeléctrica o para riego, este último usualmente se expresa en función de las hectáreas a regar y los requerimientos del suelo.

El balance se basa en la resolución de la ecuación de almacenamiento:

Almc.Final=Almc.Inicial+Aportes+Ganancias o Pérdidas-Extracción.

El almacenamiento tiene como límite superior la capacidad del embalse; si el resultado de la ecuación supera este valor, la

diferencia entre ambos será el volumen aliviado.
El límite inferior será la capacidad muerta y en caso de demanda establecida, si el resultado de la ecuación es inferior al límite, implica que la demanda no puede ser satisfecha; es decir, la extracción será menor que la demanda.
Las pérdidas por infiltración dentro del vaso y a a través de la presa no se consideran usualmente por no disponerse de datos representativos.

Ejemplo:
En la tabla 19.1 se presenta un ejemplo de un balance hídrico para el embalse El Isiro en el Estado Falcón, Venezuela, considerando demandas para riego. Los aportes al vaso se listan en la columna 3 y las pérdidas o ganancias, expresadas en metros, en la columna 8. La figura 19.12 muestra la curva de -- áreas-elevación-capacidad del vaso.

19.7 Sedimento en embalses

Cada corriente lleva o acarrea algo de sedimentos en suspensión y mueve sólidos más grandes a lo largo del lecho de la corriente como carga del fondo. Como la gravedad específica de los materiales del suelo es aproximadamente de 2.65, las partículas del sedimento en suspensión tienden a depositarse en el fondo del cauce, pero las corrientes superiores en el flujo turbulento, contrarrestan a este depósito gravitacional. Cuando el agua cargada de sedimentos llega a un vaso, la velocidad y turbulencia disminuyen mucho. Las partículas mayores en suspensión y la mayor parte de la carga del fondo, se depositan en la forma de un delta en la cabecera del vaso, (figura 19.14). Las partículas más pequeñas permanecen en suspensión mucho más aguas abajo en el vaso, aunque las partículas mucho más pequeñas pueden permanecer en suspensión por un tiempo largo, pudiendo pasar la presa junto con el agua descargada por compuertas,

Tabla 19.1.-

Movimiento de embalse. Embalse El Isiro-Estado Falcón.

Datos:

Capacidad del embalse = 157,0 Hm^3

Capacidad muerta = 33,5 Hm^3

Eficiencia en el riego = 0,50

Area a regar = 1240 Ha

Demanda de riego:

Enero	0,255	Julio	0,176
Febrero	0,246	Agosto	0,204
Marzo	0,262	Septiembre	0,186
Abril	0,223	Octubre	0,140
Mayo	0,190	Noviembre	0,170
Junio	0,136	Diciembre	0,040

Mes	Almac. Inicial	Aporte	Demanda	Almac. Final	Almac. Medio	Area Med.	Pérds o gananc.	Volúm, Pérds. Ganan.	Almac. Final Real
	hm^3	hm^3	hm^3	hm^3	hm^3	km^2	(m)	hm^3	Hm^3
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
Ene	140,8	0,6	6,3	135,1	137,9	18,4	-0,238	-4,4	130,7
Feb	130,7	0,3	6,1	124,9	127,8	17,5	-0,246	-4,3	120,6
Mar	120,6	0,0	6,5	114,1	117,3	16,6	-0,275	-4,6	109,5
Abr	109,5	0,0	5,5	104,0	106,8	15,7	-0,232	-3,6	100,4
May	100,4	1,0	4,7	96,7	98,5	15,0	-0,204	-3,1	93,6
Jun	93,6	6,9	3,4	97,1	95,4	14,6	-0,115	-1,7	95,4
Jul	95,4	7,3	4,4	98,4	96,9	14,8	-0,207	-3,1	95,3
Ago	95,3	2,2	5,1	92,5	93,9	14,5	-0,308	-4,5	88,0
Set	88,0	3,6	4,6	87,0	87,5	13,9	-0,173	-2,4	84,6
Oct	54,6	1,1	3,5	82,2	83,4	13,4	-0,168	-2,3	80,0
Nov	80,0	1,0	4,2	76,7	78,3	12,9	-0,189	-2,4	74,3
Dic	74,3	6,3	1,0	79,6	77,0	12,8	-0,107	-1,4	78,3

turbinas o por el aliviadero.

El destino final de todos los vasos de almacenamiento es llenarse con los sedimentos. Si la aportación de sedimentos es grande en comparación con la capacidad del vaso, la vida útil de este puede ser muy corta. La planificación de un vaso de almacenamiento debe incluir la consideración de la tasa probable de la sedimentación, con objeto de determinar si la vida útil del vaso propuesto será suficiente para garantizar su construcción.

El procedimiento más común para tratar con el problema de sedimentación, es diseñar una parte de la capacidad del vaso como almacenamiento de sedimentos. Esto constituye una aproximación negativa que en ninguna forma reduce la acumulación de sedimentos, sino que solamente pospone la fecha cuando esto se vuelva serio. Como el sedimento se deposita en todos los sitios del vaso, la distribución del sedimento no debe estar circunscrito al almacenamiento muerto, sino que tambien debe incluir algunas áreas de almacenamiento que en otra forma serían útiles. La figura 19.14 muestra esquemáticamente la distribución del sedimento en un vaso, en tanto que la figura 19.15 muestra una curva tentativa de diseño, sugerida por el U.S. Bureau of Reclamation.

En la práctica la sedimentación de los vasos no puede evitarse, pero es posible que se retarde. Una forma de hacerlo es seleccionar un sitio donde la aportación de sedimentos sea naturalmente baja. Algunas cuencas son fuentes más productoras de sedimento que otras, debido al tipo de suelo, pendiente del terreno, cubierta vegetal y característica de la lluvia. Si hay otra alternativa para el sitio, debe evitarse esas fuentes muy productoras de sedimentos. Después de que se haya seleccionado un sitio, la capacidad del vaso debe ser suficiente para garantizar una vida útil que justifique la construcción. Aunque la eficienca de atrape de vasos grandes es alta, no aumenta linealmente, y la vida útil de un vaso

grande no es más prolongada que la de un vaso pequeño, si todos los otros factores permanecen constantes.
Es posible obtener alguna reducción en la aportación de sedimentos a un vaso mediante el uso de métodos de conservación del suelo dentro de la cuenca de drenaje. Las terrazas, el cultivo en fajas y en contorno, y técnicas similares, retrasan el escurrimiento sobre el terreno y reducen la erosión. Las presas de retención, en barrancas retienen parte del sedimento y evitan que éste entre a las corrientes. La cubierta vegetal sobre el terreno reduce la fuerza de impacto de las gotas de lluvia y minimiza la erosión. Sin embargo, si a una corriente no se le permite su carga normal de sedimento, tenderá a socavar su lecho o sus bancos. Por consiguiente, la protección de los bancos de una corriente mediante el revestimiento, la vegetación u otros medios, es una medida necesaria para un plan de control de sedimentos. Los métodos de conservación no eliminarán completamente la erosión y puede ser difícil justificarlos económicamente en algunas zonas La acumulación de sedimento en los vasos puede reducirse también si se proporciona medios para que se descargue parte del sedimento. Las compuertas desarenadoras en varios niveles, permitirán algunas veces la descarga de los sedimentos más finos antes de que tengan tiempo de depositarse en el fondo. En muchos vasos, un aporte de escurrimiento cargado de sedimento puede moverse a través del embalse en la forma de una corriente de densidad o capa de agua con una densidad ligeramente diferente de la del cuerpo principal de agua en el vaso. La diferencia de densidades puede producirse por el sedimento, por los materiales disueltos o por la temperatura. Debido a la diferencia de densidades, el agua de la corriente de densidad se mezcla fácilmente con el agua del vaso y mantiene su identidad durante un tiempo considerable. La eficiencia de atrape del vaso puede disminuirse entre 2% y 10%,

cuando sea posible dar salida a tales corrientes de densidad por medio de descargas de fondo.
La remoción física de los depósitos de sedimentos, es rara - mente factible. Las compuertas desarenadoras cerca de la base de la presa pueden permitir el flujo de parte del sedimento hacia aguas abajo, pero la remoción no se extenderá a la parte de aguas arriba de la presa. Sacar el sedimento con - los métodos ordinarios de movimientos de tierra, sería costoso a no ser que el material extraído tuviera algún valor de venta.

19.8 Mareas y Oleaje causados por el Viento en los Embalses

Las presas de tierra deben tener suficiente borde libre sobre el nivel máximo del embalse para que las olas no puedan deslavar la parte superior. Las olas en los embalses tam - bién pueden dañar las estructuras en las playas y los bordes adyacentes al agua e interferir con la navegación. Parte del diseño de un embalse grande involucra la estimación de - la marea por viento y la altura de la ola.
La marea por viento es una agitación de la superficie del - agua, de manera que ésta queda por sobre el nivel del agua - en calma en el lado protegido dentro del vaso y bajo el ni - vel del agua en calma, por el lado expuesto al viento. La marea es causada por los movimientos del agua superficial hacia las playas protegidas y por la acción del viento. Esto produce un desequilibrio hidrostático y debe ocurrir una corriente de regreso a cierta profundidad. La pendiente de la superficie del agua que resulta es aquella necesaria para mantener la corriente de retorno con las condiones de rugosidad del - fondo y con el área de la sección transversal de la corriente que exista.
Las mareas originadas por el viento son generalmente mayores en los vasos que son poco profundos y tienen fondos ásperos. Cuando el viento empieza a soplar sobre una superficie de -

agua en calma, se originan pequeñas olas por las fuerzas tangenciales entre el viento y el agua. Las olas aumentan en tamaño como resultado de la fuerza tangencial y también por el empuje del viento contra la parte trasera de la ola.
Conforme las olas crecen en tamaño, también aumenta su velocidad hasta que se mueven a la misma velocidad del viento.
Como las fuerzas del viento que actúan sobre la ola son función dela diferencia entre la velocidad del viento y la velocidad de la ola, el crecimiento posterior cesa cuando las velocidades se igualan.
La duración del viento puede ser un factor importante en la altura final de las olas, a no ser que la ola pase fuera de la región de los vientos fuertes o pegue en la línea de playa antes de que llegue a su crecimiento máximo. El crecimiento de las olas puede calcularse por principios aerodinámicos, si se considera la forma de la ola y se desprecia la viscosidad.
Como el diseño debe hacerse antes de que el embalse esté terminado, generalmente se utiliza los datos de viento sobre el terreno. La -- tabla 19.2 da las relaciones entre la velocidad del viento y la velocidad sobre el agua y puede utilizarse para corregir al viento observado a las condiciones del embalse. Las olas son rítmicas únicamente cuando el embalse está cerca de los niveles máximos, de tal forma que, al seleccionar la velocidad crítica del viento para los embalses sujetos a fluctuaciones estacionales debe considerarse que los vientos pueden presentarse únicamente durante la estación de niveles máximos. La dirección del viento y el fetch adoptado deben corresponder a esa situación. (Figura 19.16).

Tabla 19.2.-

Relación entre viento sobre terreno y viento sobre agua.
(De Saville, McClendon, y Cochran)

Fetch, millas	0,5	1	2	4	6	8
V agua/V terreno	1,08	1,13	1,21	1,28	1,31	1,31

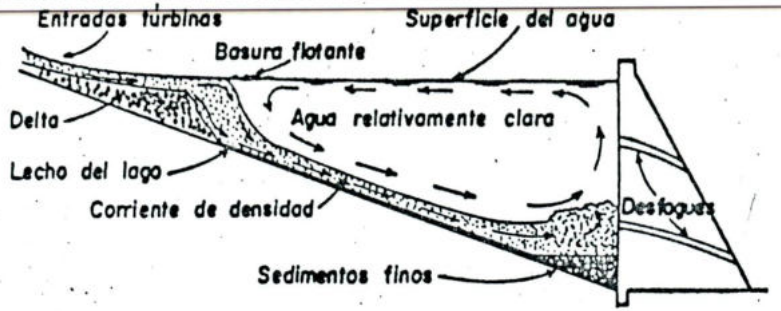


Figura: 19.14 Un diagrama esquemático de la acumulación de azolves o sedimentos en un vaso de almacenamiento típico.

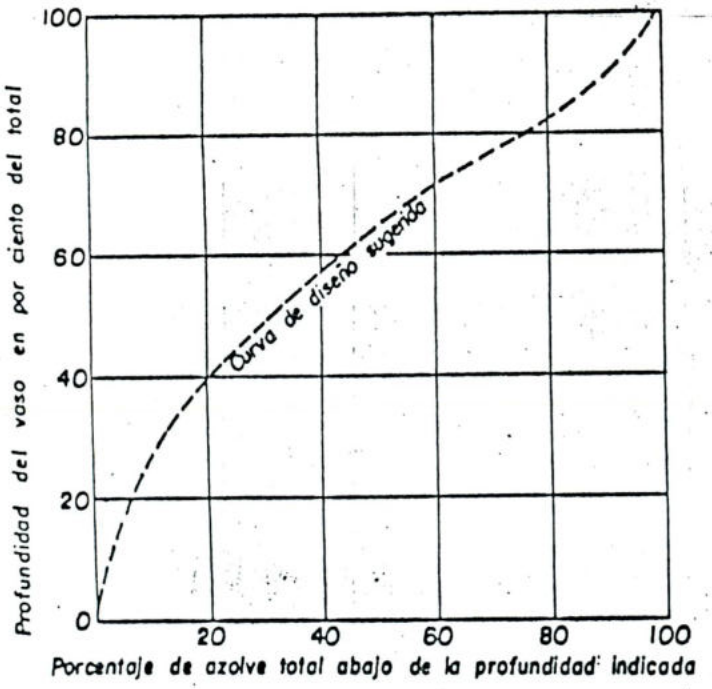
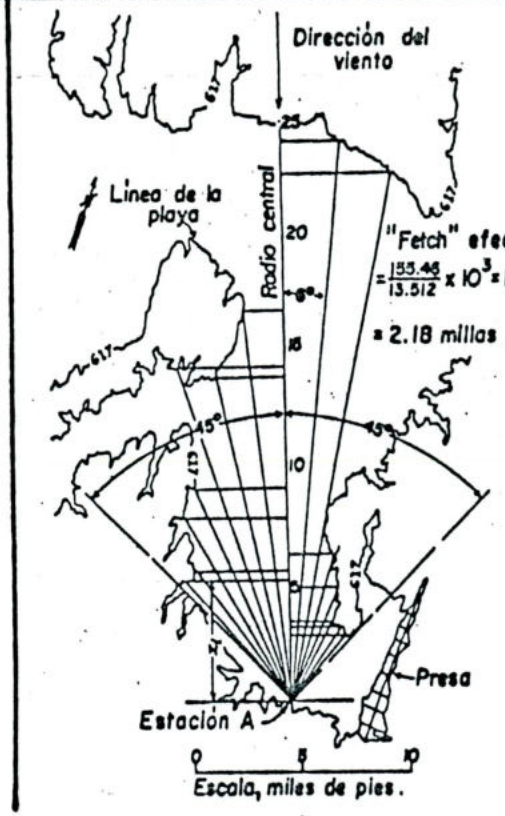


Figura: 19.15 Distribución del Sedimento de varios vasos y una curva de diseño sugerida (U.S. Bureau of Reclamation).



θ	cos θ	x_i	$x_i \cos\theta$
42	0.743	5.1	3.79
36	0.809	5.5	4.45
30	0.866	7.8	6.75
24	0.914	9.0	8.23
18	0.951	14.2	13.50
12	0.978	13.8	13.50
6	0.995	16.7	16.62
0	1.000	24.7	24.70
6	0.995	24.1	23.98
12	0.978	22.7	22.20
18	0.951	6.2	5.90
24	0.914	4.8	4.39
30	0.866	3.3	2.86
36	0.809	3.1	2.51
42	0.743	2.8	2.08
Total	13.512		155.46

Figura: 19.16 Cálculo del fetch efectivo. (Modificado de Saville, McClendon y Cochran.)

La altura de la ola significativa es excedida en más o menos el 13 % del tiempo. Si se sugiriera un diseño más conservador podría escogerse una altura más alta de ola. La tabla 19.3 da las relaciones de Z'/Z_W para las olas de menor excedencia.

Tabla 19.3.-
Procentaje de olas que superan a diversas alturas mayores que Z_W. (Según Saville, McClendon, y Cochran).

Z'/Z_W	1,67	1,40	1,27	1,12	1,07	1,02
Porcentaje de olas > Z'	0,4	2	4	8	10	12

Cuando una ola golpea a una ladera, subirá por la pendiente sobre la altura del agua libre. La cantidad de escurrimiento hacia arriba depende de la naturaleza de la superficie.
El borde libre normal por viento (BLNV) se estima en base a la ecuación

$BLNV = hs + ha + hm$

donde:

$hs = 0,034\ V_w^{1,06}\ F^{0,47}$

$ha = f(hs/L,$ talud, rugosidad del talud)

$L = 5,12\ T_w^2$

$T_w = 0,46\ V_w^{0,44}\ F^{0,28}$

$$hm = \frac{V_m^2\ F}{1400 \times d}$$

siendo:

hs = altura de la ola en ft
V_w = velocidad del viento en millas /hora
F = fetch en millas
L = Longitud de la ola
Tw = período de la ola
ha = ascenso de la ola sobre el talud de la presa en ft

hm = Altura de marea causada por el viento, en ft
d = profundidad media del embalse, en ft.

El período máximo de la ola se puede calcular gráficamente, en función de la velocidad del viento y del fetch efectivo, mediante la figura 19.17 . El ascenso de la ola sobre el talud de la presa se determina utilizando las curvas de la figura 19.18 conocidos el talud del dique, la naturaleza de la superficie del mismo y la altura de la ola, hs.

Ejemplo:

A continuación se presenta como un ejemplo, el cálculo del oleaje en el embalse Mitare en el Estado Falcón (Venezuela). Los vientos máximos sobre el embalse se estiman entre 40 y 50 nudos, en ráfagas y de duración breve, (no mayor de 1 hora) y cuya componente de dirección prevaleciente sería del Este. En las figuras 19.19 y 19.20 se presenta esquemáticamente las características del viento sobre el embalse.

De las características del viento sobre la región se concluyó que es muy baja la probabilidad de generación de oleajes de magnitudes de importancia, incidentes sobre la presa. Se estimó que un 0,5% del tiempo puede ocurrir viento de unos 25 nudos, persistente sobre un Fetch de unas 4 millas.

En base a estos datos se obtiene los siguientes resultados:

hs = 0,60 m
ha = 0,44 m
hm = 0,01 m
BLNV = 1,05 m

19.9 Filtraciones en el vaso

Muchas veces los bancos o bordos del vaso son permeables, pero la permeabilidad es tan baja que las fugas no son de importancia. Si las paredes del vaso son de roca muy fracturada, de material permeable volcánico o calcáreo cavernoso, es posible que haya fugas serias. Estas filtraciones pueden

resultar, no solamente en una pérdida de agua, sino también en daños a la propiedad cuando el agua regresa a la superficie.Si las fugas tienen lugar por conductos bien definidos o dentro de una pequeña área de roca fracturada, puede ser posible tapar la fuga por medio de inyecciones a presión. Si el área de la fuga es grande, el costo de la inyección puede ser excesivo.

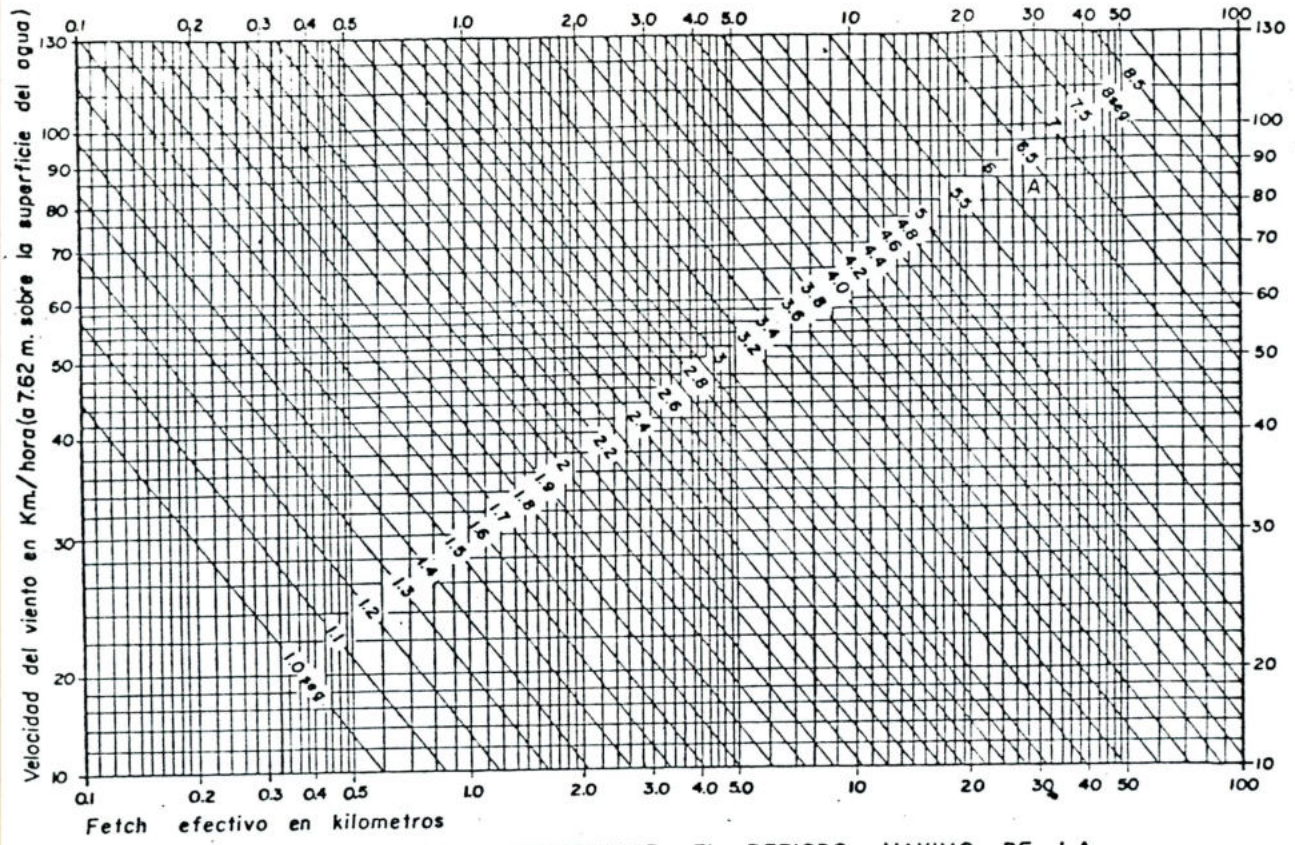
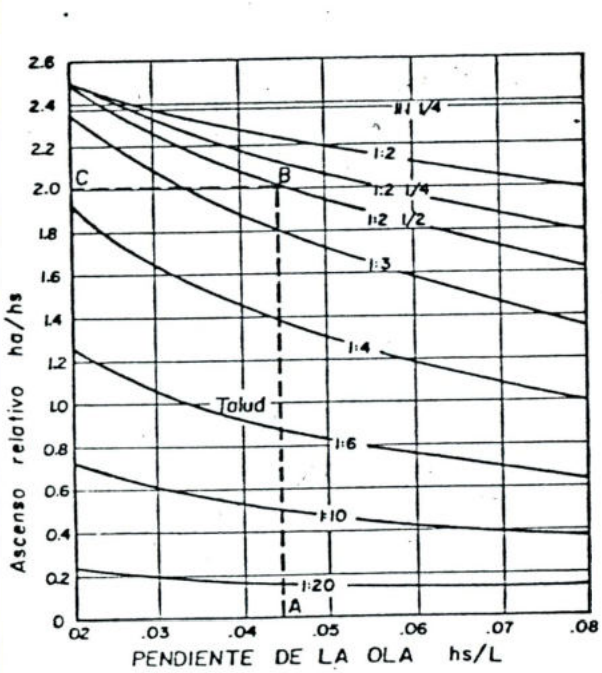


FIGURA: 19.17 DIAGRAMA PARA DETERMINAR EL PERIODO MAXIMO DE LA OLA EN FUNCION DE LA VELOCIDAD DEL VIENTO DEL FETCH



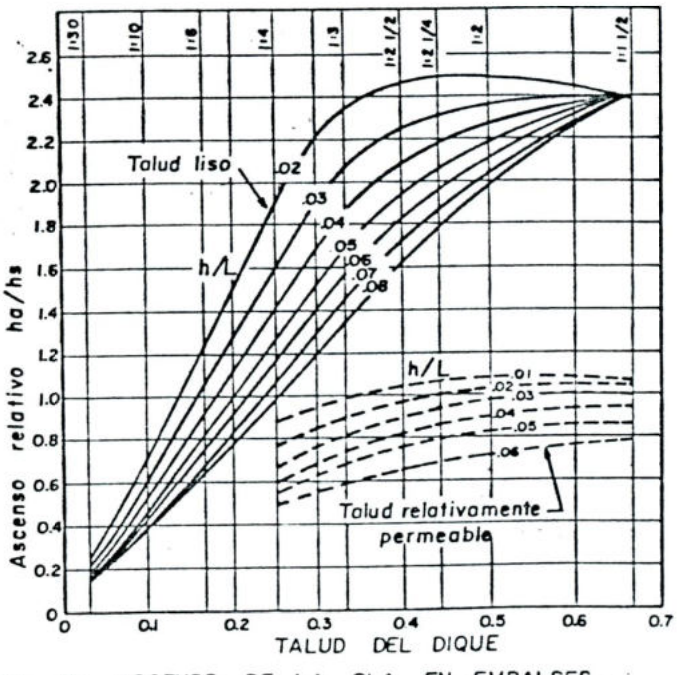


FIGURA: 19.18 DIAGRAMA PARA CALCULAR EL ASCENSO DE LA OLA EN EMBALSES.

FIGURA : 19.19

VELOCIDAD MEDIA DEL VIENTO Y DIRECCION PREVALECENTE MENSUAL – VELOCIDAD MAXIMA MENSUAL Y DIRECCION CORRESPONDIENTE – ESTACION CORO EDO. FALCON - PERIODO 10 AÑOS

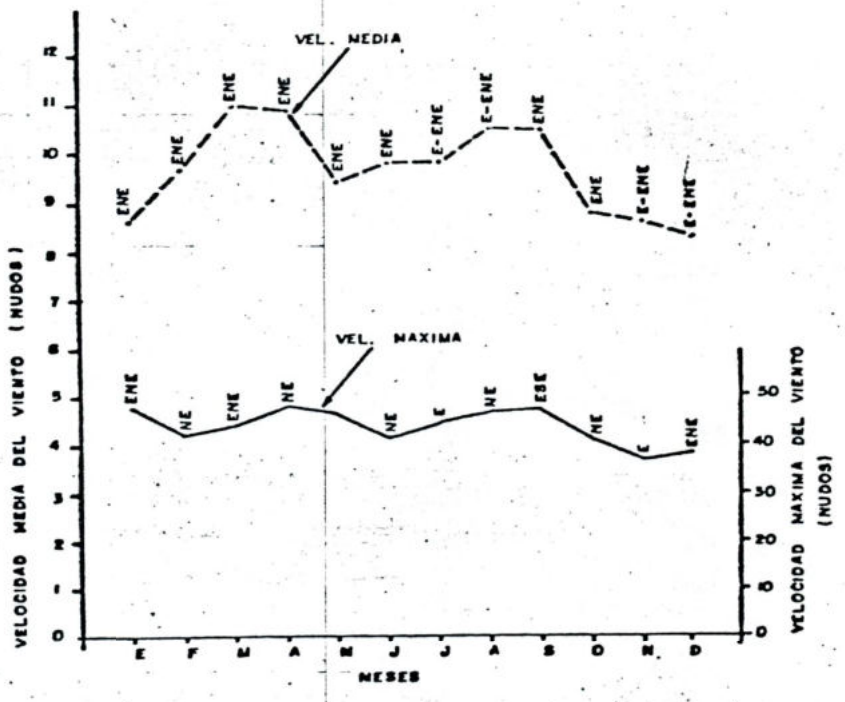
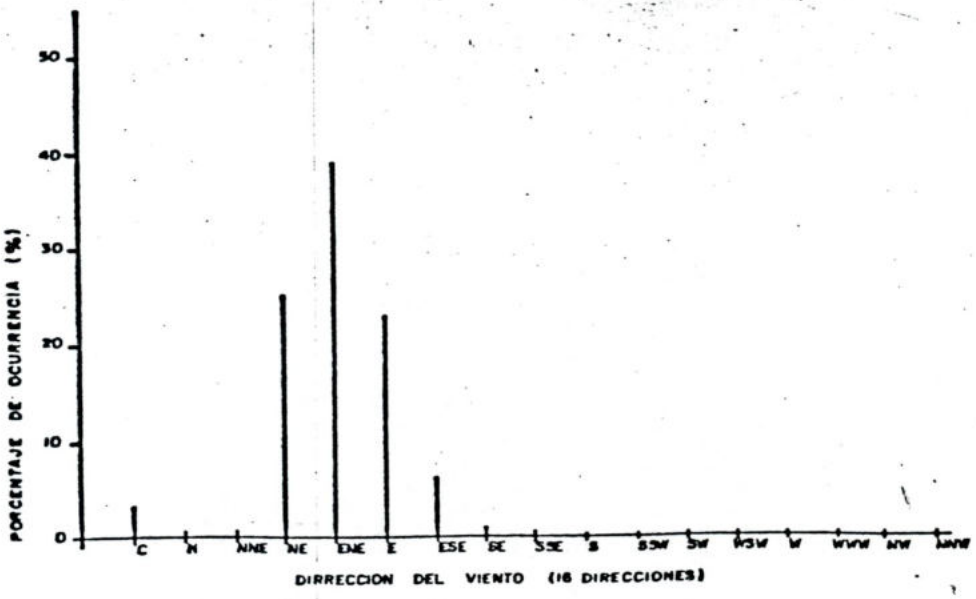


FIGURA : 19.20

PORCENTAJE DE OCURRENCIA DE CADA DIRECCION DEL VIENTO
ESTACION CORO – PERIODO 2 AÑOS



BIBLIOGRAFIA

- Carter, D.B. "The water balance of the Lake Maracaibo basin during - 194601953". Publications in Climatology, Vol. VIII, N° 3, Centerton, N. J. (USA) - 1955.
- Consejo de Bienestar Rural. "Problemas Económicos y Sociales de los Andes Venezolanos". 2 Vol. Caracas, 1955.
- Totales mensuales de lluvia de 233 estaciones escogidas. Publ. Técn. N° 1, División de Hidrometeorología, M.O.P., (1962), Caracas.
- "Investigaciones Hidrológicas en el Lago de Maracaibo". Acta Científica Venezolana, Vol. 4, Gessner, F. Caracas, 1953.
- "Datos Detallados de Climatología de Venezuela", M.S.A.S., División de Malariología, González, E. - 1958.
- Hueck, K. "Mapa de Vegetación de la República de Venezuela", Boletín del Instituto Forestal Latinoamericano, N° 7, Mérida - 1960.
- Kraus Gregor. "Boden und klima auf kleinstem Raum". Jena, Fischer, 1911
- Lasser, T. y otros. "Aspectos de la Vegetación en la parte Occidental de la Cuenca del Lago de Maracaibo". Boletín de la Sociedad Venezolana de Ciencias Naturales, N° 85, Caracas - 1956.
- Ministerio de Obras Públicas. "Estudio de los Recursos de Agua Dulce del Lago de Maracaibo". Dirección de Obras de Riego, Informe Inédito, Caracas, 1954.
- Pittier, H.. "Exploraciones botánicas y otras en la Cuenca de Maracaibo", Boletín Com. e Industrial 4 (39-40) 1923.
- Redfield, A. C. y otros . "Hydrography of Lake Maracaibo". Report to Creole Petroleaum Corporation, 1955. Informe inédito.
- Rohl, E.. "Climatología de Venezuela". Boletin de la Academia de -- Ciencias Físicas y Naturales; Tomo 9, N° 27, Caracas, 1945.
- Sánchez J. M.. "Aspectos Meteorológicos del Llano". Boletín de la - Sociedad Venezolana de Ciencias Naturales. Tomo 21, N° 97, Caracas, 1960.
- Sánchez C. Jesús. "Mesoclimas en la Cuenca del Lago de Maracaibo". Revista Agronomía Tropical, Vol. XV, Maracay, 1965.
- Scaeta H.. "Terminologie Climatique, Bioclimatique et Microclimatique". La Meteorologíe 11: París. 1935

- Servicio de Hidrología, I.N.O.S.. Boletín Pluviométrico, Caracas, 1965.
- Brown C.B.. "Sediment Transportation", Capt. XII en Hunter Rouse (ed), "Engineering Hydraulics". Wiley, New York, 1950.
- Committee on Sedimentation. "Sediment Transportation Mechanics". - J. Hydraulics Div. - ASCE, July, 1962.
- Davis, C.V.. "River Regulation by Reservoirs", Sec. 1 in "Handbook of Applied Hydaulics", 2d. ed. - Mc Graw-Hill, New York, 1952.
- Linsley, R. K., M. A. Kohler, and J. L. Paulhus: "Applied Hydrology" Mc Graw-Hill, New York, 1949.
- Linsley, R. K., M. A. Kohler, and J. L. H. Paulhus. "Hydrology for - Engineers", Mc Graw-Hill, New York, 1958.
- "Techniques of Forescasting Wind Waves and Swell", U. S. Navy Hydrographic Office, Pub. 604, 1951.
- Thomas, N. O. and G. E. Harbeck. "Reservoirs in the United States", U. S. Geol. Surv. Water Supply Paper, 1360-A. 1956.
- Trask, P.D.. "Applied Sedimentation", Wiley, New York, 1950.
- U.S. Bureau of Reclamation Manual, Vol. IV, Part. 5, Project Operation Studies, chart.7.1, Reservoir Capacity, Vol. VII , Part 9, -- Sedimentation, 1948.
- Anuario Meteorológico de Venezuela, Publ. Anual Servicio de Meteorología y Comunicaciones, F.A.V., años 1950-1955.
- Atlas Agrícola de Venezuela, Min. Agric. y Cía, Dirección de Planificación Agropecuaria, 1960.
- Atlas Climatológico Provisional, 1951-1955, Servicio de Meteorología y Comunicaciones, F.A.V., 1957.
- Atlas Forestal de Venezuela, Min. Agricultura y Cría. Dirección de - Recursos Naturales, Caracas, 1962.
- Mapa de Asociaciones de Grandes Grupos de Suelos de Venezuela Avilán J. y Otros. Maracay - 1960.
- Boletín Bimestral. Servicio de Meteorología y Comunicaciones, F.A.V. Maracay, Años 1950-1960.
- Estimación del Régimen Térmico de Venezuela por el Método de los -- gradientes medianos. Burgos J. J.. Centro de Investigaciones Agronómicas, M.A.C., Maracay - 1962.

- Servicio de Meteorología y Comunicaciones, F.A.V., Promedios Climatológicos de Venezuela", Período 1951-1960. Maracay.
- Tamayo, F.. "Notas Explicativas del Ensayo de Mapa Fitogeográfico - de Venezuela", Revista Forestal Venezolana, N° 1, Universidad de -- Los Andes, Mérida - 1958.
- Thornthwaite, C. W. . "Tables for computing potencial evapo-- transpiration and the water balance". Prexel Institute of Technology, Centerton, N. J., 1967.
- Thornthwaite, C. W.. "An approach toward a rational clasification - of climate. Geopraph Review XXXVIII . U.S.A., 1948
- Thornthwaite, C. W. y J. Mather "The Water Balance". Prexel Inst. - of Technology, Centerton, N. J., U.S.A. 1965 .
- Vila, M. A.. "Las Regiones Naturales de Venezuela", 2 Vol. 1950-1952 Corp. Venezolana de Fomento - Caracas.
- Vila P.. "Geografía de Venezuela", Tomo I, El Territorio Nacional y su Ambiente Físico, Publ. del Min. de Educación Nacional, Caracas 1962.
- A. J. Gabaldon. "Variación Mensual de los Coeficientes Evaporimé-- tricos en Venezuela y su Relación con la Evaporación Anual". Caracas, 1963.
- Bernard M., "The Primary Role of Meteorology in Flood Flow Estimating". Trans ASCE 109, (1944).
- CHOW V.T.. "Handbook of Applied Hidrology". Mc Graw-Hill, New York, 1964 .
- U.S. Weather Bureau. "Hidrometeorological Reports and Technical -- Notes". U.S. Govt' Priting Office. (1937 to date).
- Paulhaus J. L. and Gilman C. S., "Evaluation of Probable Maximun - Precipitation". Trans Am. Geophy. Union 34, 1953 .
- Fletcher R. D., "Hidrometeorology in the U. S. Compendium of Meteorology". Am. Met. Soc. 1951 .
- Walpole J. "Maximun possible rainfall over Australia", Conference on Estimation of extreme precipitation. Bureau of Meteorology, -- Melbourne, Australia, 1958 .
- Fletcher R. D.. "Computation fo thunderstorm rainfall. Trans. Am. Geophys. Uni. 29, 1948 .

- U. S. Weather Bureau. "Generalised Estimates of Probable Maximum -- Precipitation for the United States west of the 105th meridian". -- Tech Paper N° 38, U.S. Govt. Printing Office. 1960 .
- Spreen W.C.. "Determination of the effect of topography upon precipitation". Trans. Am. Geophys. Unión 28, 1947 .
- U. S. Weather Bureau. "Revised Report on Maximum Possible Precipitation. Los Angeles Area, California". Hidromet. Report N° 21B. -- 1945 .
- U. S. Weather Bureau. "Maximum Possible Precipitation. San Joaquin Basin, California". Hidromet Report. N° 24. 1947 .
- Knox J. B., "Procedures for Estimating Maximum Possible Precipitation". Bull N° 88 dept. of Water Resources, State of California. -- 1960 .
- U. S. Weather Bureau. "Interim Report, Probable Maximum Precipitation in California". Hidromet. Report N° 36, 1961 .
- U.S. Weather Bureau. "Generalised Estimates of P. M. P. and Rainfall Frequency data for Puerto Rico and Virgin Island". Tech. Paper N° 42. 1961 .
- Graham H. E. and Nunn D. E.. "Meteorological Considerations Pertinent to Standard Project Hurricane, Atlantic and Gulf Coast". National Hurricane Research Project Report N° 33. U.S.W.B. 1959 .
- Riehl H.. "Tropical Meteorology", Mc Graw-Hill, New York. 1954 .
- Miller B. T.. "The Three Dimensional Wind Structure Around a Tropical Cyclone". National Hurricane Research Project Report N° 15, -- U.S.W.B. 1958 .
- U. S. Weather Bureau. "Probable Maximum Precipitation over South - Platte River, Colorado and Minnessota. River, Minnessota". Hidromet. Report N° 44. 1969 .
- United Nations E. C. A. F. E., and W. M. O. "Assessment of the -- magnitude and frequency of flood flows". Water Resources Series - N° 30. 1967 .
- División de Hidrología MOP. Distrito 6, Venezuela. 1973 "Hidroanal 73".
- Inventario Nacional de Aguas Superficiales. Volúmen 1, Coplanarh, Caracas, Venezuela, 1969.

- División de Hidrología, M.O.P. "Manual para Observadores de Esta-- ciones Hidrometeorológicas". Venezuela 1966.
- Pierre Perrin. "Los Factores del Escurrimiento. Cap. IV, La Vege-- tación". 1965.
- E. A. Colman. "Vegetation and Watershed Managment". Ronald Press - New York, 1953.
- P. Reneuve. "La Protección des Sols Contra l'erosión para la Vege- tation. Rapports du sol et de la Vegetación". Masson et Cie. Paris, 1960.
- G. Aubert. "Influence de la Vegetation sur le Sol en Zone Tropica-- le Humide et Semi-Humide". Rapports du Sol et de la Vegetation. -- 1er. Colloque de la Societe Cotanique de France. "Masson et Cie Pa- ris, 1960.
- L. J. Tison. "Aspect Hydrometeorologiques des Forest Equatoriales - et Tropicales". Tropical Meteorology in Africa. Munitalp Foundation. Nairobi 1960.
- J. S. Horton. "The Problem of Phreatophytes". AIHS N° 48.
- L. Leyton and A. Carlisle. "Meassurement and Interpretation of pre- cipitation by forest Stands". AHIS N° 48.
- Von F. E. Eidmann. "Die Interception in Buchen und Fichten bestan-- den Ergbnis Mehrjahriger Untersuchungen im Rothaargebirge (Samer-- land)", AIHS N° 48.
- O. Birck. "The Soil Protecting role of the litter of bread, kaved - Forests", AIHS N° 53, Helsinki.
- Equipament d'un petit bassin de forest equatorial en one de calcu-- ler son bilan hidrologique", AIHS N° 48.
- "Annaire Hudrologique de la France Societe Hydrotechnique de France Paris, (1958).
- J. Rodier. "Quelques données sur l'econlement des forést equatoria- les", AIHS N° 48.
- W.J. Scheneider and G.R. Ayer. "Effect of reforestation on Stream - flow in Central New York". Geol. Surv. Water Supply Paper 1602 -- Washington.
- J. Perrel. "Les Crues de la Correze et les inondations dans la re- gión de Tulle-Roune de Gougr des pyr et du SW". T XXXII. Fasc. IV. 1961 Toulouse.

- R. Hlavek et C. Lecarpentier. "Aspects Geomorphologiques des crues - des 3 et 4 Octobre 1960, dans la partie occidentale du. Massif Con-- tral". La Houille Blanche N° 1, 1961.
- D. L. Sokclovsky. "On the effect of the forest on the regime of ri-- ver flow". AIHS N° 48.
- R. O. Whyte. "Evolution de l'utilisation des terres en Asie du Sud. Onest Historie de l'utilisation des terres des regions arides". -- UNESCO XVII. 1961.
- M. Parde. "Le regime des rivieres en Nonvelle-Zélande". Revne de -- Geographie Alpine T XLVII. 1960 Grenoble.
- M. Parde et Frecaut. "Hydrologie Fluviale de l'Europe Continentale", Rev do Geogr de d'Est. N° 4. 1962.
- M. Parde. "Sur les transports de material de fond par les rivieres", Dyn, Sept. Oct. 1956.
- R. F. Hadley. "Influence of riparian vegetation on channel shape, -- Northerm Arizona", Geol. Survey Research. 1961-Geol. Surv. Prof. Paper 424. C. Washington.
- "Conferencia Dictada por el Dr. A. W. Goldbrunner en el Foro Sobre - Los Fenómenos de Sequía y su Incidencia en el Desarrollo Nacional". AVHIME - Octubre 1974.
- Guía de Prácticas Hidrometeorológicas (OMM N° 168, TP. 82), Organización Meteorológica Mundial.
- Wood. "Principles of Hydrology". Cidiat, Tomo de Hidrología 1.
- "Storage and Unit Hydrograph". Transaction de la ASCE 1945.
- F. Avellán y L. Ayala. "Hidrogramas Unitarios de ríos en Venezuela", Coplanarh, 1970.

- Raymond Furon. "El Agua en el Mundo". Alianza Editorial S.A., Madrid, 1967.
- Douglas H. K. Lee. "El Clima y el Desarrollo Económico en los Trópicos". Manuales Uteha. N° 363 México 1968.
- Mar K. Lvovich. "El Agua en el Mundo: Presente y Futuro". Editorial Cartago. 1975, -Argentina.
- Raphael G. Kezmann. "Hidrología Moderna". Editorial Continental S.A. México, -1969.
- "Elementos de Escurrimiento Superficial". Secretaría de Recursos -- Hidráulicos, México, 1974.
- Rafael Heras. "Manual de Hidrología". Instituto de Hidrología. España 1972.
- N. N. Davis R. de Wiest. "Hidrogeología". Ediciones Ariel 1971.
- "Guía de Prácticas Hidrometeorológicas". Primera Edición. O.M.M. - 1967.
- David Keith Todd. "Hidrología de las Aguas Subterráneas". Paraninfo 1973.
- "Desarrollo de Aguas Subterráneas". U.C.V. Facultad de Ingeniería - Programa 6.400, -1967.
- David Brunt. "Climatología". Espasa Calpe S.A., 1948.
- Alberto Benítez. "Captación de Aguas Subterráneas". Editorial Dossat S.A., Segunda Edición 1972.
- J. Coelomb. "La Física de las Nubes". Espasa, Calpe S.A., 1949.
- G. Castany. "Tratado Práctico de Aguas Subterráneas". Ediciones -- Omega S.A., 1971.
- "El Agua en la Vida". Unesco 1974.
- "La Atmósfera y la Predicción del Tiempo". Biblioteca Salvat 1974.
- C. E. Constantino. "Meteorología Descriptiva". Editorial Buenos -- Aires 1951.
- P. Birot, 1962. "Tratado de Geografía Físisa General". Editorial - Vicens-Vives - Barcelona.
- Arthur N. Strahler. "Geografía Física". Ediciones Omega S.A., -- Barcelona 1977.

- Peter S. Eagleson. "Dynamic Hydrology", Mc Graw-Hill Book. Company, 1970.
- "Catálogo Mundial de Grandes Crecidas". Editorial de La Unesco 1976.
- David Pérez Hernández. "Fundamentos de Gemorfología Dinámica con -- Enfasis en los Procesos Fluviales - M.O.P. 1979.
- C. E. Constantino. "Meteorología Descriptiva". Editorial Buenos -- Aires, 1951.
- P. Birot, 1962. "Tratado de Geografía Física General". Editorial -- Vicens-Vives - Barcelona.
- Jesús M. Sánchez Carrillo. "Interpretación y Uso de los Datos Cli-- matológicos". Maracay 1966.
- A. W. Gol. "La Observación Meteorológica". Comandancia General de - La Aviación. 2da. Edición 1963.
- G. Hidalgo. "Some Methods of Climatological Análisis". H.C.S., Thom. WMO. N° 199 TP 103, 1966. (Traducción y Comentarios).
- "Guía de Prácticas Climatológicas". O.M.M. N° 100 TP 44, 1970.
- F. Zaera y J. Serradell. "Métodos Estadísticos". Ediciones La Enseñanza, 1971.
- José Manuel Guevara Díaz. "Ajuste y Estimación de Datos Climáticos por los Métodos de la Diferencia y Cociente". Publicaciones de la - Escuela de Geografía N° 14, Año 1975, Edición Corregida.
- Benavides. Guevara y Andrade. "Método para Compensar Registros Climatológicos Heterogéneos". M.A.C. 1968.
- G. R. Kendall. "Análisis Estadístico de Valores Extremos". (Traducción por el Hidro. Gilberto Antonini). M.O.P. 1967.
- Louis Maisel. "Probabilidad y Estadística". Colección Fondo. Colombia. 1973.
- G. Remenieras. "Tratado de Hidrología Aplicada". Editores Técnicos Asociados. S.A. - Barcelona, 1971.
- Ray K. Linsley, Joseph B. Franzini. "Ingeniería de los Recursos Hidráulicos". Cía. Editorial Continental, S.A., 1967.
- "Isolíneas de Intensidad-Duración-Freuencia de Lluvia para la Región Central de Venezuela". INOS. División de Hidrología, 1972.
- Linsley. Kohler. Paulhus. "Hidrología para Ingenieros". 2da. Edición. Editorial Mc Graw-Hill, 1977.
- Sverre Pettersen. "Introducción a la Meteorología". Edición Espasa Calpe S.A., 1962.

- De Fina y Sabella. Juan S. Burgos. "Estimación del Régimen Térmico - de Venezuela por el Método de los Gradientes Medianos". Separata de la Revista Agronomía Tropical, Vol. XV.
- F. Key Sánchez. "Guías de Prácticas 1 a 5, Riego y Drenaje". Facultad de Agronomía. U.C.V.
- A. J. Gabaldón. "Evaporación Media Anual". M.O.P. 1965.
- Nucete, Volcan B. y Escalona. "Método para la Determinación de Usos Consuntivos y Demandas de Riego". Fudeco 1971.
- Otto Klausing. "Experiencias con un Nuevo Respiratógrafo Piche". - Exposición 1960.
- Donald M. Gray. "Handbook on the Principles of Hydrology". Water -- Información Center. Inc. 1970. (Traducción Prof. Mina de Alvarez.
- Marco Tulio Herrera Núñez. "Método para Estimar la Conductividad -- Hidráulica K". Secretaría de Agrícultura y Recursos Hidráulicos, -- Memorandum Técnico N°373. México 1978.
- E. M. Wilson. "Engineering Hydrology". Macmillan 1974. (Traducción Prof. Mina de Alvarez).
- "Elementos de Escurrimiento Superficial". Secretaría de Recursos -- Hidráulicos. México 1974.
- "Manual de Drenaje". M.O.P. Dirección de Vialidad.
- Wisler. E. F. Brater. "Hidrología". C.O. Editora Pedagógica. La -- Habana. 1966.
- "Instrutivo para Aforo de Corrientes". Secretaría de Recursos Hi-- dráulicos, 5ta. Edición - México 1964.
- Rafael Convit. "Aforo por el Método de Sección y Velocidad, La Curva de Gastos y los Problemas de su Extrapolación". 1966.
- S. Trueba Coronel. "Hidráulica". Compañía Editorial Continental S.A. México 1966.
- J. E. López G. "Aforo Químico para Corrientes Turbulentas". Primeras Jornadas de Riego.
- H. W. King y E. F. Brater. "Manual de Hidráulica". Unión Tipográfica Editorial Hispano Americana. México 1972.
- Alvaro Palacios Ruiz. "Curso de Diseño Hidráulico de Instalaciones - Sanitarias en Desarrollos Urbanos". Sociedad Venezolana de Ingenie-- ría Hidráulica. 1978.

- "Normas e instructivos para el proyecto de alcantarillados" INOS - 1975
- "Normas para el diseño de los abastecimientos de agua", - INOS - 1975
- "Normas de proyecto y especificaciones de materiales para - los sistemas de abastecimiento de urbanizaciones", INOS - 1966.
- "Análisis de Intensidad-Duración-Frecuencia de lluvias en - Venezuela", INOS - 1969
- "Normas para la fabricación de tubos de concreto para cloacas INOS CL-C-65" - INOS - 1965
- "Hidrogramas unitarios de ríos en Venezuela", MOP - 1966
- "Manual de drenaje" - MOP - 1967
- "Gaceta Oficial de la República de Venezuela" N°752 - Extraordinario, 1962
- "Curso sobre drenaje vial", por los Ings. Alfredo Carrillo Roura y Mario Mengual Fernández, CIV-SVIH, 1974
- "Hidrología práctica para ingenieros", Ing. Ramón Guilarte
- "Abastecimiento de aguas y alcantarillados", Dr. Gustavo - Rivas Mijares, 1961
- "Apuntes sobre canales". Ing. Manuel Vicente Méndez M.
- "Bombas Centrífugas", Igos Karassik y Rox Carter, 1975.
- "Sizing water service lines and meters", Manual of Water supply practices, AWWA, 1975

  "Hydraulic behavior of storm water inlets", Hsiung, Sorteberg and Geyer, The Johns Kopking University, 1951.
- "Water resources engineering", R.K. Linsley y Joseph R. - Franzini, 1964
- "Generalized hydraulic characteristic of grate inlets", - John J. Cassidy, N° 123 Highway Research Record.

- B. C. Goodell "Management of Forest Stands in Western United States, to influence the flow of show fed streams". HAIHS N° 48. Colloque de Hannoversch-Munden.
- Burgos, Juan J.. "Estimación del Régimen de Venezuela por el Método de los Gradientes Medianos de De Fina y Sabella". Rev. Agron. -- Tropical, Vol. XV. Maracay 1965.
- Sánchez C., Jesús. "Aspectos Meteorológicos del Llano". Bol. Soc. - Venezolana de Cien. Nat. Tomo XXI N° 97, Caracas, 1960.
- Sánchez C., Jesús M. "Mesoclimas de la Cuenca del Lago de Maracaibo" Separata de la Revista Agronomía Tropical, 1965.
- "Design Charts for open Channel flow". U. S. Department of Commerce". Washington, 1961.
- Chow, V.T.. "Open Channel Hydraulics, New York, Mac Graw-Hill, 1959.
- Perez M. José L. "Fundamentos del Ciclo Hidrológico. Dpto. Meteorología e Hidrología. U.C.V. 1979.