

GUIA PARA EL DISEÑO DE
ZONAS DE RIEGO

Créditos asignados a la tesis 9 (NUEVE)

APROBADO POR EL JURADO:

Presidente: Dr. Rolando Springall Galindo

Rolando Springall Galindo

Vocal: Dr. Felipe I. Arreguín Cortés

Felipe I. Arreguín Cortés

Secretario: Dr. José Angel Raynal Villaseñor

José Angel Raynal Villaseñor

Suplente: M en I Gustavo Paz Soldán

Gustavo Paz Soldán

Suplente: M en I Humberto Marengo Mogollón

Humberto Marengo Mogollón

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

I N D I C E

	PAGINA
INTRODUCCION	1
I. FACTIBILIDAD TECNICA Y ECONOMICA	3
I.1 EL PROYECTO COMO INSTRUMENTO CLAVE DEL DESARROLLO	3
I.2 ENFOQUES ECONOMICO Y FINANCIERO	5
I.3 ASPECTOS DE LA EVALUACION DE PROYECTOS	9
I.3.1 ASPECTOS ECONOMICOS	10
I.3.2 ASPECTOS FINANCIEROS	10
I.3.3 ASPECTOS TECNICOS	10
I.3.4 ASPECTOS DIRECTIVOS Y ADMINISTRATIVOS	11
I.3.5 ASPECTOS ORGANICOS	11
I.3.6 ASPECTOS COMERCIALES	12
I.4 DETERMINACION DE LOS COSTOS Y BENEFICIOS	12
I.4.1 COSTOS DE LOS PROYECTOS AGRICOLAS	12
I.4.1.1 BIENES Y SERVICIOS	12
I.4.1.2 MANO DE OBRA	13
I.4.1.3 VALOR NETO DE LA PRODUCCION A QUE SE RENUNCIA	13
I.4.1.4 COSTOS DEL SUELO	13
I.4.1.5 IMPUESTOS	15
I.4.1.6 SUBSIDIOS	16
I.4.2 BENEFICIOS DE LOS PROYECTOS AGRICOLAS	16
I.4.2.1 AUMENTO DE LA PRODUCCION	16
I.4.2.2 PRODUCCION COMERCIAL	17
I.4.2.3 MEJORA DE CALIDAD	17

1.4.2.4	CAMBIOS DE LUGAR Y EL MOMENTO DE LA VENTA	17
1.4.2.5	REDUCCION DE COSTOS	18
1.4.2.6	OTRA CLASE DE BENEFICIOS DIRECTOS	19
1.4.2.7	BENEFICIOS DIRECTOS	19
1.4.2.8	BENEFICIOS INDIRECTOS	19
1.5	INFLACION	19
1.6	EVALUACION DE PROYECTOS	21
1.6.1	VIDA UTIL DEL PROYECTO	25
1.7	EQUIVALENCIAS FINANCIERAS	26
1.7.1	EQUIVALENCIA ENTRE UN CAPITAL INICIAL "P" Y UN CAPITAL FINAL "S"	26
1.7.2	EQUIVALENCIA ENTRE UNA SERIE DE VALORES "R" Y UN CAPITAL INICIAL "P"	28
1.7.3	EQUIVALENCIA ENTRE UNA SERIE UNIFORME DE VALORES ANUALES "R" Y UN VALOR FINAL "S"	31
1.7.4	COSTO UNIFORME EQUIVALENTE ANUAL	32
II.	ESTUDIOS DE APOYO	43
II.1	ESTUDIOS GENERALES DEL SUELO EN RELACION CON EL RIEGO, (AGROLOGICOS)	43
II.1.1	SUELO AGRICOLA	43
II.1.2	CARACTERISTICAS Y CUALIDADES DEL SUELO	44
II.1.3	INFERENCIAS DE LA TEXTURA EN RELACION CON EL RIEGO	46
II.1.4	ESTRUCTURA	46
II.1.5	INFERENCIAS DE LA ESTRUCTURA DEL SUELO EN RELACION CON EL RIEGO	50

II.1.6	CONSISTENCIA	50
II.1.7	INFERENCIAS DE LA DENSIDAD APARENTE DE LOS SUELOS EN RELACION CON EL RIEGO	52
II.1.8	ESPELOR DEL SUELO (Pr)	52
II.1.9	HUMEDAD DEL SUELO, (% H)	52
II.1.10	CARACTERISTICAS DE RETENCION DE HUMEDAD DEL SUELO	53
II.1.11	HUMEDAD APROVECHABLE (H.A.)	54
II.1.12	NIVEL DE HUMEDAD APROVECHABLE (N.H.A.)	55
II.1.13	VELOCIDAD DE INFILTRACION	55
II.1.14	CUALIDADES IMPORTANTES DEL SUELO EN RELACION CON EL RIEGO	57
II.1.15	CLASIFICACION DE LOS SUELOS AGRICOLAS	60
II.2	MECANICA DE SUELOS	61
II.2.1	DEFINICION Y CLASIFICACION DE SUELOS	61
II.2.1.1	SUELO SEDIMENTARIO	62
II.2.1.2	SUELO RESIDUAL	62
II.2.1.3	SUELO DE RELLENO	62
II.2.1.4	ESFUERZOS EN LOS SUELOS	63
II.2.1.5	TIEMPO	63
II.2.1.6	AGUA	64
II.2.2	CLASIFICACION DE SUELOS	64
II.2.3	ESTUDIOS PARA PROYECTO DE DIQUE EN CANAL PRINCIPAL	66
II.2.4	ESTUDIOS PARA LA CONSTRUCCION DE CANALES Y DRENES	67
II.2.5	CIMENTACIONES DE DIQUES	68
II.2.5.1	CIMENTACIONES EN ROCA	68
II.2.5.2	CIMENTACIONES EN SUELOS	68

II.1.6	CONSISTENCIA	50
II.1.7	INFERENCIAS DE LA DENSIDAD APARENTE DE LOS SUELOS EN RELACION CON EL RIEGO	52
II.1.8	ESPESOR DEL SUELO (Pr)	52
II.1.9	HUMEDAD DEL SUELO, (% H)	52
II.1.10	CARACTERISTICAS DE RETENCION DE HUMEDAD DEL SUELO	53
II.1.11	HUMEDAD APROVECHABLE (H.A.)	54
II.1.12	NIVEL DE HUMEDAD APROVECHABLE (N.H.A.)	55
II.1.13	VELOCIDAD DE INFILTRACION	55
II.1.14	CUALIDADES IMPORTANTES DEL SUELO EN RELACION CON EL RIEGO	57
II.1.15	CLASIFICACION DE LOS SUELOS AGRICOLAS	60
II.2	MECANICA DE SUELOS	61
II.2.1	DEFINICION Y CLASIFICACION DE SUELOS	61
II.2.1.1	SUELO SEDIMENTARIO	62
II.2.1.2	SUELO RESIDUAL	62
II.2.1.3	SUELO DE RELLENO	62
II.2.1.4	ESFUERZOS EN LOS SUELOS	63
II.2.1.5	TIEMPO	63
II.2.1.6	AGUA	64
II.2.2	CLASIFICACION DE SUELOS	64
II.2.3	ESTUDIOS PARA PROYECTO DE DIQUE EN CANAL PRINCIPAL	66
II.2.4	ESTUDIOS PARA LA CONSTRUCCION DE CANALES Y DRENES	67
II.2.5	CIMENTACIONES DE DIQUES	68
II.2.5.1	CIMENTACIONES EN ROCA	68
II.2.5.2	CIMENTACIONES EN SUELOS	68

II.2.5.3	PERMEABILIDAD EN CIMENTACIONES	69
II.2.5.4	COMPRESIBILIDAD DE CIMENTACIONES	70
II.2.5.5	TUBIFICACION	70
II.2.5.6	TRATAMIENTO DE CIMENTACIONES	71
II.2.5.7	TRINCHERAS	71
II.2.5.8	DELANTALES DE ARCILLA	72
II.2.5.9	INYECCIONES	72
II.2.5.10	PROYECTO DE LAS SECCIONES EN DIQUES DE TIERRA	72
II.2.6	PERDIDAS POR INFILTRACION EN CANALES	74
II.2.6.I	DETERMINACION DE LAS PERDIDAS POR INFILTRACION EN CANALES	77
	II.2.6.I.I METODOS DIRECTOS O DE CAMPO	77
	II.2.6.I.2 METODOS INDIRECTOS	78
II.2.7	REVESTIMIENTO DE CANALES	80
II.2.8	FACTORES QUE DEBEN TOMARSE EN CUENTA EN LA SELECCION DEL TIPO DE REVESTIMIENTO	81
II.2.9	CANALES REVESTIDOS	85
	II.2.9.I ESTUDIOS DE SUELOS NATURALES EN CANALES QUE SE DEBEN REVESTIR	85
II.2.10	NECESIDAD DE AHORRO DE AGUA	87
II.2.11	GUIA PARA LA OBTENCION DE MUESTRAS DE SUELO	88
	II.2.II.I POZOS A CIELO ABIERTO	88
	II.2.II.2 SONDEOS CON PALA DE POSTEAR	90

	II.2.11.3	MUESTRAS INALTERADAS	90
	II.2.11.4	MUESTRAS INALTERADAS DE ARENA	92
	II.3	ESTUDIOS Y LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS	93
III.		COEFICIENTES UNITARIOS DE RIEGO	95
	III.1	SALINIDAD DE SUELOS	96
	III.1.1	ORIGEN DE LAS SALES	96
	III.2.	SUELOS AFECTADOS CON SALES	98
	III.2.1	SUELOS SALINOS	98
	III.2.2	EFFECTO DE LAS SALES EN LOS CULTIVOS	99
	III.2.3	SUELOS SODICOS	100
	III.2.4	SUELOS SALINO-SODICOS	101
	III.3	PREVENCION DEL DESARROLLO DE LOS SUELOS AFECTADOS CON SALES	101
	III.4	CLASIFICACION DE LOS SUELOS AFECTADOS CON SALES	102
	III.4.1	RECUPERACION DE SUELOS AFECTADOS CON SALES	105
	III.5	USO CONSUNTIVO	111
	III.5.1	METODOS PARA DETERMINAR EL USO CONSUNTIVO	118
	III.5.1.1	METODOS DIRECTOS	118
	III.5.1.2	METODOS INDIRECTOS	119
	III.6	CALCULO DE LOS COEFICIENTES UNITARIOS DE RIEGO	167
IV.		COEFICIENTES UNITARIOS DE DRENAJE	185
	IV.1	TORMENTA DE DISEÑO	185
	IV.1.1	VARIACION DE LA PRECIPITACION	186
	IV.1.2	CARACTERISTICAS BASICAS	187
	IV.1.3	DETERMINACION Y SELECCION DE LA TORMENTA DE DISEÑO	188

IV.1.4	MÉTODOS PARA DETERMINAR LA TORRENTEA DE DISEÑO DE ACUERDO CON EL TAMAÑO DE LAS CUENCAS DE DRENAJE	189	
IV.1.4.1	INFORMACION BASICA NECESARIA	189	
IV.1.4.2	METODO DE MINIMOS CUADRADOS	190	
IV.1.4.3	PRUEBA DE HIPOTESIS	195	
IV.1.4.4	CURVA DE REGRESION NO LINEAL	202	
IV.1.4.5	REGRESION LINEAL MULTIPLE	204	
	IV.1.4.5.1	AJUSTE POR MINIMOS CUADRADOS	204
	IV.1.4.5.2	COEFICIENTE DE CORRELACION PARA MAS DE UNA VARIABLE INDEPENDIENTE	206
IV.2.	ANALISIS DE PRECIPITACION	209	
IV.2.1	ORDENAMIENTO DE DATOS HIDROLOGICOS	209	
IV.2.1.1	SELECCION DE UN REGISTRO	209	
IV.2.1.2	PERIODOS DE RETORNO DE LOS DATOS	211	
IV.2.2	CURVAS DE ALTURA DE LLUVIA DURACION - PERIODO DE RETORNO	213	
IV.2.2.1	AJUSTE POR REGRESION LINEAL MULTIPLE	215	
IV.3	CAUDALES DE DISEÑO	226	

IV.3.1	METODOS PARA CALCULAR LOS CAUDALES MAXIMOS	228
IV.3.2	OBTENCION DE LOS COEFICIENTES UNITARIOS DE DRENAJE	250
V.	METODOS DE RIEGO	254
V.1.	METODOS DE RIEGO SUPERFICIALES	255
V.1.1	POR INUNDACION	255
V.1.1.1	REGADERAS EN CONTORNO	255
V.1.1.2	METODO DE RIEGO EN MEIGAS	257
V.1.1.3	METODO DE RIEGO POR CURVAS A NIVEL	270
V.1.1.4	METODO DE RIEGO POR CUADROS O TAZAS	272
V.1.2.1	METODO DE RIEGO POR SURCOS	273
V.1.2.2	RIEGO POR CORRUGACIONES	282
V.2.	METODOS DE RIEGO AEREOS	284
V.2.1	RIEGO POR ASPERSION	284
V.3.	METODOS DE RIEGO MIXTOS	293
V.3.1	RIEGO POR GOTEO	293
V.3.1.1	CONDICIONES DE HUMEDAD	293
V.3.1.2	MOVIMIENTO DEL AGUA A TRAVES DEL SUELO	294
V.3.1.3	BENEFICIOS DEL RIEGO POR GOTEO	296
V.3.1.3.1	EFICIENCIA EN EL USO DEL AGUA	296
V.3.1.3.2	FERTILIZACION	297
V.3.1.3.3	ECONOMICOS	298
V.3.1.3.4	TECNICOS	299

V.3.1.4	PROBLEMAS DEL RIEGO POR GOTEO	299
V.3.1.5	CAMPOS DE APLICACION DEL RIEGO POR GOTEO	300
V.3.1.5.1	COMO METODO DE RIEGO	300
V.3.1.5.2	COMO SISTEMA DE DISTRIBUCION	301
V.3.1.6	EQUIPOS Y COMPONENTES DE UN SISTEMA DE RIEGO POR GOTEO	302
V.3.1.6.1	EQUIPO DE BOMBEO	302
V.3.1.6.2	CABEZAL DE DESCARGA	302
V.3.1.6.3	CONTROLES AUTOMATICOS	302
V.3.6.4	SISTEMA DE FILTRACION	303
V.3.1.6.5	SISTEMA DE FERTILIZACION	303
V.3.1.6.6	MANOMETROS	303
V.3.1.6.7	MEDIDOR DE GASTO Y VOLUMEN	303
V.3.1.6.8	LINEA DE CONDUCCION	304
V.3.1.6.9	LINEA PRINCIPAL DE ALIMENTACION	304
V.3.1.6.10	TUBERIAS SECUNDARIAS	304
V.3.1.6.11	TUBERIAS REGANTES	305
V.3.1.6.12	REGULADOR DE PRESION	306
V.3.1.7	USO CONSUNTIVO	307
V.3.1.7.1	AREA QUE SE DEBE TOMAR EN CUENTA PARA EL CALCULO DEL USO CONSUNTIVO	311
V.3.1.8	EMISORES	318
V.3.1.8.1	CARACTERISTICAS QUE DEBEN SEGUIR LOS EMISORES	318

	V.3.1.8.2	CLASIFICACION DE EMISORES	319
	V.3.1.9	CALCULO HIDRAULICO	325
VI.	RED DE DISTRIBUCION		386
VI.1	PLANEACION DEL CANAL DE CONDUCCION Y DE LA RED DE DISTRIBUCION		386
VI.1.1	LOCALIZACION DE LOS SISTEMAS DE CONDUCCION, DISTRIBUCION, DRENAJE Y CAMINOS		389
	VI.1.1.1	DELIMITACION DE LOS SUELOS AGRICOLAS QUE PUEDEN SER BENEFICIADOS CON EL PROYECTO	390
	VI.1.1.2	LOCALIZACION DE LOS CANALES DEL SISTEMA DE DISTRIBUCION	391
	VI.1.1.3	LOTIFICACION Y LOCALIZACION DE TOMAS	392
	VI.1.1.4	CADENAMIENTO Y NOMENCLATURA DE CANALES Y DRENES	393
	VI.1.2	TABLA DE ARENAS Y CAPACIDADES DEL CANAL PRINCIPAL Y RED DE DISTRIBUCION	393
	VI.1.3	INGENIERIA DE PROYECTO	408
	VI.1.3.1	ESTUDIO Y CALCULO DE LAS SECCIONES HIDRAULICAS DEL CANAL PRINCIPAL	404
VI.2	LOCALIZACION DEL CANAL PRINCIPAL EN PLANO ESC. 1: 5000		412
VI.3	SISTEMA DE CAMINOS		423
VI.4	OBRAS COMPLEMENTARIAS		424

VII. DRENAJE DE TIERRAS AGRICOLAS	427
VII.1 ESTUDIOS SOBRE EL DRENAJE AGRICOLA	429
VII.1.1 NECESIDAD DE DRENAJE	429
VII.1.2 DETERMINACION DE LAS CONDICIONES ACTUALES DEL DRENAJE	433
VII.1.2.1 ESTUDIOS PREVIOS	433
VII.1.2.1.1 ESTUDIOS TOPOGRAFICOS	433
VII.1.2.1.2 ESTUDIOS AGROLOGICOS O DEL PERFIL DE LOS SUELOS	434
VII.1.2.1.3 ESTUDIOS GEOHIDROLOGICOS	435
VII.1.2.1.4 ESTUDIOS DE SALINIDAD	436
VII.1.3 ESTUDIOS NECESARIOS O ESPECIFICOS DEL DRENAJE	436
VII.1.3.1 ESTUDIOS DE LOS MANTOS FREATICOS	436
VII.1.3.2 ESTUDIOS SOBRE LA PROFUNDIDAD Y ESPESOR DEL MANTO FREATICO	437
VII.1.3.2.1 PROFUNDIDAD DE PERFORACION	437
VII.1.3.2.2 DIAMETRO DE PERFORACION	437
VII.1.3.2.3 PROTECCION DE LAS PERFORACIONES	438
VII.1.3.2.4 REGISTRO DE LOS PERFILES EN LOS POZOS	438

	VII.1.3.2.5	INTENSIDAD DE LAS PERFORACIONES	439
VII.1.4		ANALISIS Y PRUEBAS FISICO-QUIMICAS	439
	VII.1.4.1	TEXTURA	440
VII.1.5		MEDIDA DEL NIVEL FREATICO	440
VII.1.6		FRECUENCIA DE OBSERVACION	440
VII.1.7		PLANO DE NIVELES FREATICOS CON RESPECTO A LA SUPERFICIE DEL TERRENO (ISOBATAS)	441
VII.1.8		GRAFICA DE AREAS TIEMPO	443
VII.1.9		PLANO DE MINIMOS NIVELES FREATICOS OBSERVADOS	445
VII.1.10		TRAZO DE LINEAS DE CORRIENTE	445
VII.1.11		PLANO DE LA PROFUNDIDAD DEL ESTRATO IMPERMEABLE O HIDROAPOYO	447
	VII.1.11.1	INFLUENCIA DE LA CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA	447
	VII.1.12	ESTUDIO DE ZONAS CON PROBLEMA DE MANTOS FREATICOS SUJETOS A PRESION	448
	VII.1.12.1	NIVELES PIEZOMETRI- COS	448
	VII.1.12.2	INSTALACION DE PIEZOMETROS	448
	VII.1.12.3	PERFILES PIEZOMETRI- COS	449
	VII.1.12.4	AREAS CON MANTOS CONFINADOS	450
	VII.1.12.5	CASOS DE K DIFERENTES	451

VII.2	JERARQUIZACION DE LOS PROBLEMAS DE DRENAJE CON LA FINALIDAD DE ESTABLECER EL ORDEN DE APLICACION DE NORMAS CORRECTIVAS	452
VII.2.1	CONTROL DE FUENTES SUPERFICIALES	452
VII.2.2	CONTROL DE FUENTES INTERNAS	453
VII.2.3	DRENAJE COMPLEMENTARIO	453
VII.3	TIPOS DE DRENES	454
VII.4	CALCULO DE DRENES	455
VII.4.1	PRINCIPIOS BASICOS PARA EL CALCULO DE LA SEPARACION Y PROFUNDIDAD DE LOS DRENES	455
VII.4.2	METODOS DE DISEÑO	459
VII.4.2.1	FLUJO ESTABLECIDO O PERMANENTE	459
VII.4.2.1.1	PRINCIPIOS DE LA ECUACION DE HOOGHOUTT	459
VII.4.2.1.2	PRINCIPIOS DE LA ECUACION DE ERNST	468
VII.4.2.2	FLUJO NO ESTABLECIDO O NO PERMANENTE	476
VII.4.2.2.1	ECUACION DE GLOVER-DUMM	476
VII.4.3	DETERMINACION DEL GASTO ESPECIFICO	482
VIII.	ESTRUCTURAS	485
VIII.1	ESTRUCTURAS TIPO	485
VIII.1.1	ESTRUCTURAS AFORADORAS	486

VIII.1.1.1	ESTRUCTURAS AFORADORAS QUE FUNCIONAN A REGIMEN CRITICO	487
VIII.1.1.1.1	AFORADORA TIPO GUANUCHIL	487
VIII.1.1.1.2	ESTRUCTURA AFORADORA TIPO CELAYA	487
VIII.1.1.1.3	ESTRUCTURA AFORADORA TIPO MAYO	488
VIII.1.1.2	ESTRUCTURAS AFORADORAS QUE FUNCIONAN POR MEDIO DE UN RESALTO	488
VIII.1.1.2.1	AFORADOR TIPO VENTURI	488
VIII.1.1.2.2	AFORADOR PARSHALL	490
VIII.1.1.3	ESTRUCTURAS AFORADORAS QUE FUNCIONAN COMO ORIFICIO	492
VIII.1.1.3.1	ESTRUCTURA AFORADORA DE CARGA CONSTANTE	492
VIII.1.1.4	ESTRUCTURAS QUE FUNCIONAN EN FORMA COMBINADA	494
VIII.1.2	REPRESAS	494
VIII.1.2.1	ESPACIAMIENTO ENTRE REPRESAS	495
VIII.1.2.2	CLASIFICACION DE REPRESAS	496
VIII.1.3	RAPIDAS Y CAIDAS	498

VIII.1.3.1	DISEÑO HIDRAULICO	499
VIII.1.3.1.1	CAIDAS VERTICALES	499
VIII.1.3.1.2	CAIDAS INCLINADAS O RAPIDAS	510
VIII.1.4	TOMAS PARA CANALES	515
VIII.1.4.1	CALCULOS HIDRAULICOS	516
VIII.1.4.2	TOMAS GRANJA	519
VIII.2	ESTRUCTURAS ESPECIALES	520
VIII.2.1	SIFONES	520
VIII.2.1.1.	NORMAS GENERALES DE PROYECTO	530
VIII.2.1.1.1	SIFONES EN CRUCE CON CARRETERAS	530
VIII.2.1.1.2	SIFONES EN CRUCE CON FERROCARRIL	531
VIII.2.1.1.3	SIFONES EN CRUCE CON CANAL O DREN	531
VIII.2.1.1.4	SIFONES EN CRUCE CON RIOS, BARRANCAS Y ARROYOS	531
VIII.2.2	ALCANTARILLAS EN CRUCE CON VIAS DE COMUNICACION	542
VIII.2.3	DESAGUES	546
VIII.2.3.1	DESAGUE DE EXCEDENCIAS	546
VIII.2.3.2	DESAGUE TOTAL	549
VIII.2.4	PUENTES CANAL	551
IX.	CONCLUSIONES	555
X.	REFERENCIAS	556

INTRODUCCION

Dos de los problemas que el Ingeniero Hidráulico debe afrontar en ésta época, son la producción de energía y alimentos.

En el caso de los alimentos, gran parte de ellos son de origen agrícola (otros provienen del mar o son sintéticos). Sin embargo, no es manifiesta la orientación de los programas de ingeniería civil y de los posgrados en hidráulica, hacia la producción de alimentos y especialmente hacia el riego y drenaje.

Definir hasta donde llega la labor del Agrónomo, y el punto de partida del ingeniero civil o del hidráulico, en el área de riego y drenaje no es fácil, y aún existe una interfase de actividades poco clara entre uno y otro.

La necesidad de establecer políticas educativas orientadas hacia el riego y el drenaje, es urgente, a la fecha a nivel de licenciatura esta no existe para el ingeniero civil, y a nivel de posgrado existen solo cursos aislados.

La demanda por parte de los alumnos de unas notas organizadas para el diseño de zonas de riego es frecuente, ello ha motivado la preparación de este trabajo, que aunque en principio está orientado a los cursos de posgrado, puede servir también como libro de consulta a nivel de licenciatura y de apoyo a los ingenieros en el ejercicio profesional.

En el capítulo primero se presentan los aspectos económicos, financieros, técnicos, directivos, administrativos, orgánicos y comerciales que permiten establecer criterios de análisis para establecer la factibilidad técnica y económica de los proyectos de riego y drenaje.

En el segundo capítulo se exponen los estudios de apoyo tales como los topográficos, de mecánica de suelos, agrológicos, etc, necesarios para el planteamiento de alternativas técnicas de solución al diseño de zonas de riego.

Los coeficientes unitarios de riego y los de drenaje, se presentan en los capítulos tercero y cuarto, con ellos es posible determinar por un lado el caudal necesario para el diseño de los canales del sistema de riego y con los segundos el gasto que conducirán las obras de drenaje.

Los métodos de riego, como los superficiales, la aspersión, el goteo o los mixtos se exponen en el quinto capítulo.

En el sexto capítulo se dan criterios para el diseño de la red de distribución y en el séptimo, los relativos al drenaje interno de tierras agrícolas.

Las estructuras como los sifones, aforadoras, tomas, caídas, obras de desagüe de excedencias y otras, se presentan en el capítulo ocho.

Este trabajo se ha realizado con la intención de que tenga una utilidad práctica e inmediata, por lo que el autor solo pide la comprensión de los lectores, para entender la dificultad que implica reunir en un solo texto la gran cantidad de material relativo al tema.

I.- FACTIBILIDAD TECNICA Y ECONOMICA

En este capítulo se presentan los aspectos concernientes a la selección de la alternativa óptima de proyecto, así como también, las diferencias existentes en lo que a análisis económico y financiero se refiere, refs. 1 y 2.

I.1.- EL PROYECTO COMO INSTRUMENTO CLAVE DEL DESARROLLO

Uno de los problemas más difíciles que enfrentan los administradores agrícolas de los países no industrializados es la ejecución de programas de desarrollo, siendo evidente que la preparación de los proyectos no es el único aspecto del desarrollo o planificación agrícolas.

La determinación de los objetivos nacionales de desarrollo agrícola, la selección de zonas de prioridad para la inversión, la formulación de políticas eficaces y la movilización de los recursos son de importancia decisiva. Sin embargo, en la mayoría de las actividades de desarrollo agrícola una preparación cuidadosa de los proyectos antes de realizar los gastos, puede ser el mejor medio para lograr una utilización eficiente y económica del capital y aumentar las probabilidades de una ejecución conforme al plan previsto. Si los proyectos no se preparan detenidamente en todas sus partes esenciales se producirá una inversión ineficaz o incluso, un derroche, lo que es inadmisibles en los países en que el capital es escaso.

Un proyecto está constituido por todo el complejo de actividades desarrolladas para utilizar recursos con el objeto de obtener beneficios, habiendo desde luego, una enorme variedad de actividades agrícolas que pueden tener legítimamente forma de proyecto como son, crédito agrícola, silvicultura, maquinaria o educación agrícola.

En términos generales los proyectos agrícolas son considerados como actividades de inversión a los que se les destinan recursos de capital para crear un activo productivo del que puede esperarse obtener beneficios durante cierto período. Sin embargo, existen algunos proyectos en los que hay costos que consisten en gastos de producción o mantenimiento de los que cabe esperar beneficios rápidamente, tomando en cuenta que la división entre gastos de "inversión" y gastos de "producción" no es tan clara en los proyectos agrícolas, ya que los abonos, pesticidas, etc., son considerados generalmente como gastos de producción y una presa, un tractor, un edificio o un rebaño de ganado, como una inversión de la que se obtendrá un rendimiento durante un período de varios años.

Con frecuencia los proyectos son la parte primera y concreta de un programa más amplio y menos preciso. Desde luego, el programa podría analizarse como si fuera un solo proyecto, sin embargo, generalmente es mejor que los proyectos sean relativamente reducidos, aproximadamente del tamaño mínimo que resulte económico y técnicamente viable, ya que el analizar el proyecto en su conjunto puede hacer que no se vea que resultaría económicamente inadecuado desarrollar algunas zonas comprendidas dentro del mismo lugar de trabajar en una región totalmente diferente.

Casi lo único que se puede decir en general de un proyecto es que se trata de una actividad en la que se hará una inversión esperando obtener un rendimiento y que desde el punto de vista lógico, se presta a su planificación, financiación y ejecución como una unidad. Se trata de algo alrededor de lo cual se traza una línea y se dice:

"ésto es un proyecto"; de algo cuyos principales costos y rendimientos pueden medirse. Normalmente, tendrá una localización geográfica o, por lo menos, una zona bastante claramente delimitada de concentración geográfica. -- Quizá tenga un grupo específico de destinatarios. Tendrá una secuencia temporal relativamente bien definida -- de actividades de inversión y producción. Tendrá también un grupo específico de actividades que desee financiar y un grupo de beneficiarios que puedan determinarse y cuyos valores sean susceptibles de estimación.

I.2.- ENFOQUES ECONOMICO Y FINANCIERO.

En el análisis de proyectos agrícolas es preciso tener en cuenta una distinción de importancia entre dos puntos de vista complementarios. En todo proyecto interesa conocer ante todo, el rendimiento global para la sociedad o la economía en su conjunto de todos los recursos que se le destinan, con independencia del sector social que los -- aporte o del sector social que se beneficie. Ese es el rendimiento social o económico del proyecto y se determina aplicando lo que se denomina análisis económico.

Por otro lado, las distintas entidades financieras que -- participan en un proyecto, agricultores, hombres de negocios, empresarios, sociedades privadas, organismos públicos, etc. sólo se preocupan del rendimiento del capital -- que aportan. Este se considera el rendimiento financiero de la participación del capital y se determina mediante el análisis financiero.

La técnica de análisis económico tiene en cuenta básicamente la remuneración de la mano de obra y de otros insumos-

A precios de mercado que procuran aproximarse a los verdaderos costos de oportunidad. Lo que queda se compara con la corriente de capital necesaria para el proyecto.

La prioridad más alta se concede al proyecto que maximiza el rendimiento del capital. Este método supone implícitamente que el capital es la limitación más importante para un crecimiento económico, sin embargo, el análisis no especifica quien recibe realmente la corriente de ingresos que excede los costos de mano de obra y de los otros insumos. Una parte del excedente de ingresos es absorbida normalmente mediante impuestos para fines sociales ajenos al proyecto. Otra parte se pone por lo común a la disposición de los propietarios del capital para compensarles por la utilización de éste.

El análisis económico no nos dice nada sobre la distribución del ingreso y por esto es indiferente hacia la propiedad del capital. El valor de un bien de capital se deriva del derecho a percibir el ingreso futuro que produzca. Como las técnicas utilizadas de análisis económico no especifican qué sector económico recibirá los ingresos del proyecto, por esto ese análisis es indiferente a la propiedad del capital. Las medidas económicas del valor del proyecto son igualmente válidas para ayudar a elegir el más remunerador desde el punto de vista social, tanto si el capital procederá de fondos públicos como de fuentes privadas, si existirán impuestos sobre los ingresos o si no existirán, y si el proyecto pertenecerá al sector público o será explotado por particulares por cuenta propia.

Por otro lado, en el análisis financiero la distribución del ingreso y la propiedad del capital interesan mucho. Aunque en este análisis se aplica exactamente la misma metodología de flujo de fondo actualizados, la forma de hacer el análisis y los elementos que se incluyen en las corrientes de costo y beneficios hacen que el resultado sirva para medir el rendimiento del capital aportado al - - -

proyecto por cada uno de los distintos participantes, tanto públicos como privados. Decidir si se quiere influir en ese rendimiento mediante impuestos sobre egresos, condiciones especiales de préstamo, precios subvencionados o cualquier otro de los medios de que la sociedad dispone, es entonces un problema de política.

El análisis financiero puede aplicarse a los costos y rendimientos de las diversas entidades públicas que participan en un proyecto. Un organismo gubernamental de crédito por ejemplo, será un fracaso como entidad de desarrollo si no puede recuperar los fondos que preste a los agricultores. El análisis financiero del organismo de crédito se basará en el análisis de las distintas cuentas de los agricultores.

El análisis financiero puede mostrar que la entidad pública encargada de explotar un proyecto no obtendrá ingresos suficientes para recuperar todos los gastos de capital o incluso de explotación que habrá que realizar. Aunque así sea puede ser útil ejecutar el proyecto si el análisis económico indica que, su rendimiento global para la sociedad será satisfactorio. Cabe imaginar un organismo de riego que explote un proyecto en que el aumento del producto agrícola sea suficiente para que ese proyecto resulte económicamente atractivo desde el punto de vista social, pero en el que se haya adoptado la decisión de política de no percibir de los agricultores, a cambio de agua, lo suficiente para que el organismo pueda recuperar todos sus gastos. En este caso existirá una subvención pública y el análisis financiero dará una idea de cuál será la cantidad de ese pago de transferencia, quien lo recibirá, y como afectará al rendimiento financiero obtenido por el beneficiario de su aportación de capital.

El análisis financiero es importante al examinar las estructuras de incentivos que acompaña a una propuesta de inversión en un proyecto.

De nada servirá contar con un proyecto rentable desde el punto de vista de la economía en su conjunto si los agricultores no pueden ganarse la vida en el mismo.

En muchos proyectos agrícolas las inversiones incluyen un componente comercial; por ejemplo: La creación de cooperativas de productores, la participación de bancos comerciales o el establecimiento de instalaciones de almacenamiento y elaboración.

En tal caso, el análisis financiero no es diferente del de cualquier otra actividad comercial y debe ocuparse de los problemas de la rentabilidad del capital de la empresa, los rendimientos anteriormente obtenidos, el costo de las nuevas instalaciones con relación a la capacidad para producir nuevos ingresos, la estimación de las futuras ganancias, los flujos de fondos, los balances, etc. Existen tres diferencias muy importantes entre el análisis económico y el financiero, que deben tenerse en cuenta.

1).- En el análisis económico, algunos precios pueden cambiarse para reflejar mejor los verdaderos valores sociales o económicos. En el análisis financiero se utilizan siempre los precios de mercado, incluidos impuestos y subsidios.

2).- En el análisis económico, los impuestos y subsidios se consideran como pagos de transferencia, es decir, los impuestos son un beneficio para la sociedad, porque son parte de las ganancias globales del proyecto que se transponen a la sociedad en su conjunto para que las invierta como estime conveniente. Por ello al calcular el rendimiento económico de un proyecto para la sociedad, los impuestos no se consideran como costos. A la inversa, un subsidio es un costo para la sociedad, ya que se trata de un gasto de recursos que la economía realiza para explotar el proyecto. En el análisis financiero, esos ajustes son innecesarios; los impuestos se consideran, simplemente, como costos, y los subsidios como egresos.

3).- En el análisis económico, los intereses del capital no se separan y deducen del rendimiento bruto, ya que son parte del rendimiento global del capital que obtiene la sociedad en su conjunto, y ese rendimiento global, incluidos los intereses, es el que el análisis económico debe estimar. En el análisis financiero, los intereses pagados a proveedores externos de capital se consideran como costos y el reembolso del capital tomado a préstamo de proveedores externos se deduce antes de llegar a la corriente de beneficios. Para los intereses pagados a la entidad desde cuyo punto de vista se realiza el análisis financiero no se consideran como costos, porque son parte del rendimiento global del capital aportado por esa entidad y, por lo tanto, parte del rendimiento financiero que la entidad obtiene.

En la metodología en este tema de la comparación de costos y beneficios es la misma si se pretende calcular el rendimiento económico o el rendimiento financiero. Sólo es distinto lo que se define como "costo" y lo que se considera como "beneficio", sólo hay que recordar que existe una diferencia entre el análisis económico y el financiero y — que el estudio realizado en este trabajo se orienta hacia la aplicación del análisis económico a la estimación del rendimiento económico.

I.3.- ASPECTOS DE LA EVALUACION DE PROYECTOS.

Basándose en la experiencia adquirida en los préstamos para proyectos de desarrollo, el Banco Mundial distingue seis aspectos de la preparación de proyectos, que considera deben estudiarse detenidamente en cada caso. No todos son igualmente aplicables a todos los proyectos y algunos pueden serlo sólo un tanto indirectamente a los proyectos agrícolas, pero todos deben tenerse en cuenta:

I.3.1.- ASPECTOS ECONOMICOS

El análisis económico se orienta a determinar si el proyecto puede contribuir de forma importante al desarrollo de la economía en su conjunto y si su aportación puede ser suficientemente grande para justificar la utilización de recursos en casos que serán necesarios.

I.3.2.- ASPECTOS FINANCIEROS

Los aspectos financieros se refieren primordialmente a consideraciones relativas a la productividad del proyecto. Se ha observado que en los proyectos agrícolas el análisis financiero debe orientarse hacia dos fases distintas. Por una parte debe considerar los beneficios financieros de las distintas explotaciones agrícolas, para asegurarse de que los ingresos de las familias de agricultores, serán suficientes y de que los agricultores participantes tendrán bastantes incentivos. Por otra parte, debe ocuparse de los beneficios obtenidos por entidades públicas y organizaciones comerciales como cooperativas, bancos, distribuidores privados de insumos o compañías de elaboración.

I.3.3.- ASPECTOS TECNICOS.

El análisis técnico es indudablemente importante, y el marco del proyecto debe estar lo suficientemente bien definido para que ese análisis sea detenido y preciso. Contar con un buen personal técnico quizá procedente de empresas-consultoras o de organismos de asistencia técnica del extranjero, es esencial para esta tarea, pero ese personal no podrá trabajar con eficiencia si no se le da el tiempo suficiente o no encuentra una cooperación comprensiva y una supervisión inteligente en los funcionarios administrativos.

I.3.4.- ASPECTOS DIRECTIVOS Y ADMINISTRATIVOS.

La gestión y la administración son muy difíciles de evaluar pero pueden ser la clave del éxito o del fracaso de un proyecto. También aquí es preciso ocuparse de los niveles. Por una parte, el de la capacidad para administrar actividades del sector público tan importantes como un proyecto hidráulico, un servicio de divulgación o un servicio de crédito, incluidas las medidas necesarias para formar el personal que se precise. Por otra, es necesario saber si los agricultores tendrán oportunidad de aprender las nuevas técnicas de gestión que necesitan para adoptar nuevas prácticas o métodos de cultivo. Evidentemente ambas clases de conocimientos de gestión sólo pueden evaluarse -- subjetivamente; pero si no se presta una atención cuidadosa a la formulación del juicio más exacto posible, las posibilidades de adoptar una decisión ajustada a la realidad con relación a un proyecto propuesto serán muy reducidas. Así examinar los aspectos directivos y administrativos de un proyecto, no sólo interesa saber si los problemas directivos y administrativos se resolverán en su día, también evaluar de forma ajustada a la realidad la rapidez con que se resolverán, ya que la aportación de inversiones para crear nueva riqueza es muy sensible a los retrasos de la ejecución.

I.3.5.- ASPECTOS ORGANICOS.

Estos guardan una relación estrecha con los aspectos directivos y administrativos. Podría decirse incluso que to dos esos aspectos son parte de un juicio único e indivisible sobre el grado en que podrá ejecutarse satisfactoriamente un proyecto. Al desgajar los aspectos orgánicos, se pretende centrar la atención sobre las relaciones existentes entre la administración del proyecto y otras partes del gobierno. ¿Están claramente vinculadas la autoridad y la responsabilidad? ¿Se han adoptado medidas para la formación profesional? ¿Pueden hacerse rápidamente los --

deseñados?, Si no se prevé adecuadamente esas medidas orgánicas, incluso el mejor personal directivo o administrativo fracasará.

I.3.6.- ASPECTOS COMERCIALES

Estos se refieren a la determinación de si se han adoptado medidas apropiadas con objeto de obtener los materiales y servicios necesarios para construir y explotar ese proyecto. En agricultura, ello puede incluir un proceso muy formal de licitación para la construcción de obras hidráulicas, o afectar a los acuerdos existentes con los proveedores para que los agricultores puedan disponer de insumos modernos. Los aspectos comerciales de la preparación de proyectos tienen gran peso cuando deben concertarse importantes contratos de construcción o han de realizarse adquisiciones considerables de proveedores extranjeros, pero en muchos proyectos agrícolas son menos apremiantes que otros aspectos ya especificados.

I.4.- DETERMINACION DE LOS COSTOS Y BENEFICIOS.

Dado que el objeto del análisis económico de los proyectos agrícolas es comparar los costos y beneficios para determinar cuál de los posibles proyectos es más remunerativo será preciso identificarlos. Esto es evidente, pero resulta a veces difícil.

I.4.1.- COSTOS DE LOS PROYECTOS AGRICOLAS

I.4.1.1.- BIENES Y SERVICIOS.

En muy pocas ocasiones serán difíciles de determinar los bienes y servicios empleados en un proyecto agrícola. Cuando se trata hormigón armado para canales de riego, explanadoras para nivelar tierras, lo difícil no es la determinación de los elementos, sino resolver los problemas técnicos de planificación y diseño que plantea el averiguar en qué cantidad y en qué momento serán precisos.

Los costos que deberán incluirse son los representados por la inversión gubernamental realizada en el proyecto, por ejemplo:

- Obras de almacenamiento
- Obras de distribución
- Nivelación de tierras
- Revestimiento de canales

I.4.1.2.- MANO DE OBRA.

Esta tampoco es difícil de determinar. Desde el director de un proyecto, hasta el agricultor que cultiva el huerto mientras no empieza a producir, los insumos de mano de obra no plantean tanto el problema de saber cuáles son, como el decidir en que cantidad habrán de utilizarse.

I.4.1.3.- VALOR NETO DE LA PRODUCCION A QUE SE RENUNCIA.

En muchos proyectos agrícolas, la zona en que ha de lograr se el desarrollo produce ya cierta cantidad de productos a agrícolas, como puede ser aquella zona en que se producirán frutas, se dedica ahora al trigo. En este caso, uno de los costos del proyecto es el valor neto de la producción abandonada. La teoría dice que los insumos agrícolas como abonos o mano de obra utilizados anteriormente para producir, por ejemplo, maíz en una zona que se dedicará al cultivo de hortalizas en regadío, quedan libres para ser u tilizados en otro sector de la economía, de forma que su a portación a la productividad no se pierda. Pero el valor neto antes disponible para remunerar el capital utilizado para producir los cultivos se pierde y, por lo tanto, constituye un costo.

I.4.1.4.- COSTOS DEL SUELO.

Un caso especial de determinación del valor neto de la pro ducción a que se renuncia se plantea al estudiar la forma de considerar el costo del suelo:

Hay dos posibilidades, si las tierras deben adquirirse para un proyecto agrícola - por ejemplo, para empresarios de la industria lechera que deseen establecer nuevas explotaciones o para servidumbres de paso en un canal de riego - el costo del suelo se considera como costo de inversión y se incluye en el análisis del proyecto exactamente igual que cualquier otro costo de esa índole. Al hacerlo, se supone implícitamente que el precio del suelo refleja con bastante exactitud el valor capitalizado de la contribución de ese suelo a la corriente de beneficios que podría haberse obtenido de él. Así, si unas tierras utilizadas en gran parte para pastos van a convertirse en zona de regadío, el valor en renta del suelo cuando se utilizaba para pastos puede incluirse como estimación del costo de la producción a que se renuncia del dedicar las tierras a la producción de arroz. A veces el problema del aumento del valor del suelo durante la vida del proyecto es causa de preocupación.

En general, la argumentación se basa en la afirmación de que los aumentos especulativos del valor del suelo o los aumentos debidos a la creciente urbanización son, en cierto modo aumentos reales. No obstante, tanto en el análisis financiero como en el económico cualquier cambio del valor del suelo con respecto a otros valores es un cambio real y debe incluirse en el análisis. Si se establece una industria lechera en las afueras de una ciudad, en donde se espera que el valor del suelo aumentará durante la vida de la inversión, el valor del suelo al proyecto y su valor de recuperación, ha de reflejar ese cambio.

Ello se debe a que los distintos aprovechamientos del suelo cambiarán durante la vida del proyecto y, por lo tanto, cambiará también el costo de oportunidad del suelo. Al iniciarse el proyecto puede ocurrir que el suelo sólo sea aprovechable para esa industria lechera o para otra empresa agrícola, pero, al terminar, el suelo puede ser muy valioso como emplantamiento de una fábrica. El cambio de precio del suelo se debe a un verdadero cambio de su contribución a la producción.

El que no se haya necesitado ninguna inversión para que aumentara el valor nada importa. De hecho, una de las posibilidades que tienen los particulares es invertir su dinero en especulación del suelo, de forma que, desde el punto de vista del análisis financiero, la forma de considerar el aumento del valor del suelo es perfectamente clara. En el análisis económico, el que el costo de oportunidad del suelo haya cambiado durante la vida del proyecto debe incluirse en el análisis. De otro modo, no se compararán correctamente con el proyecto las distintas inversiones económicas posibles y, como consecuencia, se podrá elegir erróneamente entre las distintas posibilidades.

I.4.1.5.- IMPUESTOS

Esto requiere tratamiento especial en el análisis de proyectos que en el análisis financiero todos los impuestos se consideran como costos y no plantean ningún problema analítico, sin embargo, en el análisis económico, en que se tiene en cuenta el rendimiento para la economía en su conjunto, los impuestos son un pago de transferencia, es decir una parte del rendimiento neto del proyecto que se entrega al gobierno para que lo invierta en nombre de la sociedad en su conjunto y no de los agricultores individuales o de la dirección del proyecto. Por ello, en el análisis económico los impuestos no se deducen de la corriente de ingresos en calidad de costos. Esto se aplica a los de todas clases: impuestos sobre la renta, derechos de importación y cualesquiera impuestos locales. A veces es difícil determinar el componente fiscal en los precios de que se dispone; así se puede ocurrir, por ejemplo, con la maquinaria importada ya que, en general, los derechos no se especifican separadamente en su precio de mercado.

1.4.1.6.- SUBSIDIOS

Estos equivalen a un pago de transferencia hecho al proyecto (o a los agricultores del proyecto), por el resto de la sociedad. Un subsidio consistente en abonos disminuye el costo de estos para el agricultor y, como consecuencia, aumenta sus ingresos. Desde luego ello puede estar justificado para aumentar los incentivos de la adopción de nuevas tecnologías o, incluso, por razones de simple equidad.- En el análisis económico es preciso ajustar los precios de mercado para que reflejen la cuantía de cualquier subsidio. Si los subsidios hacen que disminuyan los costos de los insumos, hay que añadirlos al precio del mercado del producto básico. Si se subvencionan los abonos de forma que se vendan a sólo un 80% de su costo real para la sociedad, para comparar el proyecto agrícola en otras posibles inversiones en esa sociedad habrá que añadir una cuarta parte al costo del abono utilizado en el proyecto. Si el subsidio hace que se eleven los precios, en el análisis habrá que deducir su cuantía del valor de mercado del producto antes de incluirlo en el análisis económico.

1.4.2.- BENEFICIOS DE LOS PROYECTOS AGRICOLAS

Estos pueden adoptar muchas formas, algunas de ellas no siempre evidentes.

1.4.2.1.- AUMENTO DE LA PRODUCCION.

Esta es la forma mas común de beneficio agrícola. Un proyecto de riego se propone para lograr un mejor aprovechamiento del agua a fin de que los agricultores puedan obtener mayores cosechas. El beneficio es el aumento de la producción de la explotación agrícola.

I.4.2.2.- PRODUCCION COMERCIAL

En una gran proporción de proyectos agrícolas, el aumento de la producción se comercializará por canales comerciales. Determinar el beneficio, en este caso es fácil, aunque puede haber problemas de valoración al intentar determinar el precio apropiado.

I.4.2.3.- MEJORA DE CALIDAD

En algunos casos, el beneficio de un proyecto agrícola puede adoptar la forma de una mejora de calidad. Los préstamos a empresarios de la industria lechera pueden tener por objeto permitirles pasar de la producción de leche para elaboración a la producción de una leche de calidad suficientemente elevada para su consumo en frasco. Con suma frecuencia, en los proyectos agrícolas se esperan aumentos de la producción y mejoras de calidad, pero no siempre ocurre forzosamente así. Como advertencia es preciso ser cauteloso al estimar los beneficios de la mejora de la calidad, ya que resulta fácil sobrestimarlos tanto en lo que se refiere a su rapidez como a su importancia.

I.4.2.4.- CAMBIOS DE LUGAR Y EL MOMENTO DE LA VENTA

En algunos proyectos de comercialización agrícola, los beneficios se obtendrán de una mejor comercialización que altere el lugar y el momento de la venta del producto. Un proyecto de almacenamiento de grano puede permitir guardarlo desde el momento de la cosecha, en que su precio se encuentra en el mínimo estacional, hasta una época más avanzada del año, en que su precio habrá subido. El beneficio de la inversión en almacenamiento se deriva de ese cambio de valor temporal. Otras actividades de comercialización pueden incluir el transporte de los productos desde la zona en que se obtienen, donde los precios son bajos, hasta mercados distantes en donde los precios son más elevados.

Los beneficios del proyecto se derivan del cambio de valor especial. En la mayoría de los casos, el aumento de valor derivado de los proyectos de comercialización se dividirá entre los agricultores y las empresas de comercialización, ya que la oferta y la demanda aumentan el precio a que puede vender el agricultor en la época de la cosecha y disminuyen el monopolio de las empresas u organismos de comercialización.

Muchos proyectos se estructuran de forma que los agricultores reciban una parte mayor del beneficio, haciendo que puedan construir almacenes en sus explotaciones o formar cooperativas de almacenamiento. Pero un proyecto agrícola puede afectar también a una empresa privada de comercialización o un organismo gubernamental, siendo a parar la mayor parte de sus beneficios a quienes no son agricultores.

I.4.2.5.- REDUCCION DE COSTOS

Algunos beneficios de los proyectos agrícolas pueden derivarse de la reducción de costos. El ejemplo clásico es la inversión en maquinaria agrícola para reducir costos de mano de obra, utilizando, por ejemplo, pozos para no tener que acarrear el agua a brazo o con animales, batidoras de pedal en lugar de batidoras manuales, o los populares tractores. Puede ocurrir que la producción global no aumente, pero se obtendrá un beneficio al reducir costos.

La reducción de estos es una importante fuente de beneficios en los proyectos de comercialización agrícola en que el transporte es un factor. Un mejor transporte puede disminuir el costo de trasladar el producto desde la explotación agrícola hasta el consumidor, con lo que se obtendrá un beneficio que podrá distribuirse entre agricultores, camioneros y consumidores.

I.4.2.6.- OTRA CLASE DE BENEFICIOS DIRECTOS

Quienes se ocupan del desarrollo agrícola pueden descubrir que sus proyectos producen otros beneficios. En los proyectos de educación agrícola, un medio de valorar el beneficio es evaluar el aumento de la capacidad adquisitiva de un graduado en una escuela de formación profesional agrícola, con relación a la que tendría si hubiera comenzado a trabajar con solo educación primaria. Se supone que la inversión hecha en su educación dará origen a un flujo de beneficios para esa persona mejor preparada, que continuará durante toda su carrera profesional.

Los proyectos de transporte son a menudo muy importantes para el desarrollo agrícola.

Los beneficios pueden derivarse, no sólo de la reducción de los costos de comercialización, como antes se ha observado sino también de ahorros de tiempo o de una disminución de los accidentes.

I.4.2.7.- BENEFICIOS DIRECTOS

Todos aquellos atribuibles a las inversiones directas.

I.4.2.8.- BENEFICIOS INDIRECTOS

Aquellos efectos externos hacia adelante y hacia atrás que genera el proyecto, medidas por las ganancias de las empresas que transforman, transportan y comercializan los productos derivados del proyecto.

I.5.- INFLACION

Aunque este es un tema complejo, se considera pertinente el tratarlo aquí dado sobre todo a que nuestro país se ha envuelto en un proceso inflacionario en grado ascendente. La mayoría de los países experimentan inflación y la única evaluación del porvenir ajustada a la realidad es que esa inflación continuará.

Ello plantea el problema de como tener en cuenta la inflación en el análisis de proyectos.

Un medio para ello sería aumentar todos los costos y rendimientos de acuerdo con la tasa media de inflación prevista. No obstante, esto resulta engorroso e innecesario (y puede desviar la atención del análisis hacia el estudio de las tasas de inflación probables). La mejor solución es, con mucho, suponer que todos los precios, tanto en lo que se refiere a los costos como a los beneficios, aumentarán de modo uniforme en la mínima proporción y que, en consecuencia, no cambiarán sus valores relativos. En este caso, el mejor procedimiento analítico consiste simplemente en valorar todos los precios futuros a los niveles actuales, sabiendo muy bien que los futuros precios monetarios aumentarán. Ello equivale, desde luego, a detectar todos los costos y beneficios aplicándoles una especie de índice de precios; por ejemplo, manteniendo todos los precios constantes en dólares de 1980.

La inflación plantea en los proyectos de crédito un problema que, aunque no sea analítico, resulta muy serio para los agricultores y administradores. Si se espera que se produzca una inflación, ¿qué puede hacerse para conservar el valor del dinero prestado a los agricultores, especialmente cuando se trata de préstamos a largo plazo?, si se le presta dinero a una tasa de interés razonable, por ejemplo, una que se estime aproximada al costo de oportunidad del capital, el valor real de su préstamo disminuirá si la inflación se produce. Para evitar esa pérdida imprevista a los prestatarios, algunos países aumentan arbitrariamente la tasa de interés que perciben, haciéndola pasar, por ejemplo, del 12%, que se considera como el verdadero costo de oportunidad, hasta alrededor del 18%, lo que permite compensar la disminución del valor de la moneda. Tales ajustes tienden a ser arbitrarios e inexactos.

Otros países, como el Brasil, han preparado un índice basado en los precios agrícolas.

En este país, la amortización de algunos préstamos a largo-

Plazo se fijan con relación a este índice, y en los intereses prescinde de la inflación .

I.6.- EVALUACION DE PROYECTOS

La idea básica que inspira el análisis de factibilidad económica es sencilla: Comparar los costos y beneficios de los distintos proyectos posibles para determinar cuál ofrece mayor rendimiento.

No obstante, se plantea un problema si los proyectos duran más de un año, como ocurre en la mayoría de los casos. Hay que encontrar algún modo de comparar proyectos de diferente duración y cuyos corrientes de costos y beneficios futuros adoptan distintas formas. El método normal de comparación consiste en valerse de la actualización. Aquí se tratará principalmente de tres medidas actualizadas que se aplican comúnmente a los proyectos agrícolas:

- a) Relación beneficio-coste
- b) Tasa de rentabilidad interna o interna de retorno.
- c) Valor neto actual

Aunque aquí se está tratando lo relativo a la fase económica del proyecto, no hay que olvidar que en todo proyecto existe también una fase técnica que va íntimamente ligada a la primera o sea que a cada alternativa técnica implica una alternativa económica, aunque no existe una secuencia natural para los estudios técnicos y económicos de un proyecto ya -- que ambas deben ser consideradas simultáneamente, tomando en cuenta que una vez establecidos los parámetros básicos de -- uno y otro aspecto del problema, el proyecto en su conjunto constará de una fase económica explícita en todo el análisis de evaluación de dicho proyecto, en la que estarán insertados los elementos técnicos básicos. Así pues, para que se tenga un grado de precisión determinada en la fase económica será necesario tener un grado de precisión determinada en la fase técnica.

A) RELACION BENEFICIO-COSTO

Este criterio consiste en una comparación cuantitativa (sobre base anual), entre los beneficios netos que se le atribuyen a un proyecto y los costos reales del mismo.

Para llevar a cabo esta comparación es necesario primero calcular los costos del proyecto tomando en cuenta un período de amortización que está relacionado con la vida de la obra, y después determinar cuales serán los beneficios producto de la inversión.

Para calcular dicha relación es necesario elegir una tasa de interés que puede ser cualquiera siempre que pueda demostrarse que es razonable. En general se suele elegir entre dos tasas de interés. Probablemente la mejor es la del costo de oportunidad del capital, es decir, la rentabilidad de la última inversión posible en una economía, teniendo en cuenta el capital global disponible. Pero aunque no se trata de una mala definición teórica, resulta difícil definir ese costo como medio de trabajo práctico, ya que nadie sabe cuales realmente es el costo de oportunidad del capital. En la mayoría de los países en desarrollo se supone que, más o menos, está comprendido entre el 8 y el 14%.

Al aplicar este criterio se debe estimar una relación superior a la unidad, ya que de lo contrario, al ser dicha relación menor a la unidad, esto implica que se pierda dinero y sería mejor ingresar el mismo en una cuenta bancaria al interés supuesto que invertirlo en el proyecto.

Hay que tener en cuenta que el valor absoluto de la relación Beneficio-Costo, variará según la tasa de interés elegida.

En general, cuanto más alta sea esa tasa, tanto más pequeña será la relación Beneficio-Costo resultante, y si se elige una tasa de interés suficientemente elevada, dicha relación descenderá por debajo de uno.

Se debe tomar en cuenta también que el cálculo de este coeficiente se basa en los beneficios y costos pero actualizados o en valor presente.

$$R = \frac{\text{Beneficios Actualizados}}{\text{Costos Actualizados.}} = \frac{\sum_{t=1}^n \frac{B_n}{(1+i)^t}}{\sum_{t=1}^n \frac{C_n}{(1+i)^t}}$$

B) TASA DE RENTABILIDAD INTERNA

Esta es otra forma de utilizar el flujo de fondos actualizados para medir el valor de un proyecto, siendo esta la tasa de actualización que hace que el valor neto actual del flujo de fondos sea igual a cero. Esta tasa representa la rentabilidad media del dinero utilizado en el proyecto durante toda su vida.

El criterio formal de selección para la medida de la tasa de rentabilidad interna del valor de un proyecto consiste en aceptar todos los proyectos de una tasa de rentabilidad superior al costo de oportunidad del capital. Los proyectos se clasifican por el orden del valor de la tasa de rentabilidad interna. La tasa de rentabilidad interna mínima aceptable se llama a menudo "Tasa de desistimiento" y normalmente se encuentra próxima al costo de oportunidad del capital.

$$\sum_{t=1}^n \frac{B_n - C_n}{(1+i)^t} = 0$$

C) VALOR NETO ACTUAL

La medida más directa del flujo de fondo actualizada para determinar el valor de un proyecto es el valor neto actual. Este valor es, simplemente, el valor actual de la corriente del flujo de fondos. Este valor puede calcularse también averiguando la diferencia existente entre el valor actual de la corriente de beneficios y el valor actual de la corriente de costos.

Aquí, se presenta el mismo problema de elección de la tasa de actualización mencionado con respecto a la relación Beneficio-Costo, ya que la mayoría de los analistas recomiendan la utilización del costo de oportunidad del capital, - aunque existe un elemento de arbitrariedad en la determinación de ese costo. Como se ha observado, muchos países - insuficientemente desarrollados parecen estimar que el costo de oportunidad del capital oscila aproximadamente, entre el 8 y 14 %.

Aunque el valor neto actual puede calcularse deduciendo el valor actualizado de los costos del de los beneficios, resulta más fácil calcularlo actualizando el flujo de fondos.

El criterio de selección formal para la medida del valor neto actual del proyecto consiste en aceptar todos los proyectos cuyo valor neto actual sea positivo al actualizarlo al costo de oportunidad del capital. Un problema evidente que plantea la medida del valor neto actual es que el criterio de selección no puede aplicarse a menos que exista una estimación relativamente satisfactoria del costo de oportunidad del capital.

$$\text{Valor neto actual} = \sum_{t=1}^n \frac{B_n - C_n}{(1+i)^n}$$

En donde :

B_n = Beneficios de cada año

C_n = Costos de cada año

n = Número de años

i = Tasa de interés (descuento) o actualización.

Tasa de Actualización.- Se ha hablado aquí del problema de la elección de la tasa de actualización. Un método consiste en elegir el costo de oportunidad social del capital,

es decir, la tasa que hará que se invierta todo el capital de una economía si se emprenden todos los proyectos posibles de los que se obtenga ese rendimiento o uno superior. Si se fija acertadamente, la tasa reflejará, simplemente, la elección hecha por la sociedad en su conjunto entre los rendimientos actuales y futuros y, por lo tanto, la parte del ingreso total que la sociedad está dispuesta a ahorrar. Como ya se ha dicho, hay problemas prácticos para fijar esa tasa. Muchas reuniones originalmente destinadas a examinar propuestas de proyectos se han convertido en debates sobre el costo de oportunidad del capital. En la práctica, la tasa se elige sencillamente por métodos empíricos: el 12 % parece ser una elección muy frecuente, y casi todos los países parecen estimar que esa tasa se encuentra comprendida entre el 8 y el 14 %. Si se analiza un proyecto y se obtiene una tasa de rentabilidad interna superior en varios puntos porcentuales al que, por alguna transacción, se ha convenido en considerar como costo de oportunidad del capital, hay grandes probabilidades de evitar verse arrastrado a una discusión sobre el verdadero costo de oportunidad del capital.

1.6.1 VIDA UTIL DEL PROYECTO.

El período que debe elegirse en el análisis económico es uno que sea mas o menos comparable al de la vida económica del proyecto. Cuando el proyecto depende de una inversión de capital inicial bastante considerable, como ocurre con un pozo inmediato a una plantación de árboles frutales, un punto de partida conveniente para determinar el período de análisis es el de la vida técnica de la principal inversión. En algunos proyectos, sin embargo, puede verse que, aunque la vida técnica de la inversión principal es bastante larga, la vida económica se prevé mucho mas breve por quedar el proyecto obsoleto. Así ocurre comúnmente en los proyectos agrícolas. Con todo, cabe esperar que la vida económica de una planta de elaboración que produzca alimentos congelados sea mas breve que la vida técnica de su equipo o, incluso, que un equipo para producir pollos asados resulte obsoleto antes de haber sido totalmente aprovechado. No obstante, en la mayoría de los proyectos agrícolas no se prevé una tecnología en rápida transformación que pueda estar obsoleta una inversión importante en un período de 20 a 25 años.

Cuando la vida económica del proyecto no está limitada - por consideraciones de antigüedad y la vida técnica de la inversión principal se prolonga más de unos 25 años, hay otra consideración interesante que ayuda a determinar una vida económica razonable para el proyecto y, por lo tanto, para el análisis. A las tasas de actualización de que -- aquí se habla y a los costos de oportunidad que se estiman vigentes en los países en desarrollo, cualquier rendimiento de la inversión que exceda de 25 años no supondrá probablemente diferencia alguna en la clasificación de los posibles proyectos. Como consecuencia, pocos análisis de - proyectos agrícolas necesitan ser realizados para un período superior a 25 años. Pero si las técnicas con que se - trabaja estiman que debe analizarse un proyecto para un -- período más largo, porque los cocoteros darán fruto durante 40 años o porque se puede esperar razonablemente que -- una presa dure 50 años, quizá sea más fácil realizar el análisis por un período que les satisfaga, que seguir debatiendo la cuestión. Las discusiones deben reservarse para - los difíciles problemas de diseño y la ejecución de proyectos.

1.7 EQUIVALENCIAS FINANCIERAS

1.7.1 EQUIVALENCIA ENTRE UN CAPITAL INICIAL "P" Y UN CAPITAL FINAL "S".

Si se tiene un capital inicial "P" el cual se coloca al -- interés compuesto "i" al cabo del primer año se le suman -- los intereses P_i , dicho capital pasará a ser:

$$P + P_i = P(1+i)$$

Dicho capital $P(1+i)$ al cabo del segundo año con intereses - en la tasa i habrá ganado $P(1+i)i$ intereses, lo cual dará:

$$P(1+i) + P(1+i)i = P(1+i)(1+i) = P(1+i)^2$$

Este capital $P(1+i)^2$ al cabo del tercer año habrá ganado - $P(1+i)^2 i$ quedando:

$$P(1+i)^2 + P(1+i)^2 i = P(1+i)^2 (1+i) = P(1+i)^3$$

Al cabo del cuarto año será:

$$P(1+i)^3 + P(1+i)^3 i = P(1+i)^3 (1+i) = P(1+i)^4$$

Siguiendo el mismo procedimiento se puede demostrar que -
después de n años o períodos el capital será:

$$P(1+i)^n$$

Llamandole "S" al valor alcanzado por "P" después de n -
años, se tendrá:

$$S = P(1+i)^n \quad - \quad - \quad - \quad - \quad - \quad (1)$$

en donde:

i = Tasa de interés anual (u otro período)

n = número de años o períodos

P = Suma actual del capital

S = Valor a que llega "P" después de "n" años
al interés compuesto "i"

$(1+i)^n$ = factor de interés compuesto.

Si se quiere determinar el valor a que llegará "P" después
de "n" años al interés compuesto "i" bastará multiplicar -
un capital inicial "P" por el factor de interés compuesto.

Si de (1) despejamos P se obtiene:

$$P = \frac{S}{(1+i)^n} = S \frac{1}{(1+i)^n} \quad - \quad - \quad - \quad - \quad (2)$$

Esta expresión permite calcular "P" conocidos los demás --
datos, y equivale a descontar con intereses compuestos la-
suma "S" , que tendrá vigencia en n años más, y a dicho -
cálculo se le llama "actualización" o valor presente.

Esta expresión permite una sola cantidad. Así, si se requie-
re actualizar o encontrar el valor presente de una serie de
valores distintos hay que actualizar uno por uno con lo cual
la expresión anterior se transforma para quedar de la si--
guiente manera.

$$V.P. = \sum_{V_j} \frac{P_j}{(1+i)^j} \text{ --- (3)}$$

Este valor generalmente se encuentra medido respecto al año cero, que equivale a la fecha en que se inicia el proyecto.

Como ejemplo se puede citar lo siguiente.



$$V.P = \frac{700}{(1+i)^5} + \frac{400}{(1+i)^7} + \frac{800}{(1+i)^{16}} ; \text{ valor presente.}$$

De aquí se puede ver que $(1+i)^n$ es el factor de actualización el cual se puede encontrar en tablas o bien calcularlo para cada período y tasa de interés.

1.7.2 EQUIVALENCIA ENTRE UNA SERIE DE VALORES "R" Y UN CAPITAL INICIAL "P"

Si se tiene una serie de valores anuales uniformes "R", se puede determinar una fórmula que proporcione el equivalente a un capital inicial "P" al inicio de la serie.

Sean los valores $R_1, R_2, R_3, \dots, R_n$, los valores R iguales colocados al final de los años 1, 2, 3 ---n. C_1 es el valor actualizado de R_1 , C_2 será el valor actualizado de R_2 , C_3 , de R_3 y así sucesivamente. A la fecha inicial de los n años se tendrá por actualización de cada una de las anualidades lo siguiente.

$$C_1 = \frac{R_1}{(1+i)} ; C_2 = \frac{R_2}{(1+i)^2}$$

$$C_3 = \frac{R_3}{(1+i)^3} ; C_n = \frac{R_n}{(1+i)^n}$$

Sumando miembro a miembro tendremos:

$$C = \frac{R}{(1+i)} \left(1 + \frac{1}{(1+i)^1} + \frac{1}{(1+i)^2} + \dots + \frac{1}{(1+i)^{n-1}} \right)$$

El primer miembro se considera como la suma de los valores actualizados, o sea el capital "P" que se busca como equivalente a la serie "R" durante "n" años al interés "i".

El segundo miembro, en el que se ha sacado como factor común "R" ya se tiene como premisa que la serie de valores - "R" es igual o uniforme. Como se ve el paréntesis encierra una suma geométrica cuya razón es $\frac{1}{(1+i)}$ y como consecuencia se tiene:

Si hacemos $\sum C = P$ entonces.

$$P = \frac{R}{(1+i)} \left(\frac{\frac{1}{(1+i)^n} - 1}{\frac{1}{(1+i)} - 1} \right)$$

Si la expresión anterior se desarrolla y simplifica se obtiene.

$$P = R \left(\frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} \right) \text{-----(4)}$$

Este proceso muestra que "P" es la suma de los valores descontados de los "R" para distintas fechas, o sea que pone de manifiesto la actualización a la fecha actual.

El factor $\frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n}$ se le llama factor de actualización de la serie de valores anuales, a continuación se dá un ejemplo.

Años n	Beneficios B	Actual i=12 % V.P=($\frac{1}{(1+i)^n}$) B	Costos C	Actual i= 12 % V.P= ($\frac{1}{(1+i)^n}$) C
1	11500	10267.857	685.3	611.875
2	11500	9167.729	685.3	546.317
3	11500	8185.473	685.3	487.783
4	11500	7308.458	685.3	435.520
5	11500	6525.409	685.3	388.857
6	11500	5826.258	685.3	347.194
7	11500	5202.016	685.3	309.995
8	11500	4644.657	685.3	276.781
9	11500	4147.015	685.3	247.126
Total	103500	61274.872	6167.7	3651.448

Como se puede ver de la actualización de cada uno de los valores anuales, la suma de beneficios actualizados es - - - - \$ 61,274.872 Si se aplica la fórmula se obtiene:

Datos R = 11500
n = 9 años
i = 12 %

$$P = 11500 \left(\frac{(1+0.12)^9 - 1}{0.12(1+0.12)^9} \right) = 61274.873$$

Como se puede ver el valor es el mismo que el obtenido por medio de la actualización de cada una de las anualidades.

Haciendo lo mismo con los costos se tendrá:

$$P = 685.3 \left(\frac{(1+0.12)^9 - 1}{0.12(1.12)^9} \right) = 3651.449$$

Aquí también se tendrá el mismo valor que el de la actualización de los costos, sólo que con la fórmula será mas directo.

Como observación hay que tomar en cuenta que este resultado es el mismo sólo cuando la serie de valores anuales es uniforme, - de no ser así habrá que actualizar cantidad por cantidad ya que la fórmula no es aplicable para este caso.

1.7.3 EQUIVALENCIA ENTRE UNA SERIE UNIFORME DE VALORES ANUALES "R" Y UN VALOR FINAL "S"

Para deducir esta fórmula es necesario suponer que durante n años se coloca una cantidad "R" al interés compuesto "i", capitalizando al final de cada año.

La cantidad "R" colocada al final del primer año, ganará intereses durante (n-1) años. De acuerdo con la fórmula (1), se convertirá en $R(1+i)^{n-1}$ y el pago que se haga al final del segundo año se convertirá en:

$R(1+i)^{n-2}$ y así sucesivamente, hasta que el último pago - al final del año "n" quedará sólo en "R". Al cabo de -- "n" años se tendrá un equivalente igual a la suma de estas acumulaciones parciales. Si llamamos "S" a la suma - tendremos.

$$S = R + (R+Ri) + ((R+R+Ri)i+R) + \dots + R(1+i)^{n-1}$$

$$S = R + R(1+i) + R(i^2+2i+1) + \dots + R(1+i)^{n-1}$$

$$S = R + (1+i)R + R(1+i)^2 + R(1+i)^3 + \dots + R(1+i)^{n-1}$$

$$S = R(1 + (1+i)R + (1+i)^2 + (1+i)^3 + \dots + (1+i)^{n-1})$$

Como se tiene una progresión geométrica en el paréntesis, cuya suma se puede estimar como.

$$\frac{(1+i)^n - 1}{i}$$

Entonces.

$$S = R \left(\frac{(1+i)^n - 1}{i} \right) \text{ -----(5)}$$

Si se coloca una cantidad "R" al final de cada uno de los "n" años, al interés compuesto "i", su suma tendrá una -- equivalencia igual a una cantidad "S" al final de "n" años cuyo valor estará dado por la anterior fórmula.

Si ahora de (5) se despeja "R", se tiene:

$$R = S \frac{i}{(1+i)^n - 1} \text{ - - - - (6)}$$

Esta expresión permite determinar la cuota anual "R" que -- hay que poner durante "n" años al interés "i" para alcanzar una suma "S"

El factor $\frac{i}{(1+i)^n - 1}$

Se llama factor de fondo de acumulación.

1.7.4 COSTO UNIFORME EQUIVALENTE ANUAL.

La deducción de este costo se lleva a cabo utilizando el factor de fondo de acumulación.

Dado que los costos totales de un proyecto se constituyen por un desembolso inicial, correspondiente a la inversión en una fecha dada y por una serie de desembolsos que se irán produciendo anualmente, durante cada año de la vida útil del proyecto. Este costo permite que una suma invertida en una fecha dada se convierta en una serie equivalente de valores anuales iguales.

Si se lleva a cabo una inversión fija "P", es necesario recuperarla a lo largo de la vida útil del proyecto. Por otra parte, también es necesario compensar el uso diferido de los recursos cuyo monto inicial es "P".

Si se supone que la tasa de interés es "i", se puede atender al primer problema (recuperar la inversión) mediante un fondo de acumulación formado por cuotas anuales iguales que, con sus intereses compuestos, sumen al final del período el valor "P".

Por otro lado, durante ese tiempo, el uso del capital "P" debe ser remunerado con el mismo interés "i", y hay que pagar anualmente la suma Pi .

Entonces la cuota anual para el fondo de acumulación la da la fórmula.

$$Ca = \frac{Pi}{(1+i)^n - 1}$$

Y para recuperar el capital inicial y compensar su uso en el tiempo tendremos:

$$R = \frac{Pi}{(1+i)^n - 1} + Pi$$

Mediante algunas transformaciones llegamos a:

$$R = P \left(\frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1} \right)$$

El factor entre paréntesis se llama factor de recuperación del capital.

Como ejemplo se puede citar:

Se tiene un trascavo y se renta, el costo anual será "P = \$ 3 X 10⁶, se rentará por un período de 6 años a un interés del 30 % para absorber la inflación.

$$R = 3 \times 10^6 \left(\frac{0.3 (1.3)^6}{(1.3)^6 - 1} \right) = \$ 1'135,182.89$$

R será el dinero que habrá que guardar año con año para -- que al final de los 6 años sea posible comprarse otro trascavo.

A continuación se da otro ejemplo, en el cual se trata de -- determinar la factibilidad de construir un canal principal -- con sus respectivos laterales, omitiendo los datos de localización del mismo.

Este proyecto está destinado para el riego de 7500 hectá---reas, con un sistema de distribución de 21 Km. de canal -- principal y 62.8 Km. de canal lateral.

Se llevará a cabo la construcción de una red de caminos que dará servicio al área drenada por el sistema de distribu- -- ción de tal forma que cada parcela tenga un fácil acceso, -- para que sea fácil tanto la operación como la salida de los productos a los centros de distribución y consumo.

Los caminos principales estarán localizados a lo largo del -- canal principal. Construidos sobre uno de los bordos, los -- caminos secundarios se construirán a lo largo de los canales del sistema de laterales.

Para el desalojo de las aguas de lluvia, se construirá una -- red de drenes que evitarán la formación de niveles freáticos perjudiciales.

Evaluación del proyecto.

Para determinar su factibilidad económica se seguirán los -- criterios de la relación beneficio - costo y tasa de rendi-- miento interno.

Para llevar a cabo lo anterior es necesario tomar en cuenta -- lo siguiente.

- a) El período de ejecución de las obras será de dos años; para después sólo ejecutar trabajos de conservación y mantenimiento.
- b) La vida económica del proyecto será de 25 años
- c) La actualización de costos y beneficios se hará considerando una tasa del 12 %
- d) Los costos involucran tanto a los provenientes de la construcción como a los de operación, mantenimiento y reposición.
- e) Los costos de operación, conservación y mantenimiento se considerarán de 485.0 pesos por hectárea por año.

Resultado.

De la tabla 1.c se puede obtener.

Σ B.A. = 198'437,090.90 ; beneficios actualizados
 Σ C.A. = 120'641,211.00 ; Costos actualizados
Relación Beneficio - Costo
B/c = 1.645

Como se puede ver la relación beneficio - costo es bastante favorable.

Tasa de rendimiento interno.

De la gráfica 1.A se obtiene

T.R.I. = 21 %

Como se puede ver esta tasa garantiza una recuperación satisfactoria de las inversiones en la obra propuesta.

Período de recuperación del proyecto, y rendimiento monetario de la tabla 1.E se puede ver que el proyecto se empezará a recuperar a partir del año 10 con un rendimiento de \$ 77'795,879.90

TABLA I.A.
COSTOS DE CONSTRUCCION.

DATOS DEL CANAL	UNIDAD	IMPORTE
AREA Servida	Ha	7500.00
Demanda de derivación	1050 m ³	32800.00
Longitud	Km	21
Derecho de Vía	Ha	148.55
Costo de campo	\$	15'324,723.00
Costo de derecho de Vía	\$	2'322,434.00

Costos indirectos	\$	<u>6'232,624.00</u>
Costo total de construcción	\$	23'879,781.00
Costo de construcción Ha.	\$	3,184.00

Datos de los laterales.

Area servida según diseño	Ha.	4,275.00
Longitud	Km.	72.80
Derecho de vía	Ha.	142.80
Costo de campo	\$	20'534,421.00
Costo indirecto	\$	7'635,276.00
Costos de derecho de vía	\$	<u>1'989,841.00</u>
Costo total de construcción	\$	30'159,538.00
Costo de construcción Ha.	\$	7,055.00

Datos de drenes.

Area servida	Ha.	7,500.00
Costo de dren/Ha.	\$	<u>2,610.00</u>
Costo de los drenes	\$	15'536,824.00
Costo del canal	\$	23'879,781.00
Costo del lateral	\$	30'159,538.00
Costo del dren	\$	<u>15'536,824.00</u>
Total	\$	85'112,967.00

UNIDAD IMPORTE

Costos de inversión sistema de distribución	\$	42'385,622.00
Total de costos de inversión	\$	127'498,589.00
Costo de inversión por Ha.	\$	17,000.00

Beneficios por riego \$ 4300.00/Ha/año
Total beneficios anuales:
\$ 4300 X 7500 = \$ 32'250,000.00

TABLA 1.B
COSTOS DE OPERACION Y MANTENIMIENTO Y REPOSICION (O.M Y R)

Costos de mantenimiento de laterales (anual)	Pesos	
Hierbas terrestres	32,325.00	
Esterilización del suelo	63,954.00	
Algas verdes	11,560.00	
Limpia de primavera	28,753.00	
Caminos de operación y mantenimiento	48,834.00	
Estabilización de terraplenes, protección	125,432.00	
Reparación de estructuras	122,741.00	
Mejora de sistemas	124,835.00	
Supervisión	<u>72,945.00</u>	
Total	631,379.00	
Costos del mantenimiento del canal		
Hierbas terrestres	25,875.00	
Esterilización del suelo	19,000.00	
Algas verdes	11,800.00	
Limpia de primavera	23,200.00	
Caminos de operación, mantenimiento	42,835.00	
Estabilización de terraplenes, protección	122,343.00	
Reparación de estructuras	35,248.00	
Mejora de sistemas	123,205.00	
Supervisión	<u>72,324.00</u>	
Total	475,830.00	
Costos de mantenimiento		
Canales	538,850.00	
Laterales	<u>622,328.00</u>	
Total	1,161,178.00	
Distribución		
Gerencia	352,532.00	19%
Operación	384,842.00	20%
Mantenimiento	<u>1,161,178.00</u>	61%
	1,898,552.00	
Costo total de (O M Y R)		
Costo/Ha.		

Calculo de la relación beneficio - costo
 1er. año se invertirá en construcción 60 %, 2o. año el
 40 % del total de costos de inversión.

TABLA 1.C.

AÑOS	Beneficios Por riego (anual)	C O S T O S			VALOR PRESENTE 12 %	
		Construcción	O.M. Y R	Total	Beneficios AC.	Costos AC.
1		76'499,153		76'499,153		68'302,815.17
2		50'999,436		50'999,436		40'656,438.13
3	32'250,000		1'898,552	1'898,552	22'954,912.99	1'351,351.813
4	32'250,000		1'898,552	1'898,552	20'495,458.02	1'206,564.119
5	32'250,000		1'898,552	1'898,552	18'299,516.09	1'077,289.392
6	32'250,000		1'898,552	1'898,552	16'338,853.65	961,865.528
7	32'250,000		1'898,552	1'898,552	14'588,262.19	858,808.507
8	32'250,000		1'898,552	1'898,552	13'025,234.10	766,793.310
9	32'250,000		1'898,552	1'898,552	11'629,673.30	684,636.884
10	32'250,000		1'898,552	1'898,552	10'383,636.88	611,282.932
11	32'250,000		1'898,552	1'898,552	9'271,104.357	545,788.332
12	32'250,000		1'898,552	1'898,552	8'277,771.748	487,311.011
13	32'250,000		1'898,552	1'898,552	7'390,867.632	435,099.117
14	32'250,000		1'898,552	1'898,552	6'598,988.957	388,481.354
15	32'250,000		1'898,552	1'898,552	5'891,954.426	346,858.352
16	32'250,000		1'898,552	1'898,552	5'260,673.594	309,694.957
17	32'250,000		1'898,552	1'898,552	4'697,029.995	276,513.355
18	32'250,000		1'898,552	1'898,552	4'193,776.781	246,886.924
19	32'250,000		1'898,552	1'898,552	3'744,443.595	220,753.753
20	32'250,000		1'898,552	1'898,552	3'343,253.174	196,816.744
21	32'250,000		1'898,552	1'898,552	2'985,047.477	175,729.236
22	32'250,000		1'898,552	1'898,552	2'665,220.961	156,901.103
23	32'250,000		1'898,552	1'898,552	2'379,661.573	140,090.271
24	32'250,000		1'898,552	1'898,552	2'124,697.833	125,080.599
25	32'250,000		1'898,552	1'898,552	1'897,051.636	111,679.106

Tasa de rendimiento interno.

Para determinar ésta será necesario actualizar los beneficios y costos para diferentes tasas de interés.

TABLA 1.D.

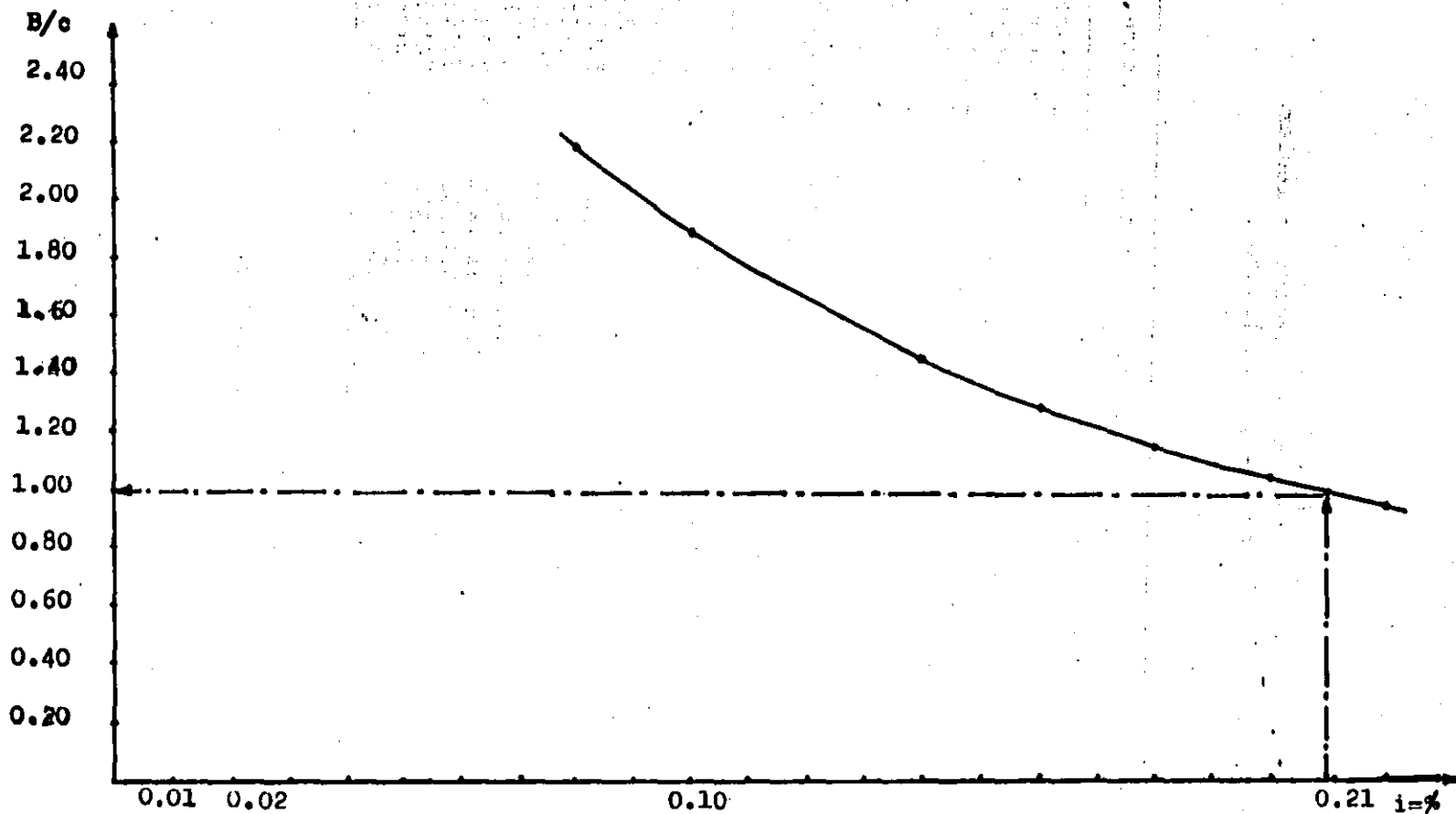
Años	Beneficios	Costos	Beneficios i=18 %	Costos i=18 %	Beneficios i=20 %	Costos i=20 %
1		76'499,153		64'829,790.67		63'749,294.16
2		50'999,436		36'627,000.86		35'416,275.00
3	32'250,000	1'898,552	19'628,345.64	1'155,517.361	18'663,194.44	1'098,699.074
4	32'250,000	1'898,552	16'634,191.22	979,252.001	15'552,662.03	915,582.562
5	32'250,000	1'898,552	14'096,772.22	829,874.577	12'960,551.69	762,985.468
6	32'250,000	1'898,552	11'946,417.13	703,283.540	10'800,459.74	635,821.223
7	32'250,000	1'898,552	10'124,082.32	596,003.000	9'000,383.123	529,851.020
8	32'250,000	1'898,552	8'579,730.78	505,087.288	7'500,319.269	441,542.516
9	32'250,000	1'898,552	7'270,958.288	428,040.074	6'250,266.058	367,952.097
10	32'250,000	1'898,552	6'161,829.058	362,745.826	5'208,555.048	306,626.747
11	32'250,000	1'898,552	5'221,889.032	307,411.717	4'340,462.540	255,522.290
12	32'250,000	1'898,552	4'425,329.688	260,518.404	3'617,052.117	212,935.241
13	32'250,000	1'898,552	3'750,279.397	220,778.309	3'014,210.097	177,446.034
14	32'250,000	1'898,552	3'178,202.879	187,100.261	2'511,841.748	147,871.695
15	32'250,000	1'898,552	2'693,392.270	158,559.544	2'093,201.456	123,226.413
16	32'250,000	1'898,552	2'282,535.822	134,372.495	1'744,334.547	102,688.677
17	32'250,000	1'898,552	1'934,352.392	113,874.995	1'453,612.123	85,573.898
18	32'250,000	1'898,552	1'639,281.688	96,504.233	1'211,343.435	71,311.581
19	32'250,000	1'898,552	1'389,221.769	81,783.249	1'009,452.863	59,426.318
20	32'250,000	1'898,552	1'177,306.584	69,307.838	841,210.719	49,521.932
21	32'250,000	1'898,552	997,717.444	58,735.456	701,008.933	41,268.276
22	32'250,000	1'898,552	845,523.258	49,775.810	584,174.110	34,390.230
23	32'250,000	1'898,552	716,545.134	42,182.890	486,811.759	28,658.525
24	32'250,000	1'898,552	607,241.639	35,748.212	405,676.466	23,882.104
25	32'250,000	1'898,552	514,611.558	30,295.095	338,063.721	19,901.754
Total			125'815,757.2	108'863,543.7	110'288,848.0	105'658,254.8
B/c			1.156		1.044	

Período de recuperación del proyecto.
 Para determinar dicho período será necesario calcular
 los beneficios netos $B_n = (B-c)$ actualizados.

TABLA 1.E.

As	Beneficios Actualizados $i=12\%$	Costos Actualizados $i=12\%$	Beneficios netos $B_n = B-c$	Acumulados
1		68' 302,815.17	-	- 68' 302,815.17
2		40' 656,438.13	-	-108' 959,253.30
3	22' 954,912.99	1' 351,351.813	21' 603,561.18	- 87' 355,692.12
4	20' 495,458.02	1' 206,564.119	19' 288,893.90	- 68' 066,798.22
5	18' 299,516.09	1' 077,289.392	17' 222,226.70	- 50' 844,571.52
6	16' 338,853.65	961,865.528	16' 241,988.12	- 34' 602,583.40
7	14' 588,262.19	858,808.507	13' 729,453.68	- 20' 873,129.72
8	13' 025,234.10	766,793.310	12' 258,440.79	- 8' 614,688.93
9	11' 629,673.30	684,636.884	10' 945,036.42	- 2' 330,347.49
10	10' 383,636.88	611,282.932	9' 772,353.948	12' 102,701.44
11	9' 271,104.357	545,788.332	8' 725,316.025	20' 828,017.47
12	8' 277,771.748	487,311.011	7' 790,460.737	28' 618,478.21
13	7' 390,867.632	435,099.117	6' 955,768.515	35' 574,246.73
14	6' 598,988.957	388,481.354	6' 210,507.603	41' 784,754.33
15	5' 891,954.426	346,858.352	5' 545,096.074	47' 329,850.40
16	5' 260,673.594	309,694.957	4' 950,978.637	52' 280,829.04
17	4' 697,029.995	276,513.355	4' 420,516.64	56' 701,345.68
18	4' 193,776.781	246,886.924	3' 946,889.857	60' 648,235.54
19	3' 744,443.555	220,753.753	3' 523,689.802	64' 171,925.34
20	3' 343,253.174	196,816.744	3' 146,436.43	67' 318,361.77
21	2' 985,047.477	175,729.236	2' 809,318.241	70' 127,680.01
22	2' 665,220.961	156,901.103	2' 508,319.858	72' 635,999.87
23	2' 379,661.573	140,090.271	2' 239,571.302	74' 875,571.17
24	2' 124,697.833	125,080.599	1' 999,617.234	76' 875,188.40
25	1' 897,051.636	111,677.106	1' 785,374.53	78' 660,562.93
total	198' 437,090.90	120' 641,211.00		

Rendimiento: \$ 77' 795,879.90



Grafica 1.A.
 Calculo de la Tasa de rendimiento interno
 (tasa de interés para la cual la relación $B/c=1$)

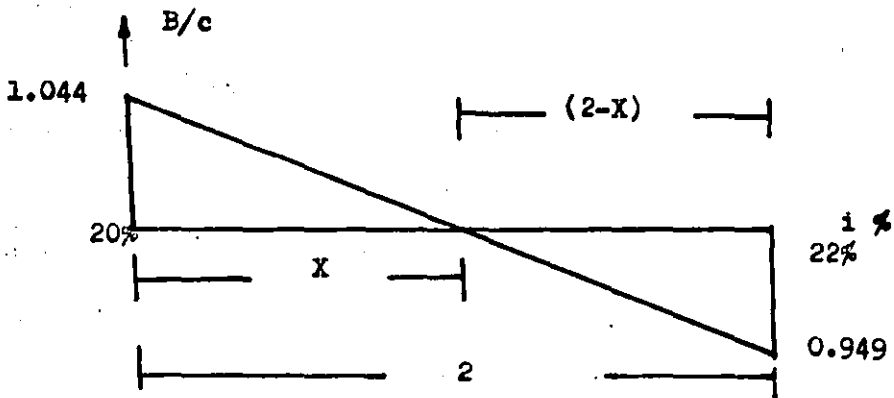
Calculando la tasa para $i = 21\%$ se obtiene

$$R = B/c = 0.995 \doteq 1$$

Otra forma de calcularla será determinando un valor mas por ejemplo para $i = 22\%$, con dicha tasa se obtiene:

$$R = B/c = 0.949$$

Con dicho valor interpolando se obtiene



Por triangulos semejantes:

$$\frac{1.044}{0.949} = \frac{X}{(2-X)} \quad ; \quad \frac{X}{(2-X)} = 1.100105374$$

$$\begin{aligned} X + 1.100105374 X &= 2.200210748 \\ X &= \frac{2.200210748}{2.100105374} = 1.04767 \end{aligned}$$

Según lo anterior $i = 20\% + 1.047\% = 21.047\%$

Se puede tomar $i = 21\%$ para que $B/c = 1.00$

PROBLEMAS PROPUESTOS.

- 1.- Se sabe que la anualidad que debe pagar un Distrito de Riego es de \$ 11.23×10^6 , si el costo total de la obra fué de \$ 60×10^6 y el interés del 16% anual. ¿ En cuantos años se terminará de pagar el Distrito? Sol. 13 años.
- 2.- Con los datos dados en la tabla 1.c, (beneficios y costos), determinar la relación beneficio - costo para tasas de interés "i" del 8%, 10%, 14%, 16% y 22%.
- 3.- Calcular: a) la relación beneficio - costo, b) la tasa de rendimiento interno y c) período de recuperación del capital de un Distrito de riego cuya superficie es de 6210ha, el cual va a ser diseñado -- para una vida útil de 30 años, con una tasa de interés "i" del 12%.

La inversión será de \$ 145'000,000 en un período de 3 años. Los costos de Operación, Conservación y Mantenimiento serán de \$ 350'000,000/ha. a partir -- del cuarto año, con un beneficio por riego de -- \$ 5000/ha/año.

Las inversiones se ejercerán de la siguiente manera: Primer año, 45%, Segundo año, 40%. Tercer año, 15%. sol. a) 1.33 b) 16% c) 14 años.

II. ESTUDIOS DE APOYO

En este capítulo se presentan los estudios de apoyo para llevar a cabo el proyecto de una zona de riego.

II.1.- ESTUDIOS GENERALES DEL SUELO CON RELACION AL RIEGO, (AGROLOGICOS).

II.1.1.- SUELO AGRICOLA.

El suelo agrícola es un cuerpo natural intemperizado, de composición y dimensiones dinámicas, que proporciona el soporte y parte del sustento de las plantas, cuando contiene cantidades adecuadas de aire y agua.

Componentes del suelo.

- a) Material mineral
- b) Material orgánico inserto
- c) Material orgánico vivo (flora y fauna microbiana)
- d) Agua
- e) Gases atmosféricos

Factores de formación del suelo.

- a) Roca
- b) Clima

- c) Organismos
- d) Relieve
- e) Tiempo

II.1.2. CARACTERISTICAS Y CUALIDADES DEL SUELO.

Para llevar a cabo el estudio de una zona de riego, es necesario tomar en cuenta el estudio del suelo con relación al riego, el cual comprende la descripción tanto de sus características como de sus cualidades.

Por características del suelo se entienden todos aquellos aspectos que se pueden ver y medir. Se entiende por cualidades aquellas interacciones que resultan de una ó más características del suelo con el medio ambiente.

Las cualidades son las inferencias e interpretaciones, basadas en una o varias características combinadas. Las características y cualidades de mayor importancia y uso en el estudio del suelo son las siguientes:

Características:

- 1) Mineralógicas
- 2) Morfológicas
- 3) Físicas
- 4) Químicas

Cualidades:

- 1) Fertilidad
 - 2) Físicas
 - 3) Drenaje
 - 4) Productividad
- 1) Características Mineralógicas y biológicas.

A continuación se mencionan las de mayor relieve.

Composición molecular, calor de dilatación, grado de-

intemperización, densidad real, calor, etc.

Enseguida se describe la que mayor relación directa -- guarda con el riego.

Color.

Es la impresión visual que produce un cuerpo al refle-- jar la luz que en él incide. Con el fin de homoge-- neizar esta impresión se usan en su clasificación ta-- blas de colores que poseen un sistema numérico que in-- cluye:

- a) Coloración
- b) Brillo
- c) Pureza

La descripción del color del suelo, se hace tanto para el color principal, como para cualquier mancha o motea-- do presente.

El contenido de humedad influye en el color del suelo, -- por lo que generalmente se toma en condición húmeda -- (capacidad de campo) y en seco (secado al aire), gran-- des diferencias en color y se observan según el estado de humedad indicando cierta mineralogía ó condiciones -- especiales del suelo.

Inferencias del color con relación al riego.

- a) Determina en gran parte la cantidad de calor absor-- bida por el suelo.
- b) Para un mismo suelo se puede inferir el contenido -- de humedad o excesos temporales.
- c) Es indicador del grado de fertilidad del suelo.

2) Características morfológicas.

- a) Textura.

La textura es la disposición y proporción de los diferen-- tes tamaños de partículas de que se compone un suelo.

El material del suelo está constituido, por partículas -- de diversos tamaños que para su estudio se agrupan en:

NOMBRE	TAMAÑO
Arena	2.0 - 0.05 mm
Limos	0.05 - 0.002 mm
Arcilla	0.002 mm o menor

Los tipos de textura adoptados para clasificar los suelos -- en los Distritos de Riego son los indicados en la figura -- II.1 los mismos que se usan universalmente y que pueden -- agruparse en tres clases: ligeros, medios y pesados.

Los métodos más usuales para determinarla son: Al tacto y -- con un hidrómetro especial llamado de Boyoucos, ref. 3.

La experiencia señala la posibilidad de diferenciar perfec- -- tamente hasta seis tipos de texturas con el primer método y -- con el segundo todas las señaladas en la figura II.1.

II.1.3 INFERENCIAS DE LA TEXTURA CON RELACION -- AL RIEGO.

- a. Capacidad de retención de humedad y nutrientes. Es- -- tos valores aún cuando están influenciados por otras -- características del suelo como la estructura, el con- -- tenido de material orgánico, tipo de arcilla, catio- -- nes, etc., tienen altas correlaciones directas con -- los contenidos de arcilla; aumentando con la propor- -- ción de ésta.
- b. En general los suelos de textura intermedia poseen -- rangos más amplios de la condición friable (laborable), -- que les permite ser trabajados con mayor contenido de -- humedad.
- c. La textura influye también grandemente en los siguien- -- tes aspectos: infiltración, permeabilidad, penetración -- de raíces, aereación, etc.

II.1.4 ESTRUCTURA.

Esta es la propiedad que tienen los suelos de estabilizar -- los agregados que poseé y es la forma como se agrupan las -- partículas constitutivas del suelo.

Su descripción incluye: forma, tamaño, grado de estabilidad y las cavidades presentes.

Las principales formas de estructura son:

- a) Esferoidal
- b) Blocosa
- c) Prismática
- d) Laminar
- e) Granular (la mejor de todas)

En general la descripción, estimación y clasificación de la estructura se hace directamente sobre el perfil del suelo, - en el estado lo más natural posible. Resalta el hecho de que puede existir el caso en que se manifieste una estructura generalizada y grande (estructura primaria) que al recibir una presión externa le aparezcan líneas de debilidad que producen otro tipo de estructura mas pequeña (estructura secundaria). Como por ejemplo, prismas que se rompen en bloques.

El tamaño de los agregados varía según su forma:

ABREVIATURA	DESCRIPCION	ANGULAR	GRANULAR
M.F.	muy fina	Menor de 15 mm.	Menor de 1 mm
M.	media	10 -20 mm	2.5 mm
M.G.	muy grande	mayor de 50 mm	Mayor de 10 mm

El grado de estabilidad es la facilidad con que se pueden - - separar los agregados y la comparación que se hace a un mismo

FIG. NO. II.1 ESTIMACION AL TACTO DE LA HUMEDAD APROVECHABLE DEL SUELO.

Porcentaje de Humedad Aprovechable	TEXTURA DEL SUELO		
	LIGERA	MEDIA	PESADA
0	Seco suelto, se pasa a través de los dedos	Polvoso, seco en algunas casos con costras que se quiebran fácilmente	Duro agrietado, algunas veces con costras sueltas sobre la superficie.
25 a 50	Apariencia seca, no se forma bola bajo presión de la mano.	Algo costroso, pero forma una bola bajo presión de la mano.	Algo moldeado o forma una bola bajo presión de la mano.
50 a 75	Tiende a formar una bola bajo presión, pero no es estable.	Forma una bola bajo presión de la mano, algo plástico, algunas veces brilla bajo presión.	Forma una bola bajo presión, forma tiras de suelo al moldearlo con los dedos.
75 a 100	Forma una bola de poca estabilidad bajo presión, no presenta brillo.	Forma una bola bajo presión y es muy moldeable, brilla fácilmente si tiene mucha arcilla.	Fácilmente forma tiras de suelo al moldearlo con los dedos, es lustroso.
100	Al comprimirlo con la mano no aparece agua sobre el suelo pero deja húmeda la mano.		
Más de 100	Escurre agua al amasarlo.	Puede escorrir agua al comprimirlo	Lodoso y escurre agua sobre la superficie.

Nota.- Obsérvese que en todas las texturas del suelo -
forman una bola cuando la humedad aprovechable -
está a un 50 %. Esta característica originó -
la prueba de campo para riego que se desarrolla -
en los 5 puntos siguientes:

- 1o.- Tomar un puñado de tierra (de debajo de los 5 ó 10 cm. sueltos superficiales).
- 2o.- Apretarla firmemente. Si no forma bola, riéguese de inmediato.
- 3o.- Si forma bola, déjese caer a suelo duro desde la altura del hombro.
- 4o.- Si la bola se "desflora" al caer, es tiempo de regar dentro de los siguientes 7 días.
- 5o.- Si la bola al caer no se deshace, no es tiempo de regar.

Para esta práctica se deben preparar muestras de suelo de humedad aprovechable conocida.

Estado de humedad, así se tiene.

0	Sin estructura
1	débil
2	Moderado
3	Fuerte

Las cavidades en general representan los orificios del suelo, generalmente relacionados con la estructura o forma de los agregados presentes, así se tiene canales, planos y cavidades de empaquetamiento.

II.1.5 INFERENCIAS DE LA ESTRUCTURA DEL SUELO EN RELACION CON EL RIEGO.

- 1) Capacidad de entrada y conducción del agua del suelo.
- 2) Grado de aereación
- 3) Posibilidad de penetración de raíces.
- 4) Facilidad de laboreo.

II.1.6. CONSISTENCIA.

Es la propiedad del suelo de resistirse a ser formado o manipulado. Esta es una función del contenido de humedad, textura, contenido de humus, etc.

Su caracterización se efectúa generalmente en el campo y en las condiciones siguientes: en seco (al aire), húmedo (capacidad de campo) y mojado (saturación).

Los tipos de consistencia mas empleados son:

	Seco	húmedo	Mojado
0 -	Suelto	0 - suelto	0 - no plástico
1 -	Suave	1 - muy friable	1 - ligeramente plástico
2 -	Ligeramente duro	2 - Friable	2 - plástico
3 -	Duro	3 - Firme	3 - muy plástico
4 -	Muy duro	4 - Muy firme	
5 -	Extremadamente duro	5 - Extremadamente firme	

Las inferencias más comunes de la consistencia con relación al riego son:

- a) Presencia de capas duras (impermeabilidad).
 - b) Estimación de friabilidad (condiciones favorables para el laboreo).
 - c) Grado de estabilidad (resistencia a la erosión).
- 3) Características físicas.
- a) Densidad aparente (D_a)

Es la relación del peso de un volumen dado del suelo -- seco (secado al horno), incluido el espacio de poros, -- entre el peso de un volumen igual de agua.

$$D_a = \frac{P.S.S.}{V_t \times p.e.}$$

P.S.S. = peso del volumen de suelo seco

V_t = Volumen total (cm^3)

p.e. = Peso específico del agua a

$$4^{\circ}C = 1.0 \text{ gr/cm}^3$$

D_a = Densidad aparente (adimensional).

En general la D_a de los suelos adquiere valores, entre -- 0.7 y 2.0 ; los valores superiores a 1.8 se considera que reflejan condiciones de compactación.

Los métodos para su determinación varían con el grado de -- precisión deseado, pero los más usuales incluyen ; terrón--parafinado, cilindros inalterados, excavado, radiación, -- etc.

En los distritos de riego el método más difundido es: el -- llamado de excavado señalándose la conveniencia de emplear el método de laboratorio de cilindros inalterados.

II.1.7. INFERENCIAS DE LA DENSIDAD APARENTE DE LOS SUELOS, CON RELACION AL RIEGO.

- a) Permite detectar y cuantificar capas endurecidas - del suelo, que dificultan la aplicación del riego.
- b) Es un dato básico para estimar la porosidad del - - suelo.
- c) Permite estimar la capacidad de retención de humedad del suelo
- d) Permite estimar la lámina retenida después de un riego o la lámina de riego por aplicar.

II.1.8. ESPESOR DEL SUELO (Pr)

Se denomina suelo propiamente dicho desde el punto de - - vista del desarrollo de cultivos del riego, aquella parte del perfil donde se desarrollan las raíces.

El espesor del suelo depende de los siguientes factores: Origen, Roca, Clima, Organismos, Relieve y Tiempo. Debiendo agregarse con fines de riego, que este debe limitarse - además por condiciones especiales tales como: presencia de capas impermeables, presencia de niveles freáticos elevados y patrones del desarrollo radicular de los cultivos. Este se expresa en medidas de longitud y su valor con relación al riego se determina de la interpretación conjunta de los patrones radiculares del cultivo y las limitaciones físicas de los suelos.

II.1.9 HUMEDAD DEL SUELO, (% H).

Es la relación porcentual que existe en un momento entre el peso del agua que contiene el suelo y el peso del suelo secado al horno.

Es importante conocer el contenido de humedad de un suelo a fin de determinar el agua faltante para llegar a la retención óptima (capacidad de campo), la lámina de riego - por aplicar y el momento adecuado del riego.

El contenido de humedad se determina en una muestra de suelo y se expresa en porcentaje con relación al peso del suelo seco:

$$\% H = \frac{PSH - PSS}{PSS} \times 100$$

$$PA = PSH - PSS$$

$\% H$ = Porcentaje de humedad del suelo (Adimensional)

PSH = Peso del suelo húmedo (gr)

PSS = Peso del suelo seco (gr)

PA = Peso del agua (gr)

II.1.10. CARACTERISTICAS DE RETENCION DE HUMEDAD DEL SUELO.

Las características de mayor uso que relacionan al suelo y el agua son: Porcentaje de Saturación, Capacidad de Campo y el punto de Marchitamiento Permanente. Estos se definen de la siguiente manera:

Porcentaje de Saturación.- Es el contenido de humedad de un suelo inmediatamente después de un riego pesado ó una lluvia fuerte y antes de haber drenado el agua en exceso por la acción de la gravedad (cuando se llenan incluso los poros no capilares).

Capacidad de Campo.- Es el contenido de humedad del suelo inmediatamente después de que se ha dejado de eliminar agua por acción de la gravedad. Esta condición ocurre en el campo aproximadamente a los dos días luego de haberse mojado bien el suelo.

Punto de Marchitamiento Permanente.- Es el contenido de humedad del suelo, en el cual las plantas perecen por no poder absorber mas humedad; la marchitez alcanzada no se recupera si se les coloca en una atmósfera húmeda y oscura. El girasol es la especie que se utiliza para efectuar estos ensayos.

La práctica ha demostrado que existe una relación muy aproximada entre estas tres constantes para un mismo suelo y es:

4 P.M.P. = 2 c.c = 1 S.A.T.

Existen diversos métodos directos e indirectos para la estimación de estas características, con diferente grado de precisión mencionandose aquí aquellos que bajo las condiciones propias de los Distritos de Riego han sido aceptados más ampliamente, al ofrecer una exactitud aceptable, de acuerdo con su facilidad de operación y costo.

Estos métodos son los siguientes:

Al tacto	Bloques de yeso
Método del girasol	aquatrón de neutrones
Membrana y olla de precisión	Turgencia relativa
Speedy	columnas
Tensiómetros	conductividad térmica, etc.

En los laboratorios de los Distritos de Riego del País, la determinación de la c.c y P.M.P se hace con presiones de 0.3 atmósferas para la c.c y 15 atmósferas para el punto de marchitamiento permanente.

En el campo se puede determinar la c.c después de un riego, tomando muestras diarias y determinando su porcentaje de humedad con respecto al peso del suelo seco (% H₂O, hasta que más o menos permanezca constante.

Para estimaciones burdas se puede hacer mediante la siguiente tabla.

textura	c.c
Arena	5 a 15
Migajón Arenoso	10 a 20
Suelos Francos	15 a 30
Migajones arcillosos	25 a 35
Arcilla	30 a 70

II.1.11 HUMEDAD APROVECHABLE (H.A.).

Desde el punto de vista agrícola, la humedad aprovechable es la diferencia entre los límites máximo de humedad que puede retener un suelo (c.c) y el mínimo de humedad en que las plantas pueden desarrollar sin llegar a perecer.

es decir: HA = c.c - P.M.P.

II.1.12 NIVEL DE HUMEDAD APROVECHABLE (N.H.A.)

Es un término práctico, que da idea de los esfuerzos que las plantas hacen en la extracción del agua del suelo, en beneficio de un mejor desarrollo y decremento de las posibilidades del marchitamiento de los mismos.

Generalmente se expresa como una fracción de la humedad -- aprovechable.

La inferencia más importante de la interrelación de las -- características físicas del suelo con relación al riego es la determinación de la lámina de riego, que a continuación se define.

Lámina de Riego.

Es la lámina de agua que hay que aplicar artificialmente a un volumen de suelo, para que este llene su capacidad de -- retención de humedad (capacidad de campo). su expresión -- matemática es la siguiente:

$$Lr = Pr. \times Da. (c.c. - Ps.)$$

- Lr = Lámina de riego en cm.
- Pr = Profundidad radicular en cm.
- Da = Densidad aparente relativa (adimensional)
- c.c = Capacidad de campo en porciento.
- Ps = Humedad existente en porciento.

Después que se ha sembrado una planta y empieza a crecer, -- se nota que los indicadores de humedad marcan en la parte -- superior un descenso hasta del 20 % de la humedad prove-- chable, es decir, la lámina de agua que se debe aplicar a -- un cultivo al regar, valdrá según la expresión siguiente:

$$Lr = 0.8(c.c - Ps) \times Da \times Pr.$$

II.1.13 VELOCIDAD DE INFILTRACION.

Después de una aplicación de riego, el agua comienza a des -- cender a través del suelo en forma vertical y horizontal -- por razón de la gravedad, y la diferencia de tensión capi -- lar existente. Este movimiento descendente del agua en -- el suelo se denomina INFILTRACION, fenómeno que varía con --

el tipo de suelo, el contenido de humedad, con las labores culturales del mismo, etc. Es más rápida en suelos con menor contenido de humedad. A medida que la humedad de las capas superiores del suelo aumentan por razón del riego, el grado de infiltración decrece debido a la mayor resistencia que el agua produce, a la reducción en el diámetro de los poros del suelo y por el incremento de la longitud del flujo, hasta alcanzar un valor casi constante al que se llama INFILTRACION BASICA.

Ib) La infiltración se mide en unidades de velocidad de lámina ó sea cm/hora.

4) Características Químicas.

Las características químicas de importancia para el riego son:

a) **Potencial de Hidrógeno (PH)**
Este es un índice de acidez o alcalinidad del suelo.

En forma general sabemos que los suelos deben poseer valores de PH entre 6 y 7 para encontrarse en las mejores condiciones químicas en cuanto a la disponibilidad de los principales nutrientes requeridos por la mayoría de los cultivos.

La determinación de este índice es relativamente fácil, pero su caracterización requiere conocer su variabilidad en el tiempo.

En los suelos que poseen una mineralogía similar, el PH es uno de los mejores indicadores del nivel de saturación de bases que posee el suelo y por lo tanto un índice de su fertilidad.

Según los conceptos modernos de acidez, valores de PH inferiores a 5.5 indican en los suelos minerales, la presencia de ión Al^{+++} , tóxico para el crecimiento radicular. Por el contrario, valores superiores de 8.5 se producen cuando el ión Na^+ se encuentra en abundantes cantidades, lo que nos permite inferir dificultades relacionadas con la defloculación de los suelos.

b) **Materia Orgánica (M.O)**

El contenido de materia orgánica juega un papel fundamental en las propiedades físicas y Químicas de los suelos.

Participa en la estabilización de los agregados, disminuyendo la densidad aparente y aumentando la porosidad, influyendo así en las características de retención de humedad de los suelos.

La materia orgánica de los suelos aumenta la capacidad de intercambio de iones, llegando a proporcionar más del 50 por ciento de dicha capacidad. Aumenta la capacidad amortiguadora del suelo, reduciendo la posibilidad de cambios bruscos en el PH.

Generalmente el contenido de materia orgánica se obtiene de una manera indirecta a través de la de terminación del carbón osmótico.

c) **Conductividad Eléctrica (C.E.)**

Es una estimación del contenido de sales del suelo.

El exceso de sales de un suelo produce fuerzas (presión osmótica) de considerable magnitud que disminuye relativamente su rango de humedad aprovechable.

Su determinación es relativamente sencilla y su interpretación en relación al suelo se facilita grandemente al relacionarlo con el PH.

d) **Cationes intercambiables.**

Un análisis de la cantidad y proporción en que se encuentran los principales cationes del suelo, -- indicarán posibles problemas tanto nutricionales como de física del suelo.

II.1.14 **CUALIDADES IMPORTANTES DEL SUELO EN RELACION CON EL RIEGO.**

a) **Fertilidad.**

Se refiere a la capacidad balanceada del suelo - para abastecer de compuestos químicos las demandas planteadas por el desarrollo de cultivos específicos, cuando los demás factores del crecimiento son favorables. Para estimar esta - - cualidad se considera no solamente la disponibilidad de los principales nutrientes, sino también la capacidad de intercambios de cationes, - la saturación de bases, la presencia de sales y elementos tóxicos, etc.

Debe tenerse presente que la fertilidad actual - de un suelo tiene un valor relativo y temporal, - por lo que su estimación debe basarse en las características más estables del suelo.

b) **Condición Física.**

Esta cualidad es el resumen de sus características físicas y morfológicas (estructura, retención de humedad, aireación, etc.). su estimación se - hace generalmente a partir del estado de agregación del suelo, la distribución de poros por tamaño, penetrabilidad y comprensibilidad del suelo.

c) **Drenaje.**

Este se refiere a la cuantía con que el exceso - de agua es removida del suelo, en función del -- tiempo.

Su estimación se hace a partir de las características de la pendiente, textura, estructura, color, profundidad del manto freático, densidad aparente, etc.

Clases de drenaje.

- Muy pobre
- Algo pobre
- Moderadamente bueno
- Bueno
- Algo excesivo.
- Excesivamente drenados.

Iniciales de los factores de clasificación:

- A = Alcalinidad
- D = Drenaje
- E = Erosión
- S = Suelos
- T = Topografía

Clave de texturas.

- 1 = Arcilla
- 2 = Arcilla limosa
- 3 = Arcilla arenosa
- 4 = Migajón arcilloso
- 5 = Migajón arcilloso limoso
- 6 = Migajón arcilloso limoso
- 7 = Franco
- 8 = Migajón limoso (o limo)
- 9 = Migajón arenoso
- 10 = Arena.

Clave de agregados de arena

- Arena muy fina ----- of Grava ----- g
- Arena fina ----- of Pedregosa ---p
- Arena media ----- od Erosionada---o
- Arena gruesa ----- ov Caliza ----- c
- Montículos arenosos
con cal ----- m.a.c.

La clave de los tipos de suelos está formada por los números que indican la serie y la textura que determina el tipo; escribiendo primero el número de la serie y a continuación el de la textura que define el tipo, siendo siempre el último número de la clase.

Para la designación de las fases se usa primero una letra adicional al número de la clave tipo. La numeración para las series se hace en forma progresiva principiando por 1.

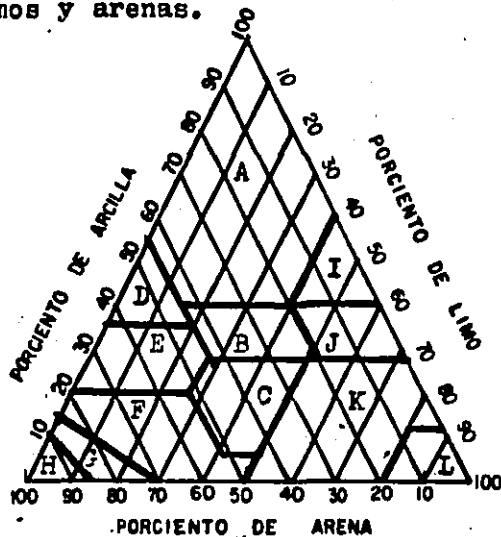
A continuación se expone un ejemplo de un perfil representativo de serie de suelos.

d) Productividad.

Es la potenciabilidad del suelo para producir plantas bajo sistemas de manejo definido, su estimación se hace a través de los rendimientos obtenidos con la interacción tecnológica establecida para ese suelo y sintetiza las cualidades de fertilidad, condición física y drenaje.

II.1.15 CLASIFICACION DE LOS SUELOS AGRICOLAS.

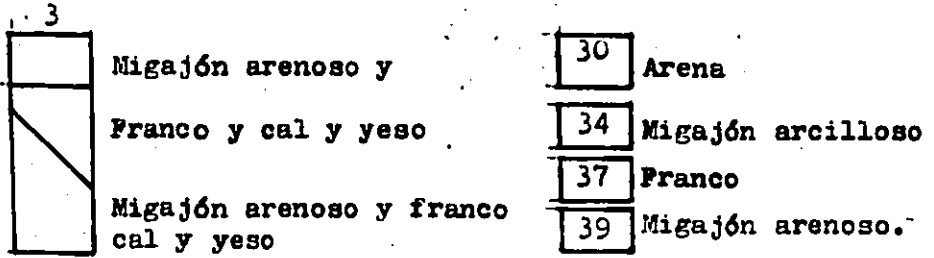
Según la clasificación del Departamento de Agricultura de los Estados Unidos se tiene el triangulo de textura anexo, en el que se toman en consideración los porcentajes de arcillas, limos y arenas.



- A arcilla
- B franco arcilloso
- C franco
- D arcilla arenosa
- E franco arcilla
- F franco arenoso
- G arena francosa
- H arena
- I arcilla limosa
- J franco arcilloso limoso
- K franco limoso
- L limo

En la dirección de Agrología de la Dirección General de Irrigación de la S.A.R.H. se ha hecho la siguiente clasificación.

Clave	Clasificación
<div style="display: flex; gap: 10px;"> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 5px; text-align: center;">2 STE</div> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 5px; text-align: center;">2 SE</div> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 5px; text-align: center;">2 SAE</div> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 5px; text-align: center;">2 SD</div> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 5px; text-align: center;">2 SDA</div> </div>	<p>Suelos de primera clase</p> <p>Suelos de segunda clase</p>
<div style="display: flex; gap: 10px;"> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 5px; text-align: center;">3 STE</div> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 5px; text-align: center;">3 SE</div> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 5px; text-align: center;">3 S</div> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 5px; text-align: center;">3 SEA</div> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 5px; text-align: center;">3 SA</div> </div>	<p>Suelos de tercera clase</p>
<div style="display: flex; gap: 10px;"> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 5px; text-align: center;">4 STE</div> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 5px; text-align: center;">4 SE</div> <div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 5px; text-align: center;">4 DA</div> </div>	<p>Suelos de cuarta clase</p>
<div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 10px; width: 30px; margin: 0 auto;">C</div>	<p>Cerril</p>
<div style="border: 1px solid black; border-radius: 50%; padding: 10px; width: 30px; margin: 0 auto;">M</div>	<p>Médanos</p> <p>Zona Urbana.</p>



Basándose en lo anterior se puede definir el número total de series de suelos, la superficie que cubren así como los cultivos susceptibles de sembrarse.

II.2 MECANICA DE SUELOS.

Es importante tomar en cuenta los estudios de mecánica de suelos al llevar a cabo el diseño de un sistema de riego, ya que mediante estos se podrá efectuar el diseño apropiado de las estructuras que compondrán dicho sistema. A continuación se definen aquellos conceptos básicos dentro de la mecánica de suelos, así como las recomendaciones pertinentes para el diseño de algunas de las estructuras de importancia de un sistema de tal anvergadura.

II.2.1 DEFINICION Y CLASIFICACION DE SUELOS.

Los suelos son masas integrantes de la corteza terrestre susceptibles de disgregarse por esfuerzos mecánicos de poca intensidad.

Desde el punto de vista de su formación se pueden clasificar como: Sedimentos, residuos y rellenos.

Los suelos sedimentarios son aquellos que al ser generados en un lugar, mediante un proceso de transporte son depositados en otro sitio.

Los residuales son aquellos que se forman en el lugar en que se encuentran por intemperización de las rocas, con pequeños movimientos de las partículas individuales.

Los suelos de relleno son depósitos formados por el hombre.

II.2.1.1 SUELO SEDIMENTARIO.

En su formación se distinguen tres etapas que son: formación, transporte y depósito.

El motivo primordial de la formación de un sedimento es la disgregación de las rocas por agentes físicos y químicos. En términos generales las partículas con tamaños de gravas, arenas y limos, se forman por la acción de agentes físicos mientras que las arcillas son producto de reacciones químicas.

Los agentes que transportan a los suelos para luego ser depositados y constituir con esto un sedimento son: agua, aire, hielo, gravedad y organismos. Estas secuelas al ser transportadas se alteran sus partículas además de ser separadas por tamaños.

II.2.1.2 SUELO RESIDUAL.

La acumulación de los suelos residuales se lleva a cabo cuando la velocidad de descomposición de una roca excede a la velocidad de transporte, estando entre los factores que tienen influencia en la velocidad de descomposición y en la naturaleza de los suelos que se producen, el clima (temperatura y precipitación), tiempo, composición mineral de las rocas, vegetación, drenaje y actividad de las bacterias.

En la formación de suelos residuales, las rocas superficiales son las más afectadas y pueden distinguirse estratos con grados decrecientes de alteración hasta llegar a las capas (con profundidades variables) que no sufren cambio por intemperismo.

II.2.1.3 SUELO DE RELLENO.

Los suelos de relleno son aquellos que el hombre toma de bancos de préstamo o bien los que obtiene con explosivos de una cantera. Dicho relleno puede ser formado a volteo o sujetarse a compactación.

Es importante tomar en cuenta que al trabajar con un suelo de estas características, al diseñar las estructuras, se deben considerar no sólo las propiedades del suelo en el

momento de iniciar la obra, sino también las que posiblemente desarrollará durante la vida de la estructura.

II.2.1.4 ESPUERZOS EN LOS SUELOS.

En términos generales los incrementos de esfuerzos en los suelos producen incrementos en la resistencia al corte -- aunados con una disminución en su compresibilidad y permeabilidad, por el contrario, una reducción de esfuerzos produce un decremento en la resistencia al corte y aumento en la compresibilidad y permeabilidad.

Estos cambios que se producen al disminuir los esfuerzos son generalmente menores que los producidos al incrementarse los esfuerzos con igual magnitud.

Al formarse un sedimento con la consiguiente agregación de material, los esfuerzos se incrementan en una capa determinada con las consecuencias señaladas anteriormente.

En el caso de haber una remoción de material ya sea por erosión o por maniobras humanas hace que se reduzcan los esfuerzos.

Generalmente un suelo que se encuentra en equilibrio bajo el máximo esfuerzo que ha experimentado se le considera - que está normalmente consolidado, mientras que un suelo - en equilibrio bajo cargas menores que con las que se consolidó se considera preconsolidado.

II.2.1.5 TIEMPO.

El tiempo es un factor importante en los suelos ya que -- los efectos de variaciones de esfuerzos y de las - - - interacciones entre suelo y agua son función del mismo.

Los suelos que están formados por partículas finas, requieren de tiempo para que el agua penetre, o salga, de la -- masa de suelo.

También el tiempo es importante para los suelos ya que -- mediante éste se verifican las reacciones químicas que se producen en el conjunto de alteraciones a las que se llama intemperización.

II.2.1.6 AGUA.

El agua es otro factor importante ya que mediante ella decrecen las fuerzas de atracción entre las partículas de una arcilla. Una muestra de arcilla que en estado seco puede mostrar una resistencia cercana a la de un concreto pobre, se convierte en un lodo sin resistencia al sumergirse en agua.

En general el aumento en el contenido de humedad reduce la resistencia de los suelos de partículas finas. En la mayoría de las regiones del mundo se produce una marcada variación de humedad conforme a las estaciones del año que se refleja en cambios en las propiedades de los suelos.

Un aspecto importante de tomarse en cuenta es que muchas de las obras de ingeniería alteran los niveles freáticos.

II.2.2 CLASIFICACION DE SUELOS.

Para ello se usa el sistema unificado de clasificación de Suelos. (SUCS).

El primer paso para llevar a cabo la clasificación de un suelo consiste en separar sus partículas por tamaños, utilizando para ello cedazos provistos de mallas. El número de malla indica el número de hilos por pulgada lineal que tiene la misma.

Se llaman gravas a los fragmentos menores de 3 pulgadas y que se retienen en la malla No. 4.

Las arenas son clasificadas como los granos que pasan la malla No. 4 y que son retenidos por la malla No. 200 cuya abertura es de 0.074 mm.

Aquellos suelos que pasan la malla No. 200 se separan por decantación y mediante el hidrómetro se determinan las proporciones de tamaños menores que forman el suelo.

El resultado es costumbre representarlo en una gráfica sobre papel semilogarítmico, con los tamaños de las partículas en la escala logarítmica y los porcentajes de

esos tamaños en escala natural. Dicha representación tiene la ventaja de que se pueden apreciar mejor las proporciones de la fracción fina, conociéndose sus características mediante la determinación de los llamados límites de Atterberg, ref. 4

Dichos límites fueron fijados a partir del concepto de que un suelo de grano fino puede encontrarse en cualquiera de cuatro estados debido a su contenido de humedad, de tal manera que el suelo será un sólido si está seco, y al irsele añadiendo agua va pasando por los estados de semisólido, plástico, para finalmente comportarse como un líquido.

El contenido de humedad en las fronteras entre estados adyacentes se denomina: Límite de contracción entre los estados sólido y semisólido; límite plástico entre los estados semisólido y plástico y por último, el límite líquido entre los estados plástico y líquido. A la diferencia de contenido de humedad en el límite plástico y en el límite de contracción que es el rango en que un suelo se encuentra en estado semisólido, se le denomina índice de contracción.

Para clasificar los suelos finos el Dr. Artur Casagrande, ref. 4, ideó una gráfica que clasifica dichos suelos a partir del límite líquido y el índice plástico. El límite líquido se encuentra mediante un dispositivo llamado copa de Casagrande, con el cual se determina el contenido de humedad con el que una ranura, practicada en una porción de suelo, se cierra con 25 golpes de la copa sobre una base.

El límite plástico es la mínima humedad con la cual se puede formar, con una porción del suelo, un rollo de aproximadamente 3.2 mm de diámetro, sin que se agriete o desmorone.

Al disminuir el contenido de humedad de un suelo en estado plástico, éste se va contrayendo hasta llegar a un punto en el cual el suelo deja de contraerse, llamándose así al contenido de humedad por debajo del cual ya no se produce contracción, límite de contracción.

Para la clasificación de los suelos gruesos como bien - o mal graduados, se utiliza los llamados coeficientes - de Uniformidad y Curvatura.

El coeficiente de uniformidad según Allen Hazen, ref. 4. se define como el cociente del diámetro, D60, del 60%, - en peso del suelo que pasa las mallas, dividido por el diámetro efectivo, D10, que es el tamaño tal que el - - 10%, en peso, del suelo que pasa también las mallas.

$$Cu = \frac{D60}{D10}$$

En el caso de las gravas, si esta relación es mayor de - Cu > 4, se considera que están bien graduadas, y para -- arenas Cu > 6.

Como dato complementario, necesario para definir la - - uniformidad, se define el coeficiente de curvatura del - suelo con la expresión:

$$Cc = \frac{(D30)^2}{D60 \times D10}$$

Para considerar la buena graduación tanto para las gra- vas como para las arenas, es necesario que el coeficien- te de curvatura esté dentro del rango de 1 a 3, teniendo con esto un amplio margen de tamaños de partículas y - - cantidades apreciables de cada tamaño intermedio.

II.2.3 ESTUDIOS PARA PROYECTO DE DIQUE EN CANAL PRINCIPAL.

Para llevar a cabo el proyecto de un dique en un canal - principal se deben tomar en cuenta dos principales obje- tivos de estudio que son:

- 1.- Debe tenerse una idea general de la geología en el - sitio, tanto en lo que concierne a la cimentación - en el cauce como a los empotramientos de las laderas.

2.- Se deben localizar los bancos de materiales con los que se construirá dicho dique y de cuya naturaleza y volúmenes disponibles dependerá el diseño de la sección.

Un aspecto importante dentro de los estudios generales para el diseño del dique es la fotografía aérea ya que es un valioso auxiliar para identificar las diferentes formaciones geológicas superficiales, derrumbes, cauces antiguos sepultados, y así como accidentes geológicos de importancia ingenieril. Dicha fotografía aérea se ha aplicado con éxito en la localización de bancos de materiales para construcción ya que su buena interpretación acompañada de una cuidadosa verificación de campo proporciona un considerable ahorro de tiempo en estos trabajos. También la fotografía aérea sirve como apoyo para formular el programa de exploración en detalle.

II.2.4 ESTUDIOS PARA LA CONSTRUCCION DE CANALES Y DRENES.

Desde el inicio de la etapa de trazo preliminar de canales y drenes, deben efectuarse perforaciones o excavaciones a cielo abierto para determinar el perfil de los suelos.

El objetivo de efectuar estas exploraciones es que sirvan como auxiliar en la selección de las posibles alternativas en los trazos definitivos. En las secciones de los canales, por lo general se tiene la parte inferior alojada en excavación del terreno natural y la parte superior formada por terraplenes compactos como se muestra en la figura siguiente.

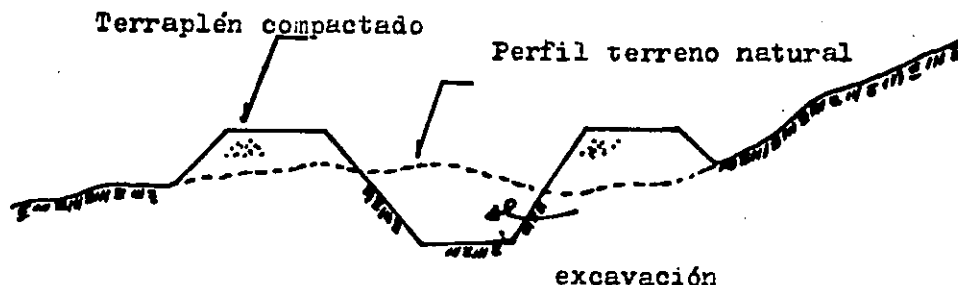


Fig.11.2 Detalle de la excavación de un canal

Las pruebas de mecánica de suelos de terrenos naturales deben efectuarse en muestras inalteradas y las de aquellas que se utilizarán en la construcción de bordos, -- deben hacerse sobre muestras remoldeadas que tengan un grado de compactación acorde con el de la prueba Proc-- tor para el caso de suelos plásticos, o con el de la -- compactación relativa en el caso de suelos granulares -- sin cohesión.

II.2.5 CIMENTACIONES DE DIQUES.

II.2.5.1. CIMENTACIONES EN ROCA.

En general las rocas son más resistentes que los suelos naturales a los del terraplén del dique, es por ello -- que cuando la capa rocosa se encuentra cerca de la su-- perficie, no se considera la posibilidad de una falla -- en esa zona, ni se estudia su resistencia.

Como excepción se tienen la serie de rocas sedimentarias relativamente blandas llamadas lutitas o en ocasiones -- también limolitas o margas, si contienen una proporción importante de carbonato de cal. Sus pesos volúme-- tricos varían dependiendo de sus constituyentes minera-- les y de su historia geológica, estando dicha variación entre menos de 1 ton/m^3 hasta 2.4 ton/m^3 , con un contenido de humedad del 2% hasta 40% o mas.

Algunas rocas se les puede encontrar cementadas por di-- ferentes agentes, teniendo los mas diversos grados de -- cohesión. Otras se encuentran en forma de roca úni-- camente debido a las altas presiones a que se vieron -- sometidas en su formación.

Este tipo de rocas tiene una resistencia suficiente -- para soportar la carga de una presa de tierra, sin em-- bargo, se han producido en años recientes fallas de -- presas y otras estructuras similares que han demostrado que algunas de estas rocas se comportan como arcillas -- blandas.

II.2.5.2 CIMENTACIONES EN SUELOS.

Cuando en el terreno de desplante se tienen gravas y -- arenas limpias, su resistencia al corte puede estimarse

aproximadamente, correlacionándola con la granulometría - y la compacidad relativa de esos suelos.

Esta compacidad se expresa mediante la siguiente relación:

$$Cr = \frac{emáx - en}{emáx - emín.}$$

Donde:

emáx = relación de vacíos en el estado mas suelto

emín = relación de vacíos en el estado mas compacto

en = relación de vacíos en el estado natural.

La relación de vacíos se expresa como:

$$e = \frac{Vv}{Vs}$$

donde:

Vv = volumen de vacíos de una muestra

Vs = Volumen de sólidos de una muestra

Para determinar la resistencia al corte de los suelos finos, deben efectuarse pruebas triaxiales en muestras inalteradas.

II.2.5.3 PERMEABILIDAD EN CIMENTACIONES.

La permeabilidad de un suelo es la facilidad con que el agua puede fluir a través de sus poros.

Las capas de limos y arcillas en una cimentación, son prácticamente impermeables por lo que la filtración que permiten es generalmente despreciable.

En un suelo heterogéneo la permeabilidad se ve gobernada por la de las capas o lentes de suelos de grano grueso.

La influencia de estos suelos en la permeabilidad del conjunto de la cimentación puede estimarse únicamente mediante ensayos de campo ya que las pruebas de laboratorio sobre muestras inalteradas no son de gran utilidad, a menos que el subsuelo sea bastante uniforme.

A partir de algunas comprobaciones que se han efectuado de la filtración estimada con las pruebas de laboratorio, se ha encontrado que en la mayoría de los casos el gasto real de filtración es menor que el calculado.

II.2.5.4 COMPRESIBILIDAD DE CIMENTACIONES.

Si en la cimentación de una presa o dique se tienen suelos finos, no plásticos, de estructura suelta sin saturar, el primer llenado de la presa producirá asentamientos diferenciales y con frecuencia, agrietamientos.

La magnitud de dichos asentamientos será función de la intensidad de la carga, del espesor de la capa compresible y de la relación de vacíos y grado de saturación en estado inicial de los suelos de esta capa.

II.2.5.5. TUBIFICACION.

Cuando el agua atraviesa la cimentación de un dique, sale agua abajo con una velocidad que llega a producir arrastre de las partículas de suelo, iniciando la formación de un conducto o tubo que progresa hacia aguas arriba, hasta llegar a establecer la comunicación entre ambos lados del dique; a su vez el flujo a través de ese tubo arrastra material de sus paredes ensanchándolo hasta provocar la falla completa de la presa.

A este fenómeno se le llama "falla por tubificación".

Por experiencia se ha visto que no todos los suelos son igualmente afectables por la tubificación, dependiendo de la susceptibilidad de la cohesión que exista entre las partículas del suelo y del tamaño y peso de cada partícula.

Las arcillas de alta plasticidad, cuyas partículas se encuentran unidas por fuerzas de tipo iónico a través de las moléculas de agua o de coloides, son poco susceptibles a la tubificación.

Las gravas cantos rodados y los enrocamientos, por el -- gran tamaño de sus elementos solo pueden sufrir arrastres con velocidades más altas que las que pueden alcanzarse -- en la salida de la zona impermeable de una cortina.

Por otro lado, los suelos de granos de poco peso, sin -- cohesión, como las arenas finas, los limos sin cohesión o mezclas de ambos, ofrecen una resistencia mínima a la -- erosión y por consiguiente son muy susceptibles a la tubi -- ficación. En la figura siguiente se muestra el proce -- so de la tubificación.

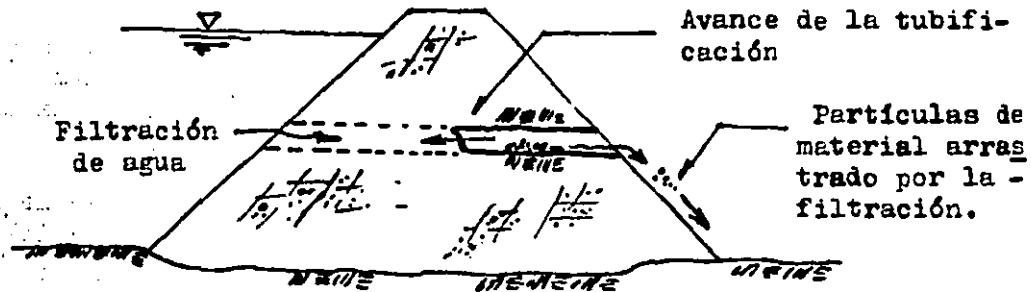


Fig. II.3 Proceso de tubificación en un dique.

II.2.5.6 TRATAMIENTO DE CIMENTACIONES.

Este puede consistir en algunas ocasiones solamente en -- retirar la capa de tierra vegetal o los suelos alterados -- por intemperismo. En otros se hace necesario descubrir -- la roca, limpiar las grietas y rellenarlas con mortero.

II.2.5.7 TRINCHERAS.

Si se trata de un depósito permeable cuyo espesor no es -- considerable, se excava una trinchera que se rellena con -- material impermeable.

Esta es una excavación de gran magnitud; el construir una -- trinchera trae consigo otros problemas que pueden influir -- en el criterio de selección, por ejemplo el bombeo de las -- filtraciones y la estabilidad de los taludes del dique. --

El material de relleno y su colocación deben cumplir las mismas especificaciones que las del corazón impermeable.

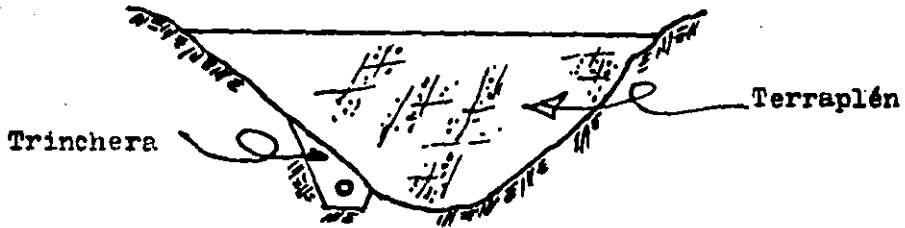


Fig. II. 4 Trinchera hecha con material impermeable.

II.2.5.8 DELANTALES DE ARCILLA.

Cuando se tiene un estrato permeable de profundidad considerable, una de las alternativas consiste en prolongar el corazón impermeable con un delantal de arcilla compactada hacia aguas arriba.

II.2.5.9 INYECCIONES.

Este es el método tradicional para tratar cimentaciones en roca o en depósito de aluvión. Según el propósito que se persiga, las inyecciones pueden clasificarse en las de sellado y las de consolidación.

El objetivo de las de sellado es llenar los vacíos de las grietas o los conductos de disolución. Las de consolidación tienen como objetivo disminuir la compresibilidad de la roca al mismo tiempo que la permeabilidad, llenando las fisuras con una mezcla resistente aplicada a alta presión.

Las presas de tierra y enrocamiento requieren únicamente de inyecciones de sellado y variando las mezclas o lechados, así como los procedimientos de inyección según la naturaleza del material que se inyecta.

II.2.5.10 PROYECTO DE LAS SECCIONES EN DIQUES DE TIERRA.

La sección de una cortina de tierra tiene que proyectarse de acuerdo con los materiales disponibles en la región.

Si se cuenta con un material que al mismo tiempo proporcione la impermeabilidad necesario, tenga una resistencia al corte aceptable y que se encuentre en abundancia en las cercanías, puede pensarse en proyectar una sección homogénea.

En caso de que abunde la piedra o bancos de grava y arena y se encuentren volúmenes reducidos de materiales fines impermeables, conviene proyectar una sección compuesta.

Los materiales que componen una sección se clasifican y numeran en orden creciente de permeabilidad, siendo necesario -- colocar en el talud de aguas arriba por lo menos una chapa -- de enrocamiento de protección.

Es necesario para el estudio de los bancos de préstamo, efectuar perforaciones por medio de las cuales se determinan las posiciones y espesores de los estratos, tomando muestras para las pruebas de laboratorio. No es necesario que dichas muestras sean inalteradas dado que se van a sujetar a remoldeo durante su explotación, transporte y colocación en la -- obra, sin embargo, en los suelos finos es importante la de-- terminación de su contenido natural de humedad conveniente -- de compactación, la cual se determina en el laboratorio me-- diante la prueba Proctor.

Los taludes se proyectan de acuerdo con las propiedades de -- los materiales.

En secciones compuestas, si se cuenta con materiales de alta resistencia al corte, pueden proyectarse en cortinas de poca altura secciones de 2:1 en ambos taludes. En cortinas mayores, el talud de aguas arriba por lo menos debe ser de --- 2.5:1 preferiblemente, debido a que los materiales se encuen-- tran sumergidos disminuyendo su peso y su resistencia al -- corte y además de que es más difícil la observación.

Con frecuencia se hace necesario colocar, filtros entre mate-- riales de diversos tamaños de granos de partículas.

En una sección compuesta es importante tener en cuenta que -- los materiales de las distintas zonas no alcanzan a desarrol-- llar sus máximos esfuerzos resistentes con las mismas defor-- maciones, y por lo tanto, como la falla tiende a producirse con una misma deformación en todo el arco de falla, no todos los materiales están desarrollando simultáneamente sus más -- altas resistencias.

El efecto estático o dinámico del agua se toma en cuenta -- en los análisis de estabilidad, como empuje hidrostático sobre la superficie aguas arriba del material impermeable al llenarse la presa o como fuerzas de filtración cuando se ha establecido el flujo. A continuación se presentan las -- figuras II.5 y II.6 donde se muestran las cortinas de -- sección homogénea y compuesta.

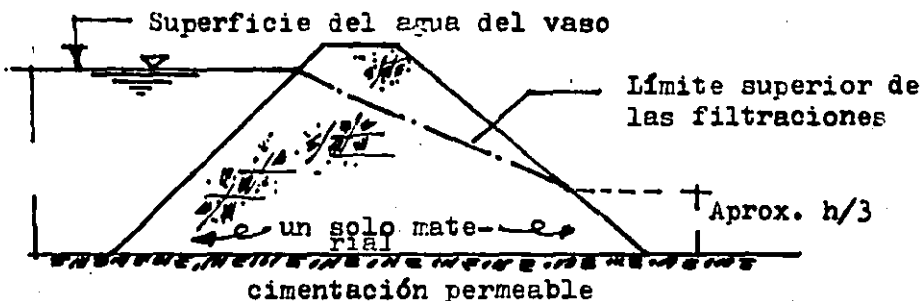


Fig. II.5 cortina de sección homogénea.

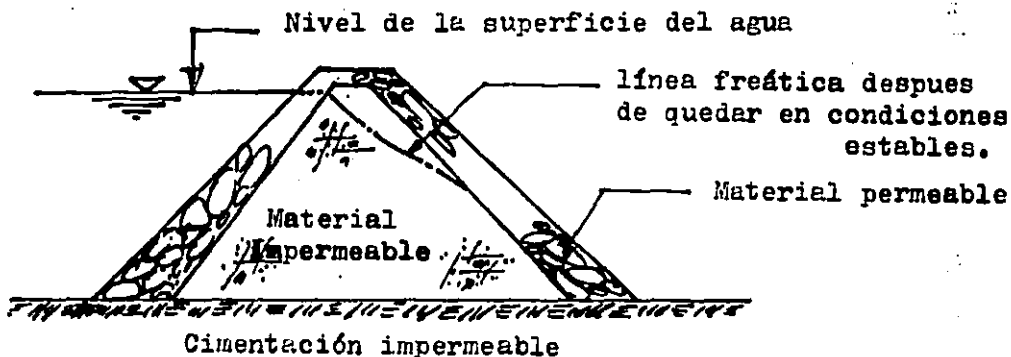


Fig. II.6 cortina de sección compuesta.

11.2.6. PERDIDAS POR INFILTRACION EN CANALES.

Los canales pueden ser hechos en tierra o bien revestidos, -- siendo los principales factores que determinan las pérdidas -- por infiltración:

1.- Textura y Estructura del suelo.

Estas características juegan un papel importante dado -- que las texturas finas reducen la infiltración en tan -- to que las gruesas la aumentan. La forma en que -- están mezclados los materiales constitutivos del suelo -- es determinante dado que cuando los materiales finos --

están bien distribuidos y son abundantes tienden a - reducir la infiltración.

- 2.- Contenido de sólidos en suspensión en el agua que -- conducen los canales y velocidad de sedimentación.

Cuando se tiene como consecuencia una rápida sedimentación, se tiende a disminuir la infiltración y si - además hay un alto contenido de partículas coloidales en el agua del canal, llega a detenerse totalmente la infiltración.

- 3.- Relación de las dimensiones del canal.

A mayor perímetro mojado con relación al gasto, disminuye la velocidad y aumenta la infiltración. Por otro lado, la velocidad tiende a aumentar con el tirante, reduciéndose la posibilidad de infiltración.

- 4.- Capilaridad del Material.

Si existe una fuerte capilaridad, ésta propicia la - infiltración en taludes y plantilla abajo de la superficie del agua, moviéndose hacia afuera del canal. En los taludes, por arriba del nivel del agua el - - movimiento es hacia arriba y hacia afuera.

- 5.- Posición del nivel Freático respecto al Canal.

Cuando el nivel freático se encuentra más bajo que - la plantilla del canal, se establece un gradiente -- hacia abajo y hacia afuera del canal originando fuerte infiltración; si el nivel freático está entre la plantilla del canal y la superficie del agua del - - mismo, el gradiente se aplana disminuyendo la infiltración, en tanto que si el nivel freático es más -- alto que la superficie del agua del canal, se invierte la dirección de la infiltración teniéndose entradas al canal, situación peligrosa para su estabilidad. Este factor está íntimamente relacionado con la pendiente transversal del terreno en que se aloja el canal, teniéndose en los canales "en balcón" con fuerte pendiente transversal, serias pérdidas por -- infiltración.

En resumen, las pérdidas por infiltración en canales excavados en tierra, se deben a presiones hidrostáticas, fuerzas de gravedad, temperatura del agua y suelo y tensiones capilares combinadas con los factores que intervienen definiendo la permeabilidad en bordos y plantilla.

Según S.F. Averyánov, ref. 1, se tienen 3 etapas en el flujo de infiltración.

- 1.- Etapa de "infiltración libre". Aquí el frente de saturación no ha entrado en contacto con el manto freático ni con la zona capilar del mismo. Las pérdidas tienen su valor máximo sumándose al gradiente de presión la diferencia del contenido de humedad; siendo mayores las pérdidas cuanto mas seco esté el suelo. La duración de esta etapa depende de la posición del nivel freático y se observa al principiar la operación de los Distritos de Riego en que los niveles freáticos no sean altos y que haya un eficiente drenaje natural o cuando el uso de las redes de canales no sea continuo.
- 2.- Etapa de "infiltración intermedia". En ésta el frente de saturación se mueve dentro de la zona capilar del manto freático. Tiene caracter transitorio y vida corta, marcando el principio de la elevación del nivel freático formando un "domo" que va creciendo tanto hacia arriba como hacia los lados. Se considera que durante esta etapa se forma una zona de baja presión (inferior a la atmosférica), en el contacto del frente de saturación y la franja capilar del manto freático que al producir una especie de succión, puede traer un aumento temporal de las pérdidas por infiltración.
- 3.- Etapa de "infiltración sujeta"; esta se inicia al entrar en contacto al frente de saturación con el manto freático. Es la etapa predominante en los Distritos de Riego viejos con canales con mucho tiempo en operación sin que el drenaje natural haya podido abatir suficientemente los niveles freáticos.

que por lo mismo están comunicados directamente con los tirantes de agua en los canales. En esta etapa las pérdidas por infiltración son menores que en la de "infiltración libre", presentandose el caso en que sean negativas cuando los canales reciben agua del manto freático. Si para mejorar las tierras y obras, se construyen obras de drenaje sin haber revegetado los canales, aumentará el valor de las pérdidas aún por encima de las que se presentaron en la capa de infiltración libre.

II.2.6.1. DETERMINACION DE LAS PERDIDAS POR INFILTRACION EN CANALES.

II.2.6.1.1. METODOS DIRECTOS O DE CAMPO.

1.- Método de entradas menos salidas.

Este método consiste en medir los volúmenes escurridos en dos estaciones de aforo en los extremos del tramo en estudio. Las mediciones deben satisfacer dos requisitos; el primero consiste en ser continuo o cuando menos hecho con frecuencia tal que garantice tomar en cuenta cualquier variación del gasto durante la prueba; el segundo requisito es el que los aforos sean simultáneos o mejor aún, con un desplazamiento en el tiempo igual al lapso necesario que el gasto aguas arriba sea detectado aguas abajo. Cuando las operaciones se realicen adecuadamente, con repeticiones para ampliar la información, se obtienen los resultados más precisos con la debida corrección por evaporación. Esto requiere tiempo y el empleo de aforadores capaces. Debe ser el método general en los Distritos de Riego en Operación.

2.- Método del estanque.

Este consiste en aislar el tramo de canal en estudio con diques impermeables provisionales. Se llena de agua y se establece el registro de las variaciones de niveles en el transcurso de la prueba. Una variante consiste en agregar agua al vaso para mantener constante el nivel. Con un cálculo sencillo se obtiene la magnitud de las pérdidas por infiltración, - datos que pueden corregirse por evaporación. Puede dar resultados aceptables si no hay mucha variación en el flujo subterráneo. Tiene el inconveniente de necesitar que el canal por estudiar debe quedar fuera de operación durante las pruebas. Si

el canal estudiado ha dejado de operarse durante mucho tiempo, los valores del estudio pueden diferir - mucho (siendo mayores) con los reales en la operación normal del canal.

3.- Método del Infiltrómetro.

Este es un permeámetro de carga modificado diseñado para hacer las pruebas en plena operación del canal, sin alterarse las condiciones normales de flujo subterráneo. La evaporación superficial no afecta - las determinaciones. Da resultados de precisión-regular con la desventaja de que son puntuales y sólo pueden extrapolarse a las inmediaciones del sitio de la prueba. Tal desventaja, sin embargo, se -- reduce si se aumenta el número de determinaciones y si hay homogeneidad en el terreno estudiado.

4.- Método del permeámetro.

Este es un aparato diseñado para medir la infiltración en distintos puntos del terreno, al nivel proyectado para la rasante del canal por construir con la carga del tirante de proyecto. Con éste método no se miden pérdidas, se pronostica la magnitud de ellas antes de construir los canales. Sus -- inconvenientes son que no puede representar las - - condiciones reales del flujo de un canal y que los valores que proporciona son locales, por lo que aún con repeticiones el método no proporciona valores - confiables. Sus resultados serán solo una estimación aproximada de las pérdidas por infiltración libre o sea para la primera etapa de operación del canal, que no será útil sino para comparación, en el período normal de operación en la fase de infiltración sujeta, con pérdidas menores.

II.2.6.1.2. METODOS INDIRECTOS.

1.- Métodos empíricos.

Existen diferentes métodos empíricos para estimar - las pérdidas por infiltración en canales, con base-

en la textura del suelo. Sin embargo, hay que tomar en cuenta que dichos métodos solo darán una idea aproximada de las condiciones de infiltración y nunca serán precisos, por lo cual su uso debe limitarse a solo tener una idea general del comportamiento del fenómeno.

E.A. Mortiz, ref. 1, dedujo una fórmula en función del gasto conducido que es la siguiente:

$$S = 0.0375 \ c \ \frac{Q^{1/2}}{V^{1/2}}$$

donde:

S = pérdidas por infiltración en m³/seg/Km.

c = infiltración por día; expresada en lámina o en m³ por m²

Q = gasto en m³/seg.

V = Velocidad media en m/seg.

Los valores de "c" fluctúan entre 0.76 y 183 m³/m²/día, para texturas extremas de migajón y arcilloso impermeable y suelos muy gravosos.

Otra fórmula empírica es la del Dr. A.N. Kostyakov, ref.1.

$$P_{inf} = \frac{A}{Q^B}$$

Donde: p_{inf} = pérdidas por kilómetro de canal en porcentaje del gasto Q en m³/seg.

A Y B = Coeficientes que dependen del tipo de suelo, con los siguientes valores:

Tipo de suelo	A	B
Muy permeable	3.4	0.5
Medio	1.9	0.4
Poco permeable	0.7	0.3

Generalmente las pérdidas por infiltración en canales se expresan:

- a) Como parte del gasto, pérdida por kilómetro de canal
- b) En porcentaje del volumen total conducido, por kilómetro de canal.
- c) Como valores promedios de agua perdida en metros cúbicos por m² de area mojada, en 24 horas.

II.2.7. REVESTIMIENTO DE CANALES.

Los revestimientos se pueden clasificar, de acuerdo con -- los materiales y métodos de construcción usados así como -- la forma de exposición, en:

1.- Revestimiento de superficie dura.

Este tipo de revestimiento pueden ser de concreto -- hidráulico armado y simple, colado en sitio, precolado en losas y bloques.

Guñita (mortero de cemento aplicado neumáticamente) suelo -cemento.
concreto asfáltico, colado en sitio o precolado.
Mampostería de piedra y tabique.

2.- Revestimientos de membrana expuesta.

Membranas asfálticas y películas de plástico y hule sintético.

3.- Revestimientos de membrana enterrada.

Membranas asfálticas aplicadas en sitio, membranas-asfálticas prefabricadas, películas de plástico y hule sintético y membranas de bentonita.

4.- Revestimiento de tierra.

Revestimientos de tierra, compactados, colchones de tierra suelta, mezclas de suelos, mezclas de suelos con aditivos.

II.2.8 FACTORES QUE DEBEN TOMARSE EN CUENTA EN LA SELECCION DEL TIPO DE REVESTIMIENTO.

Cabe señalar que ninguno de los tipos considerados puede - recomendarse para todas las condiciones que se presenten. La decisión debe ser responsabilidad conjunta del planificador con aquella organización que esté a cargo de la operación y mantenimiento de las obras, previéndose la necesaria determinación del valor futuro de las tierras servidas con las obras nuevas en caso de apertura de una zona o sustitución de obras existentes y con las obras mejoradas - cuando éste sea el caso.

Otro aspecto importante es el tomar la decisión de revestir un canal en todo su desarrollo o sólo en los tramos en que se tienen problemas serios, o bien, si se hace necesario sustituir un canal existente por uno nuevo diseñado -- para hacerse revestido.

Los factores anteriores deben tomarse en cuenta junto con las características de los tipos de revestimiento susceptibles de hacerse en cada caso, cuyas ventajas y limitaciones generales se revisan a continuación.

1.- Revestimiento de superficie dura.

Todos los tipos considerados, con excepción del -- suelo - cemento permiten una disminución sustancial del coeficiente de rugosidad con respecto a la tierra y una mayor velocidad y capacidad, requiriéndose secciones más reducidas. El concreto hidráulico-simple colado en-sitio parece ser el tipo más recomendable cuando se dispone de agregados y su uso ha ido en aumento en especial en la sustitución de canales-existentes por nuevos canales revestidos. El uso del concreto armado se ha ido reduciendo paulatinamente y de hecho no se emplea ya, para fines de -- revestimiento propiamente dicho. El uso de algunos precolados se recomienda para construirse dentro de canales existentes, en especial los que permiten formar secciones rectangulares dentro de canales excavados en roca con sección muy irregular y fuertes fugas ocasionadas por el uso de explosivos.

la gunita (mortero de cemento aplicado neumáticamente) . -- debe usarse preferentemente para revestir canales existentes, requiere de un refuerzo de malla de alambre pues lo -- reducido de su espesor así como el alto contenido de cemento hacen muy susceptible al agrietamiento. Su aplica-- ción debe limitarse a canales pequeños y regaderas.

El suelo - cemento se utiliza donde se dispone de suelos - arenosos adecuados y la obtención de grava es problemática. El suelo - cemento estandar tiene un contenido de cemento - de 8 a 12% por volumen y se compacta con una humedad lige-- ramente superior a la óptima; esto es, se debe construir - un terraplén. Existe también el llamado suelo - cemen-- to plástico con un mayor contenido en cemento y agua cuya - mezcla y colocación pueden hacerse con equipo para concre-- to, pudiéndose utilizar en este último tipo taludes de - - 1.5 a 1.0, en tanto que el estandar requiere taludes muy - acostados, por ello la tendencia general es eliminar su -- uso en revestimientos.

Otro tipo es el concreto asfáltico, el cual puede colocar-- se para revestimiento mezclado en caliente y también en -- losas prefabricadas cuyo junteo se hace con mortero asfál-- tico mezclado y aplicado también en caliente. En el -- primer caso se puede colocar usando formas deslizantes si-- milares a las del concreto, equipo que puede dar la compac-- tación uniforme deseada (superior al 92%). Su costo parece ser similar al del concreto hidráulico, situación que pue-- de limitar su empleo en nuestro país.

Las mamposterías de piedra y tabique tienen ventajas por - no requerir equipo especial para su construcción. Sus - desventajas son la posibilidad de fugas por las juntas y - su costo que puede ser elevado con respecto al concreto -- hidráulico. La mampostería de ladrillo requiere imper-- meabilización con asfalto usando dos capas de ladrillo, su uso es recomendable en secciones pequeñas.

2.- Revestimientos de membrana expuesta.

Estos tienen un espesor reducido, el cual es coloca-- do directamente sobre la subrasante que debe tratar-- se previamente con esterilizantes para eliminar el - desenvolvimiento de yerbas.

Este tipo de membrana, colocadas por aspersión directamente al terreno se han usado relativamente poco, - sin embargo, se considera que su mejoramiento es posible y que pueden llegar a ser de gran eficiencia - -- aprovechando las características de impermeabilización del asfalto.

3.- Revestimientos de membrana enterrada.

Son membranas delgadas colocadas sobre la subrasante. Se protegen con diversos materiales, siendo lo mas -- general la colocación de colchones protectores de suelo gravoso.

Las membranas enterradas pueden ser de asfalto, colocadas en el sitio o prefabricadas, de película de -- plástico o hule sintético o de bentonita, utilizable- ésta última cuando se obtiene este material de cali- dad adecuada y costo aceptable.

Una limitación muy seria la constituye el hecho de -- que la cubierta protectora que no puede compactarse, - por razón natural, está expuesta a dañarse por intemperismo, paso de animales y por los trabajos de des- solve con el equipo usual (draga de arrastre). Además, el requisito de ampliar la sección del canal para - - alojar el espesor de cubierta protectora, aumenta su costo.

4.- Revestimientos de tierra.

Estos son los de mas bajo costo si se dispone local- mente de suelos que por si solos o con tratamientos - baratos puedan controlar la infiltración.

Los revestimientos de tierra compactada se dividen en gruesos (0.60 a 0.90 m) y delgados (0.15 a 0.30 m) -- hechos con suelos cohesivos e impermeables cuya facti- bilidad de compactación en función del tamaño del - - canal obliga a la clasificación.

En el primer caso el revestimiento se construye en -- capas horizontales de espesor medio de 0.15 cuyo ex- tremo interior puede o nó recortarse en tanto que en el segundo revestimiento se hace en capas que se colo- can y compactan siguiendo la sección del canal.

Los colchones de tierra sueltos son cubiertos de tierra - sin compactación, formados de suelos arcillosos que se -- descargan al canal extendiéndose sobre su sección en ca-- pas de 0.30 m de espesor aproximado.

Su colocación requiere equipo sencillo. Estos revesti mientos sin protección están sujetos a excesiva erosión - y a muy serios daños por los trabajos de mantenimiento. - Su vida útil promedio se considera de 5 años lo que limita la ventaja de su reducido costo inicial.

Las mezclas de suelos en revestimientos pueden resultar - eficaces y de bajo costo de contarse con materiales locales de calidad adecuada que puedan mejorarse mezclandolos con otros suelos de la región o con bentonita, que se ha usa-- do ventajosamente en muchos casos. El auxilio de labo ratorios de mecánica de suelos puede significar muy gran-- de en el empleo de mezclas de suelos para revestimientos, especialmente en canales pequeños y regaderas, obras cuya conservación no requiere necesariamente el empleo de ma-- quinaria que destruye esos revestimientos.

Otra forma de reducir a bajo costo las pérdidas por infil tración son las mezclas de suelos con aditivos o bien su aplicación como estabilizadores, por lo que el estudio y - pruebas de estos materiales, así como el análisis de sus resultados es recomendable. Este procedimiento puede usarse en obras pequeñas para resolver el problema de la infiltración por sí solo o bien coadyuvar para la aplica-- ción de otros procedimientos mas adecuados para canales - grandes.

El concreto simple colado en sitio es otro tipo de reve-- stimiento muy usual para secciones trapeziales. Este -- tiene muchas ventajas, por ello tiene un marcado dominio en la construcción, así como el de la disponibilidad agre gados suficientes aunque no siempre a costos económicos. Un factor importante es que el concreto simple práctica-- mente cubre todas las ventajas que pueden buscarse en un revestimiento, además de su comprobada vida útil cuyo mí-- nimo se ha fijado en 40 años.

Los principales resultados del revestimiento en canales son:

- 1.- Mejoramiento de características hidráulicas con respecto a canales en tierra.
- 2.- Evita la ruptura de bordos y fugas de agua
- 3.- Estabiliza la sección del canal.
- 4.- Permite mayores pendientes.
- 5.- Reducción en número y tamaño de estructuras
- 6.- Ahorro de agua
- 7.- Restauración al uso agrícola de tierras empantanadas y ensalitradas por infiltración.
- 8.- Reducción del costo de drenaje.
- 9.- Reducción del costo de operación y mantenimiento.

El revestimiento de canales puede justificarse por cualquiera de las ventajas señaladas y al hacerse estos trabajos se obtienen varias de ellas simultaneamente.

II.2.9 CANALES REVESTIDOS.

Una vez decidido el revestimiento de un canal, disminuye la importancia de la permeabilidad de los suelos en que se construirá pero en cambio debe investigarse cuidadosamente su estabilidad, para ello, es necesario tomar en cuenta el factor-suelo ya que este estará intimamente ligado con el problema antes citado.

II.2.9.1 ESTUDIOS DE SUELOS NATURALES EN CANALES QUE SE DEBEN REVESTIR.

Existen dos tipos principales de suelos naturales que pueden presentar problemas en un canal revestido y son:

- a) Arenas finas y limos sueltos, sobre todo si están mal graduados. A estos suelos se les ha llamado "colapsibles".
- b) Arcillas expansivas.
- c) Arcillas dispersivas.

En el caso de arenas y limos es necesario conocer su composición granulométrica y las relaciones de vacíos; máxima, mínima y en estado natural. Con estas determinaciones se deduce su compacidad relativa en estado natural, la cual se comparará con la compacidad relativa que se haya decidido como aceptable en el caso particular.

Tratándose de arcillas con las cuales se sospeche que pueden-

presentarse problemas causados por expansión o dispersión del suelo, es importante localizar las zonas de arcillas peligrosas y el límite inferior de los mantos.

La variación de volumen que puede experimentar un material que contenga arcillas expansivas depende de diversos factores entre los que se cuentan:

- 1.- La proporción y tipo de mineral arcilloso
- 2.- La compactación
- 3.- Las probables variaciones de humedad
- 4.- Las cargas a que se someterá
- 5.- La estructura del suelo
- 6.- El tiempo necesario para que se produzcan los cambios de contenido de humedad.

1.- Proporción y tipo de mineral arcilloso.

Los minerales de montmorilonita tienen una estructura propicia a la expansión, y además, poseen una gran actividad en cuanto a intercambio de bases. Por ejemplo, la montmorilonita sódica tiene una gran capacidad de absorción de agua y cationes; la beidelita cálcica es menos activa, lo mismo que la illita, pues, aunque tiene una estructura semejante a la de la montmorilonita sódica, las capas que la forman están más rígidamente unidas debido a la acción de los iones de potasio, con lo que sus cambios de volumen son menores.

2.- Compactación.

Un suelo compacto contiene más partículas por unidad de volumen, por lo que sufrirá mayor expansión al mojarse, pero por otra parte, no puede sufrir tanta contracción como uno de estructura suelta, al secarse.

3.- Variación de humedad.

Se debe tomar en cuenta que todo cambio volumétrico en las arcillas depende de la absorción o pérdida de agua.

4.- Condiciones de carga.

Cuando las cargas externas aplicadas son de suficiente magnitud para equilibrar las fuerzas internas desarrolladas al humedecerse el material arcilloso, la expansión puede reducirse a cero. Las cargas de menor magnitud disminuyen de cualquier manera la expansión.

5.- Estructura del suelo.

La expansión es mayor en especímenes remoldeados que en inalterados de un mismo suelo.

6.- Tiempo necesario para la variación de humedad.

A causa de la finura del material la transmisión de -- humedad es lenta. Para humedecer una probeta de -- laboratorio generalmente son necesarios días o semanas, mientras que un terraplén puede requerir de años para saturarse.

II.2.10 NECESIDAD DE AHORRO DE AGUA.

El problema de decidir si se reviste o no un sistema de distribución de agua de riego, puede surgir en las fases de -- planeación, construcción u operación del proyecto.

Se pueden presentar tres casos en que es necesario ahorrar el agua que se conduce:

- 1.- El agua que se ahorra se puede aplicar en terrenos adicionales ampliando de esa manera el área de cultivo.
- 2.- Se puede regar la misma superficie con menos agua, con lo que se reducen los costos del sistema.
- 3.- El agua ahorrada puede usarse para otros propósitos.

En cualquiera de estos casos, si los suelos en que se localiza el sistema de distribución presentan permeabilidades superiores a 2.0×10^{-4} cm/seg. (17.0 cm/día) debe considerarse la conveniencia de revestir para -- evitar pérdidas.

Por otro lado si los suelos tienen permeabilidades inferiores a 3.0×10^{-5} cm/seg. (2.5 cm/día) probablemente resultará super fino el revestimiento ya que este -- valor corresponde al de permeabilidad de los revestimientos con arcilla compactada y con concreto.

En los casos en que los suelos tengan permeabilidades entre los límites señalados, el análisis económico es un valioso auxiliar para tomar una decisión al respecto.

El método de análisis que se utiliza es el de Beneficios y Costos.

II.2.11 GUIA PARA LA OBTENCION DE MUESTRAS DE SUELO.

La cantidad de material para una muestra debe ser suficiente para realizar las pruebas de laboratorio y también para repetir algunas que hayan resultado incorrectas o dudosas.

Por lo regular conviene formar muestras de 40 a 50 Kg. En caso de que el material contenga grava en una proporción mayor al 40%, deberá duplicarse la remesa y cuando se trate de estudios especiales, el laboratorio indicará la cantidad necesaria.

II.2.11.1 POZOS A CIELO ABIERTO.

Estos son excavaciones hasta una profundidad de unos 5.00 m. o bien hasta encontrar material no excavable con pico y pala, como tepetate, roca, etc., o agua freática. La sección conveniente es de 0.90 m por 1.50 a 2.00 m.

En una de las paredes del pozo se abre una ranura de 15 x 20 cm a lo largo de toda la profundidad y el material excavado en la ranura se va recibiendo en un bote de lámina. (ver fig. No. II.7).

Si el muestreo es por capas, la muestra de cada una se vacía en un cajón provisto de un forro de plástico para evitar pérdidas de material fino. Se coloca una etiqueta adentro y otra afuera en las que se anota la localización del pozo y las profundidades superior e inferior de la capa. Además deberá anexarse croquis de las capas.

Si el muestreo es integral, se coloca en un solo envase el material de las diversas capas con sus correspondientes etiquetas de identificación. Cuando sea considerable la cantidad de material extraído, puede cuartearse y envasar únicamente parte de él.



Fig. II.7 Forma de tomar muestras de suelo en un pozo a cielo abierto.

CUARTEO.

- a) Sobre una superficie limpia, se revuelve el material hasta obtener una mezcla uniforme que se amontona formando un cono.
- b) Se extiende el material formando una capa de espesor uniforme y contorno aproximadamente circular. Se divide luego en 4 partes iguales por medio de dos ranuras diametrales a 90° .
- c) Se toma el material de dos sectores opuestos y se desechan los restantes para reducir a la mitad el volumen de la muestra primitiva. Puede repetirse el procedimiento varias veces hasta obtener la cantidad deseada.

EQUIPO PARA POZOS A CIELO ABIERTO.

Pico, pala y hachuela, bote de lámina de 18 lts, cablemanila, costales y cajones, hoja de lámina o lona de 1.50 x 1.50 m y etiquetas.

II.2.11.2 SONDEOS CON PALA DE POSTEAR.

La pala de postear puede usarse para obtener ya sea muestras por capas, o bien de todo el espesor que se va a explotar en la construcción.

El procedimiento es introducir la pala de postear con movimiento de rotación; una vez llena, se saca y deposita el material sobre una superficie limpia (lámina, lona, etc.), ver Fig.II.8

Esta operación se repite hasta llegar a la profundidad deseada. El producto de cada palada se deposita ordenadamente formando hileras de pequeños montones.

Las profundidades y espesores aproximados de cada capa se pueden medir con la misma pala de postear.

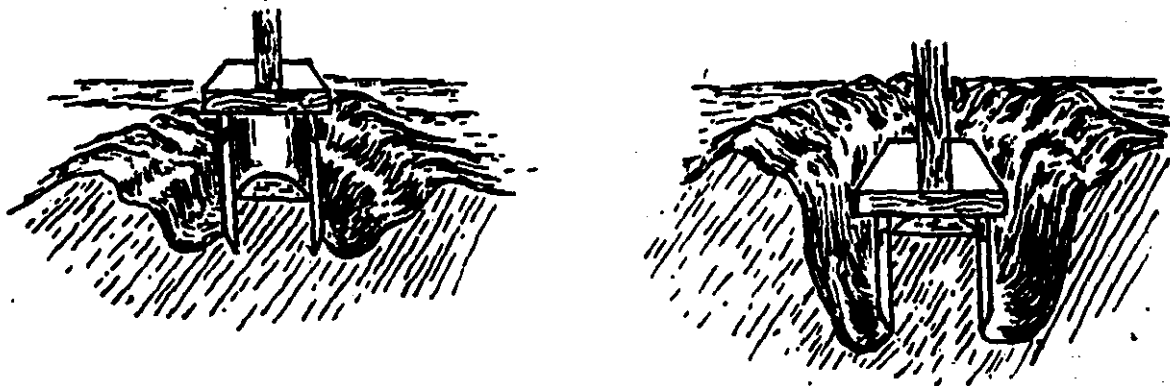


Fig. II.8 Sondeo con pala de postear.

EQUIPO PARA SONDEOS CON PALA DE POSTEAR.

- Pala de sondear, y pala de mano
- Hoja de lámina o lona de 1.50 x 1.50 m y etiquetas.

II.2.11.3 MUESTRAS INALTERADAS (Fig. II.9).

Estas deben conservar las condiciones del suelo en su estado natural, por lo que su obtención, empaque y transporte requieren cuidados especiales para no alterarlas.

OBTENCION DE MUESTRAS INALTERADAS.

- Suelos cohesivos duros.

- 1.- Se limpia y nivela el terreno y se traza un cuadro de unos 30 cm. de lado.
- 2.- Se excava cuidadosamente alrededor del perímetro marcado hasta una profundidad un poco mayor que la altura -- que se quiere dar a la muestra, labrando al mismo tiempo las cinco caras descubiertas.
- 3.- En muestras de pared, se excava alrededor en forma semejante a la anterior conservando la cara inferior.
- 4.- Con todo cuidado se recorta el terreno por la base de la muestra para poder desprenderla debiendo marcarse -- la letra "S" en la cara superior para conservar, al ensayarla, la misma posición que tenía en el terreno.
- 5.- Una vez extraída la muestra, debe ser inmediata y cuidadosamente protegido con vendas de manta impregnadas de parafina y brea.

Esa protección debe iniciarse "in situ" al ir descubriendo cada cara; se calienta la mezcla de parafina y brea hasta que se derrita completamente; en caliente y con una brocha se aplica la mezcla sobre el vendaje impregnándolo de manera que cubra perfectamente la muestra.

- 6.- Se coloca la muestra en un cajón de mayores dimensiones a fin de poder empacarla con aserrín, papel o paja para que quede protegida contra golpes durante su transporte.

Una de las tarjetas de identificación se adhiere a la muestra con la mezcla de parafina y la otra en la parte exterior del cajón utilizado como envases.

Las muestras de suelos cohesivos aunque sean suaves y contengan gravas, se obtienen de manera semejante a las de suelos cohesivos duros.

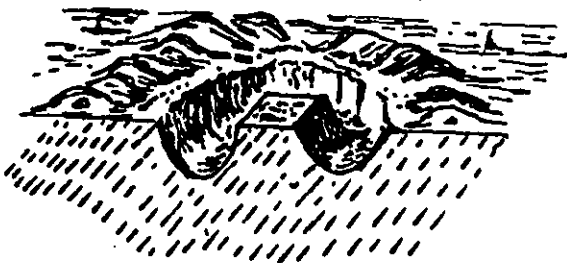
Si no contienen grava, las muestras inalteradas se obtienen utilizando un tubo muestreador de lámina con filo en una de sus bocas, de la siguiente manera:

- 1.- Limpio y nivelado el terreno, se introduce el tubo muestreador hasta donde lo permita la resistencia del terreno.
- 2.- Si con la simple presión no se logra introducir el tubo, se excava a su alrededor para eliminar la fricción en la cara exterior.
- 3.- Después de introducir dicho tubo, se recorta la muestra por su base y se envasa al tamaño del mismo.
- 4.- Se protegen las bases de la muestra con vendas impregnadas de parafina y brea y se le empaca en un cajón con aserrín, papel o paja, para evitar que se rompa durante el transporte.

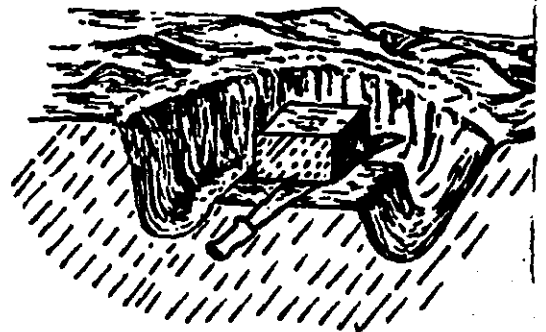
II.2.11.4 MUESTRAS INALTERADAS DE ARENA.

Este procedimiento es sumamente difícil; se puede seguir el procedimiento descrito en el caso anterior, cuando el material tiene alguna cohesión, si no, es fácil provocar alteraciones de la estructura y entonces se recurre a los siguientes métodos.

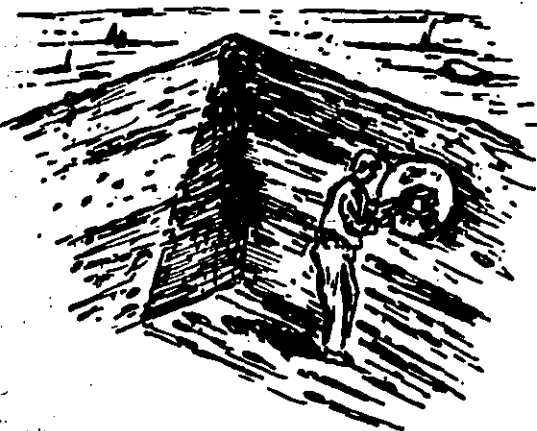
- 1.- Fijando la posición de los granos inyectando asfalto o congelando el agua si está saturado el material.
- 2.- Se determina la relación de vacíos "in situ" y se reproduce en el laboratorio para realizar los ensayos según el problema que se trate de resolver.



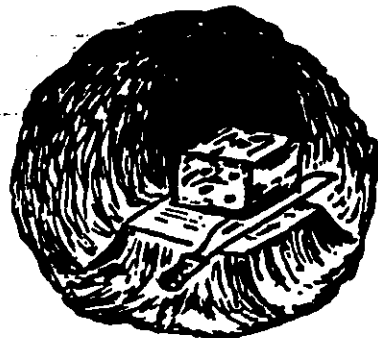
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura II.9 muestras inalteradas.

II.3 ESTUDIOS Y LEVANTAMIENTOS TOPOGRAFICOS.

Estos pueden llevarse a cabo mediante procedimientos terrestres o aéreos.

1.- Levantamientos topográficos aéreos.

Este método se aplica de manera eficiente en la configuración de zonas vírgenes para fines de estudios preliminares y de Gran Visión.

Generalmente los estudios previos de agrología se efectúan apoyados en levantamientos fotogramétricos de tal manera, que con fotografías aéreas por lo regular a escala 1:20,000, se logra preliminarmente la clasificación de los terrenos por regar mediante procedimientos de fotointerpretación, y con la ayuda de muestreos directos en el terreno clasificarlos tentativamente de acuerdo a su probable aptitud agrícola en suelos de 1a, 2a, 3a, etc.

2.- Levantamientos topográficos terrestres.

Es el procedimiento a seguir para la configuración topográfica a niveles de precisión necesaria para los estudios de planeación de zonas regables y localización de estructuras.

Por lo general, el levantamiento topográfico de una zona regable se efectúa aplicando el método de la plancheta, y en ocasiones, en combinación con la aerofotogrametría con controles terrestres, se obtiene la configuración del terreno a escala 1:5000 que es utilizada para mostrar los anteproyectos de las redes de canales de riego y drenaje, así como la localización preliminar del canal principal.

La topografía que sirve de apoyo a los fines sucesivos de la planeación de las redes de canales, también se irá precisando hasta obtenerse la configuración final en donde se mostrará la localización definitiva de los ejes de los sistemas de conducción, Distribución y caminos con sus perfiles longitudinales. En esta etapa del proyecto ya se tendrá la precisión necesaria en la configuración, para el diseño de secciones de canales, diques, sifones, etc.

3.- Las escalas usuales en la configuración son las siguientes.

- 1:50000 En estudios de Gran Visión y planeación preliminar regional.
- 1:20,000 En estudios de localización general de canales de conducción, redes de distribución y de drenajes y de limitación de la zona regable.
- 1:5000 En la localización preliminar y definitiva del canal principal, canales distribuidores, canales de drenaje, y caminos; localización de estructuras y estudios de lotificación.
- 1:1000 En la configuración de suelos con topografía casi plana y de poca pendiente; también para utilizarse en los proyectos de presas derivadoras y sus estructuras; en los estudios de lotificación y parcelamiento y en general para la localización de las estructuras de distribución del agua de riego.

III. COEFICIENTES UNITARIOS DE RIEGO.

El coeficiente unitario de riego representa el gasto requerido por una hectárea y es utilizable en la determinación de la capacidad del canal correspondiente tomando en cuenta el área tributaria.

En la generalidad de los distritos de riego se ha venido regando en forma empírica ya que el agricultor maneja el agua según su criterio, con las consecuencias de que al dar un máximo de sobrierigos trae consigo desperdicios de agua cuyos efectos perjudiciales vienen a disminuir la superficie total bajo riego, debido a que el agua desperdiciada generalmente va a los drenes sin ninguna posibilidad de volver a recuperarla, además de generarse una salinización progresiva de los suelos.

Este último aspecto es de importancia fundamental en los distritos de riego en virtud de que las sales afectan los suelos y aguas de riego lo que consecuentemente se refleja en la producción de los cultivos, por lo que aquí se hará mención dada su importancia.

III.1. SALINIDAD DE SUELOS.

Los suelos afectados con sales, son comunes en regiones áridas y semiáridas en donde la precipitación anual no cubre las necesidades evapotranspirativas de las plantas y como consecuencia las sales no se lavan; sino se acumulan en el suelo en tipos y cantidades que afectan el desarrollo de las plantas. Sin embargo, los problemas de sales no están restringidos a las regiones húmedas y subhúmedas si se presentan condiciones apropiadas.

Recientemente en México, los estudios de salinidad han adquirido mucha importancia debido a que cuando las áreas que inicialmente se abrieron a la agricultura con suelos y aguas de riego de muy buena calidad, no se les dió la importancia debida al manejo de agua, suelos y cultivos, originando en la actualidad que de las 5.3 millones de hectáreas abiertas al cultivo, aproximadamente poco más del 20% tengan problema de sales en diferentes grados, con las consecuencias propias en la productividad.

Aunque en algunos casos la solución a los problemas de suelos afectados con sales es sencilla, en otros, se complica a tal grado que es necesario efectuar estudios más profundos de los procesos dinámicos de las sales tanto en el suelo como en la planta y donde es necesario involucrar los principios de otros campos de la ciencia como: física, química, agronomía, ingeniería etc., para entender mejor el fenómeno.

III.1.1 ORIGEN DE LAS SALES.

Los suelos por su origen y formación, todos contienen sales cuyas concentraciones generalmente se encuentran en equilibrio (suelo normal), los problemas de salinidad resultan cuando dicho equilibrio se rompe debido a que la concentración de una o más sales se incrementa, resultando intolerable a los cultivos y afectando algunas características físicas y químicas del propio suelo.

Las principales fuentes naturales de sales solubles que ocasionan los problemas de salinidad son:

- 1) Sales provenientes del intemperismo físico y químico -- de las rocas y minerales de la superficie terrestre.
- 2) Sales cíclicas (oceano - atmósfera).
- 3) Sales fósiles (marinos)
- 4) Sales eólicas (viento)
- 5) Sales adicionales por las actividades del hombre.

1) Una de las fuentes principales de las sales solubles -- que originan los problemas de ensalitramiento en los -- suelos agrícolas, son los minerales primarios (cuarzo), SiO_2 , feldespatos Na, Ca), los cuales se encuentran en el propio suelo y rocas expuestos en la superficie ---- terrestre; de donde las sales son liberadas mediante -- los procesos del intemperismo químico (hidratación, --- carbonatación, oxidación, etc.) y físico (temperatura, - viento, humedad, etc.).

2) SALES CICLICAS.

Las sales cíclicas, se originan en las áreas costeras - en donde el rompimiento de las olas más la acción de -- tempestades liberan hacia la atmósfera una gran canti-- dad de sales en forma higróscópica (brisa), que son --- transportadas distancias considerables por acción del - viento y lluvia hacia las áreas agrícolas costeras ---- (interior del continente). La concentración de sales en el aire marítimo y lluvia disminuyen conforme se aden-- tra en el continente.

3) SALES FOSILES.

Las sales fósiles, conocidas también como sales geológi-- cas son de origen generalmente marino, cuyas sales o -- aguas provienen de sedimentos que se encontraban en el fondo de los océanos, las cuales emergieron debido a --- los movimientos telúricos que sucedieron en las diferen-- tes eras geológicas. La liberación y/o solubiliza-- ción de estas sales ocurre cuando por dichos sedimentos se pasan corrientes de agua subterránea o superficial y -- por la acción propia del hombre; como ejemplo, podemos citar la perforación de pozos con aguas de riego salo-- bres, mal manejo del agua, lo que trae por consecuencia cambios de capas de suelo, etc.

4) SALES EOLICAS.

Son consideradas las sales transportadas por el viento, de suelos afectados con sales y depositadas a grandes distancias en muchas ocasiones en suelos normales; por ejemplo, las tolveneras levantadas en el ex-lago de Texcoco y en la Región Lagunera.

5) ACTIVIDADES DEL HOMBRE.

En la actualidad muchos de los suelos afectados con sales, son el resultado de las actividades del hombre; tales como el uso de aguas de riego de mala calidad, mal manejo del riego, irrigar áreas con drenaje deficiente, contaminación de aguas (río Colorado), uso de aguas negras, contaminación del ambiente, etc.

III.2 SUELOS AFECTADOS CON SALES.

III.2.1. SUELOS SALINOS.

El desarrollo o formación de los suelos salinos son más comunes en las zonas áridas, en donde las características climáticas son de temperatura y demandas evapotranspiratorias altas con baja o nula precipitación., lo cual facilita la precipitación y concentración de sales. En general se ha observado en forma práctica que entre mas seco sea el clima, mayor es la incidencia de sales en el suelo. También se desarrollan en áreas en donde se presentan las siguientes condiciones.

- Areas con drenaje deficiente en donde se presentan acumulaciones de cloruros, sulfatos, carbonatos, bicarbonatos, etc.
- Areas costeras en donde la acumulación de sales son de origen marino y predominio principalmente cloruro y carbonato de sodio.
- Areas formadas por los deltas de los ríos en donde las sales son arrastradas y transportadas por las aguas de los propios ríos y son de una constitución compleja, por los materiales que solubilizan en su recorrido y descargas de distintos materiales por acción del hombre.

En las diferentes condiciones mencionadas anteriormente, en donde se desarrollan los suelos salinos, la acumulación de

sales está relacionada con áreas bajas, aflojamiento de mantos subterráneos, uso de aguas salobres, terrazas bajas, valles que se inundan, áreas cerradas, drenaje interno y/o externo deficiente y la presencia de mantos freáticos elevados. Uno de los efectos más importantes es el manto freático elevado, que cuando se conecta por capilaridad con la superficie del terreno y actúan la evaporación y transpiración de las plantas, se inicia de inmediato el proceso ascendente y de acumulación de sales, lo cual resulta más crítico en regiones áridas. Por otra parte no siempre, el agua de los mantos freáticos elevados resulta perjudicial; se ha detectado que la concentración de sales de las aguas que ascienden por capilaridad pueden usarse sin afectar a los cultivos, -- cuando las concentraciones de sales son menores de 2,000 a 2,500 ppm (2 a 2.5 gr/L) y de sodio de 600 a 700 ppm (0.6 a 0.7 gr/L).

El uso de aguas para riego con alto contenido de sales aunado a los efectos de evaporación, temperatura, son otra fuente importante de acumulación de sales en los suelos, Muchos sistemas han sido propuestos para clasificar la calidad de las aguas de riego y las de drenaje, sin embargo, no ha sido posible generalizar los parámetros de concentración de sales que establece cada sistema, por su relación con los efectos climáticos y características físico y químicas del suelo (drenaje, permeabilidad, sales etc.), ejemplo, la concentración de sales en la mayoría de las aguas para riego son menores de 1,000 ppm (1 gr/L) y por otro lado existen suelos que por sus condiciones y características no pueden irrigarse con aguas de dicha concentración; por otra parte existen suelos que se han estado irrigando con aguas de una concentración de sales mayor de 5,000 ppm con bastante éxito, la cual está dependiente del tipo de cultivo.

III.2.2 EFECTO DE LAS SALES EN LOS CULTIVOS.

El efecto principal del exceso de sales solubles de un suelo salino en las plantas o cultivos es osmótico, en virtud de que las sales dificultan a la planta la absorción de agua para su crecimiento, la cual se conoce como "teoría de la disponibilidad de agua". La teoría del "ajuste osmótico" indica que las plantas que se desarrollan en un medio salino aumentan su concentración osmótica interna en un grado tal que sea mayor que la concentración de la solución del suelo,

en hacer este ajuste la planta consume energía que bajo condiciones normales usaría en el crecimiento. Una tercer teoría es la "toxicidad específica", la cual se refiere a la acumulación de sustancias intermedias tóxicas formadas debido a cambios producidos en la actividad enzimática.

En general, ninguna de las tres teorías satisfacen el porqué las plantas no crecen bajo condiciones de salinidad.

Recientemente se ha demostrado que las plantas bajo condiciones de salinidad no crecen debido a que las sales afectan la división celular y producen engrosamiento de las paredes de las células, lo que impide el crecimiento de las mismas; o sea que las sales afectan los dos mecanismos mediante los cuales crecen las plantas, la división y el crecimiento celular. Se ha comprobado además que el grado del daño es irreversible y que depende del tiempo de exposición a las sales y de su tolerancia.

Los efectos de las sales en el rendimiento, de los cultivos y la calidad de los productos es muy variado, los cuales dependen de la naturaleza del cultivo; por ejemplo, en cebada reduce el crecimiento y no afecta rendimiento, en arroz no afecta el crecimiento y reduce la producción de grano, en zanahoria, melón, caña se incrementa el contenido de azúcar, pero en general, las sales afectan el rendimiento de los cultivos.

En general los suelos afectados con sales presentan un color blanco debido al afloramiento de las mismas, están normalmente flocculados, es decir, con buena permeabilidad.

III.2.3 SUELOS SÓDICOS.

El desarrollo de los suelos sódicos, en una forma general se presentan bajo las mismas condiciones indicadas para suelos salinos, con excepción de que la acumulación de sales corresponde a sales de sodio, es decir que existe un fuerte predominio de sodio.

El desarrollo de estos suelos, se presenta también cuando se usan aguas para riego con altas concentraciones de carbonatos y bicarbonatos que al entrar en contacto con el suelo, -

reaccionan con el calcio precipitándolo, por lo que se reduce su concentración de la fase de intercambio y se incrementa la del sodio. Baja la concentración de calcio, se incrementa la relación de absorción de sodio y se incrementa el nivel de sodio intercambiable en el suelo.

El efecto de los suelos sódicos sobre los cultivos, es debido al efecto tóxico de los excesos de sodio y principalmente a los efectos indirectos que el sodio causa en las propiedades físicas del suelo.

Los suelos afectados con sodio frecuentemente presentan desarrollo de costras, expandible, decrece considerablemente la conductividad hidráulica y permeabilidad del agua, las arcillas se encuentran defloculadas y tapan los canales de conducción del agua en el suelo, la reducción en la permeabilidad interfiere con el drenaje requerido en forma normal para un suelo salino y con las necesidades de agua y reacción de los cultivos.

La materia orgánica de estos suelos generalmente está dispersa y puede acumularse en la superficie en áreas con drenaje deficiente e impartir una coloración negra, lo cual comúnmente se conoce como Alkali negro, lo cual se debe a la oxidación de la materia orgánica por el hidróxido de sodio (base fuerte).

III.2.4 SUELOS SALINO-SODICOS.

El desarrollo de los suelos salino-sódicos se presenta bajo las condiciones señaladas para los suelos salinos y suelos sódicos, al igual que los efectos causados en la planta y en el suelo; con la diferencia de que la conductividad hidráulica y permeabilidad del suelo depende de las concentraciones de sales solubles presentes, aunque generalmente es buena.

III.3 PREVENCIÓN DEL DESARROLLO DE LOS SUELOS AFECTADOS CON SALES.

Para prevenir el desarrollo de los suelos afectados con sales, es necesario considerar y/o analizar principalmente el origen de las sales y las condiciones que provocan su acumulación; lo anterior es considerando que los efectos de las sales en el suelo, aun no se presentan.

Con base en lo antes citado, el vehículo principal a través del cual se mueven las sales es el agua y la evaporación y temperatura están íntimamente ligados con los procesos de acumulación de las sales.

Una vez identificados el origen y procesos de acumulación de sales del área, unidad o distrito considerado, es necesario determinar y llevar control (a través del tiempo) de una serie de parámetros (caracterización física y química) que nos permita identificar el origen y causas del problema antes de que se presente; dichos parámetros incluyen:

- Cantidad y calidad del agua disponible para riego.
- Estudios del manto freático.
- Topografía del área, unidad o distrito.
- Análisis de suelo que incluyan: ph, conductividad eléctrica, (CE), capacidad de intercambio catiónico (CIC), sodio-intercambiable (SI), carbonatos y bicarbonatos de calcio y magnesio totales, carbonatos y bicarbonatos solubles, por ciento de sodio intercambiable (PSI) en base a la CIC y SI, densidad aparente (Da), conductividad hidráulica, velocidad de infiltración, porcentaje de saturación.

En el agua de riego se requiere determinar, CE, relación de absorción de sodio (RAS), y concentración de elementos tóxicos.

- Método de riego.
- Tipo o sistemas de siembra.
- Análisis climatológicos.
- Requerimiento de lavado.

Con el análisis periódico de estos parámetros, se estará en condiciones de prevenir y atacar los problemas antes de que se presenten o causen daños.

111.4. CLASIFICACION DE LOS SUELOS AFECTADOS CON SALES.

Los suelos con problemas de sales, se han clasificado normalmente con el criterio del laboratorio de salinidad de los Estados Unidos, el cual se basa en la cantidad de sales solubles presentes y el porcentaje de la CIC ocupada por iones de sodio, es decir el SI. los límites establecidos, no tienen un fundamento a base química, sino son arbitrarios basados en la experiencia de miles de muestras de suelos y agua analizados; dichos límites son los siguientes:

Suelos Salinos.- Son aquellos cuya CE en el extracto de saturación es mayor de 4mmhos/cm a 25°c, el PSI es menor de 15 y el PH generalmente menor de 8.5

Suelos Sódicos.- Son aquellos que tienen una CE en el extracto de saturación menor de 4mmhos/cm a 25°c, el PSI es mayor de 15 y el PH varía en un rango de 8.5 a 10.

Suelos Salino-Sódicos.- Son aquellos que tienen una CE en el extracto de saturación mayor de 4mmhos/cm a 25°c, el PSI es mayor de 1.5 y el PH rara vez es mayor de 8.5

Suelo No salino No sódico.- Son aquellos que tienen una CE en extracto de saturación menor de 4mmhos/cm a 25°c, el PSI es menor de 15 y el PH varía en un rango de 6.5 a 8.4

La información anterior se resume en el cuadro siguiente:

Suelo Sódico PH 8.5 - 10	Suelo Salino -Sódico PH rara vez 8.5
Suelo sin problemas de sales y de sodio PH 6.5 - 8.4	Suelo salino PH 8.5

CE mmhos/cm a 25°c

En la actualidad se ha observado que los límites establecidos por la clasificación tradicional del laboratorio de Salinidad de los Estados Unidos no se ajustan a la respuesta y efecto de los cultivos, es decir se ha observado que cultivos sensitivos a la salinidad, son afectados en suelos con una CE en el extracto de saturación de 2 a 4 mmhos/cm.

Por lo que recientemente (1973) el Comité de Terminología de la Sociedad Agronómica Americana bajó los límites entre salino y no salino a 2mmhos/cm a 25°c en el extracto de saturación. Por otra parte basados en la determinación de el sodio intercambiable en relación con las complicaciones y posibles errores en la determinación de la C I C y en la-

buena relación que existe entre el sodio intercambiable - del suelo (SI) y la relación de absorción de sodio (RAS) - del extracto de saturación y el bajo costo de la determinación propusieron usar la RAS con los mismos valores. La nueva clasificación, se sintetiza en el siguiente cuadro.

RAS 15	Suelo Sódico PH 8.5 - 10	Suelo salino - Sódico PH rara vez 8. 5
	Suelo no salino no sódico PH 6.5 - 8.4	Suelo salino PH 8.5

2
CE mmhos/cm a 25°C

Los parámetros o determinaciones químicas que se deben considerar en un análisis de suelo o agua con fines de salinidad, fueron mencionados en párrafos anteriores; una de las determinaciones mas importantes es la capacidad de intercambio cationico (CIC), debido a que juega un papel muy importante en el comportamiento químico y físico de los suelos afectados con sales, es de importancia en la relación de sodio y calcio más magnesio ya que permite conocer la capacidad con que están absorbidas en forma selectiva estas cationes en el suelo, que a su vez es importante para predecir los cambios en las cantidades de estos cationes durante los procesos de recuperación de los suelos o uso de aguas de riego de una calidad química específica.

LA CIC está constituida de cargas electrostáticas negativas para las condiciones específicas del suelo; estas cargas están neutralizadas por cationes intercambiables, en virtud de que pueden ser remplazados por cationes de la solución del suelo hasta alcanzar el equilibrio dinámico. La cantidad de cargas negativas neutralizadas se miden en miliequivalentes por 100 gr de suelo. Por otra parte la CIC, está íntimamente relacionada con la textura, contenido de materia orgánica y con la cantidad y composición mineralógica de las arcillas.

Otro aspecto importante en los suelos afectados con sales es el "muestreo" el cual debe efectuarse con una metodología específica en función del tipo y objetivos del estudio por realizar; en el cual se debe incluir la frecuencia del muestreo, tamaño de la muestra, precisión en las determinaciones, etc. sin embargo, todo lo anterior está sujeto a los recursos humanos, materiales y económicos disponibles.

Por otra parte considerando que el suelo es un sistema completamente dinámico, independientemente del tipo de muestreo que se realice, las muestras deben tomarse y los análisis realizarse en el menor tiempo posible.

III.4.1 RECUPERACION DE SUELOS AFECTADOS CON SALES.

Una vez que se han identificado y solucionado las causas u origen de los problemas de ensalitramiento, es necesario combatir, solucionar y/o mejorar los efectos que dejaron las sales en el suelo. Para lo cual es necesario recolectar algunas informaciones y determinar algunos parámetros químicos y físicos que caractericen y clasifiquen el problema, los cuales se mencionaron en párrafos anteriores. Una vez hecho esto se seleccionan los métodos de recuperación.

Una información indispensable que se debe coleccionar antes de iniciar cualquier método de recuperación es: el volumen de agua disponible (presas, drenes, subterráneos, etc.) y si las sales que se van a desalojar o eliminar tienen salida.

Los métodos de recuperación más comunes incluyen métodos físicos, biológicos y químicos; el objetivo básico de estos métodos es el de mejorar la permeabilidad del suelo e incrementar el intercambio de calcio por sodio en el sistema de intercambio.

1) METODOS FISICOS.

Consisten en dar uno o varios tratamientos mecánicos al suelo que son: barbecho profundo, aplicación de arena, etc. con objeto de romper capas duras ya sea de piso de arado o carbonatos (caliche) y mezclar o invertir horizontes.

2) METODOS BIOLÓGICOS

Consisten en el uso de cultivos tolerantes a las sales - o incorporación de materia orgánica (residuos de cosecha, estiércoles, abonos verdes, etc.) los cuales durante su descomposición los microorganismos encargados, liberan una serie de compuestos orgánicos que favorecen la formación de agregados que mejoran la permeabilidad del suelo.

Los suelos salinos pueden convertirse en suelos normales o no salinos, no sódicos mediante el lavado del exceso de sales de la zona radicular, en donde los métodos físicos y biológicos auxilian a su recuperación.

3) METODOS QUÍMICOS.

El empleo de estos métodos está encaminado principalmente a suelos sódicos o suelos salino - sódicos, el cual consiste en agregar sustancias al suelo para solubilizar el calcio presente o bien agregarlo en forma directa. Son varios los productos que se usan como mejoradores, - cuya selección en general está en función de la velocidad de recuperación deseada y de la disponibilidad económica; los mas comunes son: yeso ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$), cloruro de calcio (CaCl_2) y los productos de reacción ácida o formadores de ácido como son: azufre (S), ácido sulfúrico - (H_2SO_4), polisulfuro de calcio (CaS_5).

Para seleccionar el mejorador, debemos de considerar si el suelo contiene o no calcio, si el análisis resulta afirmativo podemos seleccionar un mejorador formador de ácido y si resulta negativo se debe seleccionar un mejorador que aporte en forma directa calcio y no utilizar uno de reacción ácida.

En la selección del mejorador también hay que considerar la velocidad de reacción, la cual está en función de la pureza del producto, solubilidad, estado físico en que se encuentre, del PH del suelo, etc.

La cantidad de mejorador por aplicar está en función de la CIO del suelo, contenido de carbonatos y bicarbonatos solubles, pureza del material, estado físico, volumen y

calidad del agua disponible, profundidad del suelo que se -
desea mejorar.

La cantidad de mejorador se calcula con la siguiente fórmula:

$$N.M. = \left(\frac{PSI_i - PSI_f}{100} \right) \times CIC$$

N.M. = Necesidad de mejorador expresado en meq/100gr
de suelo.

PSI_i = Porcentaje de sodio intercambiable inicial.

PSI_f = Porcentaje de sodio intercambiable final
al que se desea dejar el suelo.

CIC = Capacidad de intercambio catiónico.

A continuación se expone un ejemplo:

Se tiene un suelo sódico cuyo análisis indicó un
PSI = 40, una CIC = 25 meq/100 gr
de suelo y si desea bajar el PSI a 8

Datos:

PSI _i = 40	CIC = 25 meq/100gr de suelo
PSI _f = 8	N.M. = $\left(\frac{40 - 8}{100} \right) \times 25 = 8 \text{ meq/100gr de suelo.}$

Para expresarlo en necesidades por hectárea, es necesario --
conocer la densidad aparente del suelo y la profundidad que
se desea recuperar.

Suponiendo que el mismo suelo sódico tiene una densidad aparen-
te de 1,300 Kg/m³ (1.3 gr/cm³) y se desea recuperar una --
profundidad de 45 cms.

El volumen total de suelo será:
10,000 m²/ha x 0.45 m = 4500 m³/ha

El peso total de la hectárea de suelo será:
4500 m³/ha x 1,300 Kg/m³ = 5,850,000 Kg/ha.

La necesidad del mejorador por hectárea será:

Si en 100 gr de suelo hay 8 meq; en un kilogramo hay 80, y en
una hectárea a 45 cm de profundidad habrá:

1 Kg de suelo _____ 80 meq

5'850,000 Kg de suelo _____ x

$$X = \frac{5'850,000 \times 80}{1} = 468'000,000 \text{ meq/ha}$$

Corresponde a la cantidad de mejorador requerida en - - - miliequivalentes y que puede ser satisfecha con cualquier - mejorador.

En el siguiente cuadro se presenta la cantidad de miliequi- valentes que existen en una tonelada de mejorador al 100% - de pureza.

Mejorador	Miliequivalente por tonelada
Yeso	11.63 x 10 ⁶
Cloruro de calcio	18.00 x 10 ⁶
Polisulfuro de calcio	17.40 x 10 ⁶
Azufre	62.50 x 10 ⁶
Acido sulfúrico	20.40 x 10 ⁶

Obsérvese que cada mejorador produce diferente cantidad de - miliequivalente, es decir que al comprar una tonelada de dos mejoradores, se adquieren diferentes cantidades de miliequi- valentes. Por lo que la compra deberá hacerse en base al equivalente químico, más que por lo que cueste la tonelada - del mejorador.

Suponiendo que el suelo del ejemplo no contiene calcio, se -- seleccionó aplicar yeso, por lo que la cantidad necesaria se calcula de la siguiente forma:

El yeso produce 11.63 x 10⁶ meq/ton.

$$1 \text{ ton yeso} \quad \underline{\quad} \quad 11.63 \times 10^6 \text{ meq/ton}$$

$$X \quad \underline{\quad} \quad 468 \times 10^6 \text{ meq/ha}$$

$$X = \frac{468 \times 10^6 \times 1}{11.63 \times 10^6} = 40.24 \text{ ton/ha de yeso al 100\% de pureza}$$

considerando que el yeso comercial tenga un 75% de pureza, la cantidad necesaria será:

$$C.N.M = \frac{NMH}{\text{meq/ton} \times PM} = \frac{468 \times 10^6}{11.63 \times 10^6 \times 0.75} = 53.65$$

C.N.M = 53.65 ton/ha de yeso comercial al 75% de pureza.

La pregunta siguiente es cuánto nos cuesta; suponiendo un costo de \$ 670.00 por tonelada de yeso comercial.

$$53.65 \text{ ton de yeso} \times \$ 670.00 = \$ 35,945.50/\text{ha}$$

Lo anterior se puede valorar mediante otra fórmula que da el costo directo.

$$CMH = \frac{NMH \times PTM}{\text{meq/ton} \times PM}$$

donde:

CMH = Costo del mejorador por hectárea en pesos

NMH = Necesidades del mejorador por hectárea
(meq/ha)

PTM = Precio por tonelada del mejorador

PM = pureza del mejorador.
Sustituyendo:

$$CMH = \frac{468 \times 10^6 \times \$ 670.00}{11.63 \times 10^6 \times 0.75} = \$ 35,948.41/\text{ha}$$

En la forma de aplicación del mejorador, se debe considerar: fineza del material, preparación del terreno, distribución e incorporación del producto, topografía del terreno, método de riego, agua disponible, etc.

Una vez aplicado el mejorador considerando los aspectos anteriores, es necesario calcular el volumen de agua necesario para solubilizar el mejorador y haga su efecto en el suelo.

Supóngase que el análisis del yeso comercial al 75% de pureza en el laboratorio, dio una solubilidad de 28 meq/litro a 22°C (2.2.gr/e), el volumen de agua será:

$$VAN = \frac{NMH}{SM}$$

Donde:

VAN = Volúmen de agua necesario

NMH = Necesidad del mejorador por hectárea (meq/ha)

SM = Solubilidad del mejorador (meq/l)

$$VAN = \frac{468 \times 10^6 \text{ meq/ha}}{28 \text{ meq/l}} = 16.71 \times 10^6 \text{ lts/ha} = 16.71 \times 10^3 \text{ m}^3/\text{ha}$$

$$VAN = 16.71 \times 10^3 \text{ m}^3 / 10,000 \text{ m}^2 = 1.67 \text{ m} = 167 \text{ cms.}$$

o sea que para disolver el mejorador será necesaria una lámina de 167 cm.

La recuperación de suelos salinos, se efectúa únicamente mediante la aplicación de agua y cuyo volúmen se calcula considerando la cantidad de sales que se desean desplazar en una profundidad de suelo determinada, y para que el lavado sea efectivo se necesita que el agua tenga salida (drenaje) para eliminar las sales.

Existen varias formulas empíricas para calcular las láminas de lavado, pero la que mejor describe el fenómeno es:

$$L = 9.0 (P)^{0.75} \left(\frac{70 - CER}{C_{Ei} CER} \right)^{0.3} \log \frac{C_{Ei}}{C_{Ef}}$$

Donde:

L= Lámina de lavado en cm

P= Profundidad del suelo por lavar

CER= Conductividad eléctrica del agua del lavado en mmhos/cm a 25°C

CEi= CE inicial del extracto de saturación en mmhos/cm a 25°C

CEf= CE final del suelo o permisible al cultivo por establecer, en mmhos/cm a 25°C

Se debe tener cuidado al usar esta fórmula en lo siguiente:

El valor de CEF que no sea menor de CER por que aunque se obtenga un valor de lámina, el resultado es ilógico; si el valor de CEI es igual a CER no habrá lavado y la lámina tomará un valor infinito.

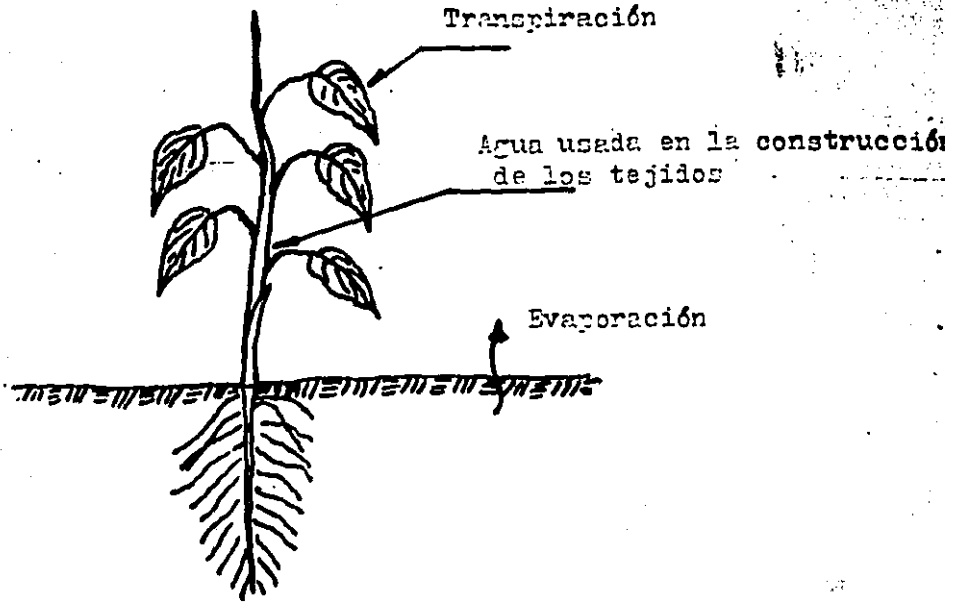
III.5 USO CONSUNTIVO.

El riego se practica primordialmente para corregir las deficiencias en la distribución y cantidad de la precipitación natural del clima de un área determinada. Dado que la necesidad de riego depende del clima, es natural que la respuesta a muchos problemas derivados con el planteamiento del riego debe ser encontrada a través de un estudio de los datos climatológicos, teniendo en cuenta que, el empleo de estos datos en relación con el riego, requiere de la aceptación de ciertos conceptos fundamentales en conexión con la entrada y pérdida de humedad por el suelo.

Por otra parte, puesto que diferentes cultivos desarrollan su sistema radicular a diferentes profundidades, es obvio que la cantidad total de humedad disponible del suelo para un cultivo, dependerá además de la profundidad efectiva del sistema radicular, del tipo de suelo que limita el espesor e influye en las características de retención del agua del mismo.

Desde hace varios años que se introdujo en la terminología el concepto de "uso consuntivo" del agua, de empleo general e indispensable utilización. Al definirlo, se da a entender como " la cantidad de agua absorbida por un cultivo durante su ciclo vegetativo para ser transpirada o empleada por las plantas en la construcción de los tejidos vegetales, más el agua evaporada desde el suelo donde se localiza el mismo".

De lo anterior se deduce que, el uso consuntivo del agua es igual a la evapotranspiración, ya que el agua utilizada por las plantas en la formación de sus tejidos no excede al 1% del total del agua empleada. Suponiendo que la evapotranspiración es la pérdida de agua en estado de vapor de un suelo cultivado hacia la atmósfera.



Uso del agua por la planta = Agua usada en la construcción de tejidos + transpiración + evaporación.

Evapotranspiración	{ Transpiración + Evaporación }	99% del consumo de agua
		+
	{ Agua usada por la planta en la construcción de sus tejidos }	1% del consumo de agua.

De lo anterior se desprende que;
U.C. = Evapotranspiración

Esta pérdida de agua incluye la vaporización desde las - capas superiores del suelo (evaporación) y la vaporiza- ción del agua tomada del suelo por las plantas (transpi- ración).

Para la vaporización de la precipitación interceptada -- (ó agua de aspersión) y rocío de las superficies de las- plantas, el término evaporación también se aplica, así - como para la vaporización del agua de superficies libres- acuosas.

Al hablar de uso consuntivo del agua se refiere a "la -- cantidad de agua consumida sin posible recuperación, pa- ra que las plantas cultivadas se desarrollen completamen- te y maduren su cosecha; agua empleada por las mismas -- para transpirarla ó acumularla en sus tejidos en diversas combinaciones, suspensiones o soluciones; o el agua que - es evaporada a la atmósfera directamente desde el suelo y que no puede conservarse o recuperarse", así el uso con- suntivo del agua para un período de tiempo considerado, - será la cantidad promedio empleada por un cultivo entre - riegos normales.

La variabilidad del uso consuntivo del agua depende de -- diversos factores, en su mayoría determinantes del desa- rrollo vegetativo de las plantas y del consumo del agua;- ellos son:

suelo.- (Estructura, textura, fertilidad, salinidad, capacidad de retención del agua, profundidad, nivel freático, etc.)

Cultivo.- (Especie, variedad, ciclo vegetativo, fase de desarrollo, fisiología intrínseca, etc.)

agua.- (Disponibilidad, prácticas de riego, eficiencia de aplicación de riego, etc.)

Clima.- (Temperatura, fotoperíodo, calor aprovechable, precipitación, vientos, nubosidad, etc.)

Los factores anteriormente enumerados, tienen influencia los unos sobre los otros y nunca actúan independientemente.

Diversos factores operan solos o en combinación, para -- -- -- influenciar las cantidades de agua consumidas por las plantas. Sus efectos no son necesariamente constantes, pero pueden diferir con la localidad y fluctuar de año en año. Algunos involucran el factor humano, otros están relacionados con las influencias naturales del medio ambiente y las características de crecimiento de las plantas.

De las influencias naturales las más importantes son: el -- clima, la provisión de agua, los suelos y la topografía. Los factores climáticos que afectan en especial el uso consuntivo del agua son: la precipitación, la temperatura, la radiación solar, la humedad, el movimiento del viento, duración de la etapa de crecimiento, latitud y luz solar.

Precipitación.- La cantidad e intensidad de la precipitación puede tener algún efecto sobre la cantidad del agua consumida empleada durante cualquier verano. Bajo ciertas condiciones, la precipitación puede presentarse como una serie de lloviznas ligeras y frecuentes durante la época calurosa del verano, que pueden agregar poco o nada a la humedad del suelo para uso por las plantas a través de la transpiración, pero que si disminuye la extracción de la humedad almacenada. Tal precipitación puede "perdersse" principalmente por evaporación directamente de la superficie del follaje de la planta y del suelo.

Parte de la precipitación de los aguaceros fuertes puede -- "perdersse" por escurrimiento superficial y otra parte penetra al suelo y está disponible para la transpiración de la planta. Tal condición reduce la cantidad necesaria del agua de riego. Se pueden emplear diferentes métodos para estimar la lluvia efectiva en diferentes condiciones de clima, suelo y cultivo.

Temperatura.- El promedio del uso consuntivo del agua por -- los cultivos en cualquier localidad es probablemente afectado mucho más por la temperatura que por cualquier otro factor, ya que, para lapsos largos es una buena medida de la radiación solar. Temperaturas bajas muy elevadas pueden producir dormancia. El uso consuntivo del agua puede -- -- variar grandemente aún en años de iguales temperaturas acumuladas debido a las desviaciones de la distribución normal estacional. La transpiración no está influenciada exclusivamente por la temperatura sino también por el área foliar y las necesidades fisiológicas de la planta, las que están relacionadas a la etapa de madurez.

Humedad.- La evaporación y la transpiración aumentan en días de baja humedad y disminuye durante períodos de humedad alta por la variación en tensiones.

Movimiento del viento.- La evaporación del agua de las superficies del suelo y de la planta se efectúa más rápidamente cuando hay aire en movimiento que cuando se presentan condiciones bajo aire en calma. Vientos cálidos secos y otras condiciones inusitadas del aire durante el período de crecimiento incrementan la cantidad de agua consumida. Sin embargo, hay un límite en el cual la cantidad de agua que puede perderse en la evapotranspiración, puesto que, tan pronto como seca la superficie del suelo, la evaporación se detiene prácticamente y la transpiración es restringida por la capacidad de la vegetación para extraer y conducir la humedad del suelo a través de sus tejidos.

Etapas de desarrollo.- La etapa de desarrollo que está muy relacionada a la temperatura, ejerce un mayor efecto sobre el uso por etapas del agua por las plantas, debido a que la mayoría de los cultivos se sembraron cuando las heladas fuertes han pasado, los períodos libres de heladas pueden usarse como una guía para calcular el uso consuntivo del agua; las fechas actuales de siembra y cosecha de cultivos y las fechas promedio anuales del primero y último riego son importantes en la determinación de los requerimientos de riego por los cultivos.

Latitud y luminosidad.- La latitud tiene influencia considerable en la cantidad del uso consuntivo del agua de diversas plantas.

Debido al movimiento de la tierra y a la inclinación del eje de la misma, las horas del día durante el verano son mayores en las latitudes boreales que en el Ecuador. Dado que el Sol es la fuente de toda la energía empleada en el desarrollo de los cultivos y en la evaporación del agua, esta duración mayor del día permite a las plantas el continuar transpirando por un período mayor durante cada día lo que produce un efecto similar a la prolongación del período de crecimiento.

Fuente de agua de riego disponible.- Todos los factores climáticos antes mencionados influyen en la cantidad de agua que potencialmente puede consumirse en un área dada. Sin embargo hay otros factores que también provocan diferencias importantes en las cantidades del uso consuntivo del agua, ya que, cuando no hay agua disponible de alguna fuente (lluvia, agua en el terreno natural o riegos no puede haber uso consuntivo, así en las áreas áridas y semiáridas en donde se practica el riego en gran escala, tanto la cantidad como la distribución por etapas de la provisión de agua disponible afectará el uso consuntivo.

Calidad del agua.- Este factor puede tener un efecto apreciable en el uso consuntivo del agua por la vegetación. El que las plantas transpiren más o menos cuando el agua es muy salina está sujeto a discusión, sin embargo, si es necesaria la aplicación de agua salina adicional a las tierras bajo riego para arrastrar las sales a través del suelo, se tendrá mas evaporación en la superficie del suelo.

Fertilidad del suelo.- Si un suelo, se hace más fértil por la aplicación de fertilizantes o por otros métodos, deben esperarse incrementos en los rendimientos de los cultivos acompañados de un pequeño incremento en el consumo de agua. Sin embargo un aumento en la fertilidad del suelo provoca una disminución en la cantidad de agua consumida por unidad de rendimiento de cosecha.

Plagas y enfermedades.- Donde las plagas y las enfermedades afectan el crecimiento natural de la vegetación es razonable suponer que la transpiración disminuirá de igual manera. Es sabido que año con año se presentan daños en los cultivos por plagas y enfermedades. Ordinariamente las pérdidas pueden no variar grandemente año con año pero el uso consuntivo sí puede reducirse materialmente en aquellos años cuando las pérdidas son inusualmente severas.

Condiciones del lugar.- Es sabido que el uso consuntivo del agua varía en las regiones áridas con respecto a las regiones húmedas. Se ha estimado que el uso consuntivo del agua es muy alto para cultivos situados en tierras bajo riego adyacentes a los desiertos o áreas barbechadas. Esto se debe al calor extra que es transportado lateralmente por el movimiento del aire sobre los terrenos bajo riego. Por otra parte, los cultivos bajo riego que crecen

en terrenos donde los vientos predominantes provienen de áreas húmedas o pantanosas pueden tener un uso consuntivo-relativamente bajo.

Varios investigadores han estudiado la medida en que la temperatura, humedad, velocidad del viento, presión de vapor y la radiación solar influyen sobre la evapotranspiración.

Van Bavel, ref. 5, concluyó que la intensidad de la transpiración era constante hasta un valor limitante del contenido de agua del suelo, determinado por la profundidad del mismo; pero no acepta que el porcentaje de marchitez permanente se produzca al límite inferior de la humedad aprovechable.

Penman, ref. 5, concluye, que la cantidad de agua utilizada es una característica de la planta y no del suelo, puesto que la cantidad de agua fácilmente aprovechable está limitada no por la profundidad del suelo, sino por la longitud de penetración del sistema radicular del cultivo.

Thornthwaite y Mather, ref. 5, consideraron que la transpiración es una función continua y decreciente de la reducción del contenido de humedad.

Ahora bien, dentro del contenido de humedad del suelo, la cantidad de agua de lluvia y de riego son fácilmente determinadas, no así la evaporación y la transpiración que son difíciles de cuantificar, ya sea por un método técnico de cálculo o por un sistema instrumental de medición directa.

Thornthwaite propuso el término de "evapotranspiración potencial" en el que, el monto total diario combinado de la evaporación y la transpiración de un área dada, es independiente del cultivo y es determinada solamente por ciertos factores meteorológicos, considerando que el cultivo está desarrollándose, cubriendo totalmente el terreno y que tiene una provisión adecuada de humedad.

Bajo condiciones de campo, el calor disponible para convertir el agua en vapor, proviene de la radiación solar directa, de la radiación de la atmósfera y de la que es llevada al aire circundante al cultivo por el flujo turbulento, requiriéndose cerca de 590 calorías por gramo de agua, sin considerar si el agua proviene del suelo, células vegetales o gotas sobre la planta.

Ya que la cantidad de calor de estas fuentes es limitada, - hay un monto máximo de conversión del agua o vapor bien definido que puede efectuarse bajo un número de condiciones - metereológicas dadas, de ahí el término de "potencial"

De esta manera se puede definir a la evapotranspiración - - potencial como "la cantidad de agua transpirada en la uni-- dad de tiempo por un cultivo de poca altura, que cubra to-- talmente el terreno de altura uniforme y que el contenido - de humedad del suelo se encuentre cercano a la máxima reten-- ción de agua". Despreciando los aspectos climatológicos de-- este concepto para el tiempo presente y enfocando la aten-- ción a su uso diario, se tiene que la variación real de --- evapotranspiración será estimada únicamente si se encuentran presentes todas las condiciones de la definición.

La evaporación potencial, definida como "la máxima evapora-- ción posible en las condiciones existentes", puede medirse-- con un buen grado de precisión con tanques evaporómetros o-- evaporímetros o puede también calcularse con base en datos - metereológicos.

Existen diversos sistemas para determinar la cuantía del -- agua consumida por las plantas cultivables y la vegetación-- natural. Independientemente de la metodología empleada-- se presentan numerosos problemas, desde el tipo de agua a - usar, climatología del lugar, cultivo a desarrollar, hasta-- sistemas y aparatos a emplear en el cálculo. A continua-- ción se mencionan los métodos tanto directos como indirec-- tos para determinar el uso consuntivo, para después descri-- bir aquellos que son de mayor utilidad dada su veracidad, - así como por las ventajas que presentan en lo que a recopi-- lación de información se refiera.

III.5.1 METODOS PARA DETERMINAR EL USO CONSUNTIVO.

III.5.1.1 METODOS DIRECTOS.

- 1.- Del lisímetro
- 2.- De integración
- 3.- De entradas y consumos de agua
- 4.- Aerodinámico.
- 5.- De Dalton
- 6.- De balance de energía
- 7.- Combinados.

La determinación del uso consuntivo mediante estos métodos es muy difícil, costosa y tardada por lo que no se describirán sino aquellos que son de mayor utilidad por la S.A.R.H., y que corresponden a los métodos indirectos.

III.5.1.2 METODOS INDIRECTOS.

- 1.- De Thornthwaite
- 2.- De Penman
- 3.- De Blaney y Griddle
- 4.- De Crassi - Christiansen
- 5.- Racional
- 6.- De Lowry y Johnson
- 7.- De Turc

Este tipo de métodos están basados en la radiación temperatura promedio, aproximación simple de Dalton (el producto - déficit de saturación - viento), tanques de agua, evaporómetros y se pueden agrupar en cuatro clases:

- 10.- Los que dependen principalmente de la relación entre evapotranspiración y la radiación.
- 20.- Los métodos de temperatura
- 30.- los métodos de humedad
- 40.- Los evaporómetros.

A continuación se describen algunos de los métodos antes enumerados.

1.- METODO DE THORNTHWAITE.

C. W. Thornthwaite (1948) buscando una expresión simple que empleara datos climatológicos accesibles, desarrolló una fórmula basada en la latitud y la temperatura, demostrando técnicamente que esta última constituye un buen índice de la energía en un lugar específico.

$$E = 1.6 \left(\frac{10T}{Y} \right)^2$$

En donde:

E = Evapotranspiración potencial no ajustada en cms.

T = Temperatura media mensual en °C

a = Constante que depende del lugar y que es función del índice de eficiencia - anual de temperatura (I), cuyo valor es:

$$a = 0.000000675 I^3 - 0.0000771 I^2 + 0.01792I + 0.49239$$

o bien mediante la siguiente aproximación, ref. 6.

$$a = \frac{1.6}{100} I + 0.5$$

I = Índice anual de calor (ó temperatura). Es la suma de los índices de las eficiencias mensuales de temperatura (i)

$$I = \sum_{i=1}^{12} i ; \quad i = \left(\frac{I}{5}\right)^{1.514}$$

La evapotranspiración potencial no ajustada se corrige por la duración real del día en horas y los días del mes, para obtener la evapotranspiración potencial ajustada. De esta manera, Thornthwaite expresó la evapotranspiración potencial como una función exponencial de la temperatura media mensual del aire y aplica el ajuste para la duración del día para corregir la relación por estación y latitud. Justifica la omisión de otros elementos meteorológicos al recalcar el hecho de que estos elementos se conjugan con la temperatura del aire.

Este método proporciona resultados aceptables en zonas húmedas con vegetación abundante, aumentando los errores en las zonas semiáridas ó áridas. Dada la localización del sitio donde se formuló la expresión clima templado continental y que ésta expresa la evapotranspiración potencial, no se toman en cuenta ni el tipo de cultivo ni el suelo.

De sus experiencias, Thornthwaite concluye que la evapotranspiración acumulada indica un lapso de vida de los vegetales - al necesitar un cultivo cualquiera una determinada cantidad - de agua para alcanzar la madurez, y que esta se acelera al - presentarse una evapotranspiración también acelerada. De- bidamente corregidos, estos métodos se han empleado en cálcu- lo de la evapotranspiración potencial promedio, las deficien- cias y excesos de grandes extensiones.

Las fallas que se pueden considerar en este método son las -- siguientes:

- 1o.- La temperatura no es buena indicadora de la energía - - disponible para la evapotranspiración.
- 2o.- La temperatura del aire respecto a la temperatura de -- radiación puede ser diferente.
- 3o.- La evapotranspiración puede cesar cuando la temperatura media desciende de cero grados centígrados, lo que no - es cierto.
- 4o.- El viento puede ser un factor importante en algunas - -- áreas, requiriéndose en ocasiones para ello, un factor - de corrección (Makkink), ref. 5 .
- 5o.- La fórmula no toma en cuenta el efecto de calentamiento- o enfriamiento de la temperatura del aire por advección.

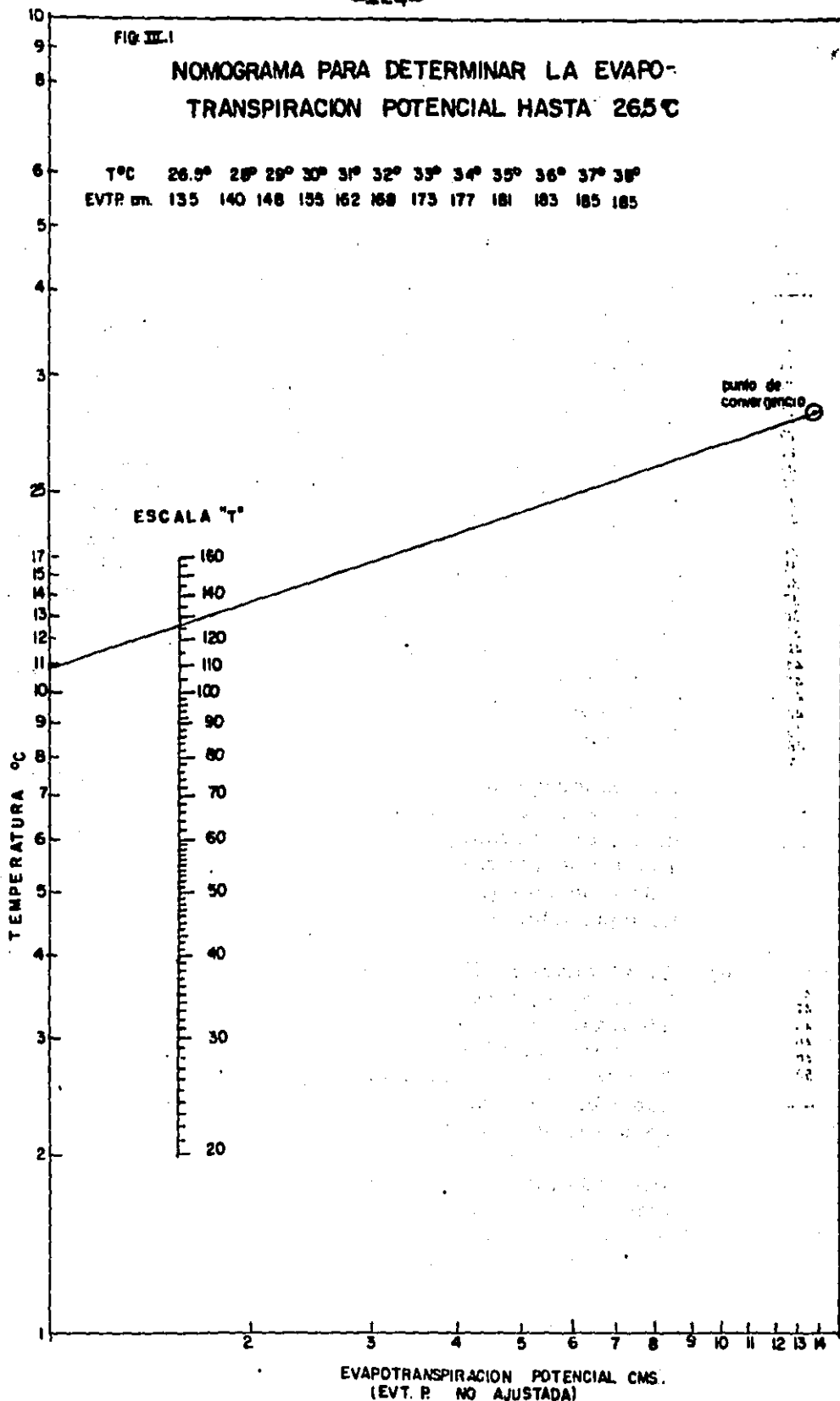
Para determinar la evapotranspiración potencial, deben estar- disponibles los valores mensuales medios de la temperatura y debe conocerse la latitud del nomograma y cuadros anexos.

El procedimiento para el desarrollo de este método es:

- a) Tabúlese la temperatura media mensual conocida (t)
- b) Con la ayuda de la tabla III.1, establezcase y después tabúlese el índice mensual (i)

$$i = (t/5)^{1.514}$$

- c) Obténgase el índice de calor (I) apropiado, sumando los 12 valores mensuales "i"
- d) Determinense los valores no ajustados de la evapotranspiración potencial en el nomograma de la figura III.1 - (dado que existe una relación lineal entre el logaritmo de la temperatura y el logaritmo de la evapotranspiración potencial no ajustada, las líneas rectas en el nomograma indican la relación. Las líneas "I" de todos los climas pasan a través del punto de convergencia a $t = 26.5^{\circ}\text{C}$ y evapotranspiración potencial de 13.5 cm. la pendiente de la línea es determinada por el índice de calor $I = 120.301$ y la línea trazada en el nomograma entre el punto de convergencia y el índice de calor "I" sobre la "escala I" representando la relación entre la temperatura y la evapotranspiración potencial no ajustada en esa localidad. Sabiendo que el índice (I) de la estación, una regla de borde recto (de preferencia una regla transparente) se coloca en la posición apropiada sobre el nomograma y se lee la evapotranspiración potencial no ajustada correspondiente a la temperatura dada del mes.
- El nomograma se emplea únicamente cuando la temperatura es de 26.5°C o menos. El cuadro en la fig. III.1, da la evapotranspiración potencial correspondiente a las temperaturas mayores. Obténgase 12 valores y tabúlese uno para cada mes. Estos son los valores no ajustados para meses de 30 días y 12 horas cada uno.
- e) En el cuadro III.1 encuentrese y después tabúlese el valor de ajuste de la evapotranspiración potencial no ajustada, para la duración posible del fotoperíodo de acuerdo con el mes y la latitud de la estación. Los factores de corrección para latitudes de 50°N ó 50°S deberán emplearse para todas las estaciones muy al norte o muy al sur respectivamente.
- f) Multiplíquense los valores no ajustados de la evapotranspiración potencial por los factores de corrección apropiados para obtener la evapotranspiración potencial ajustada en centímetros y tabúlese.



CUADRO III.I

-Duración promedio posible del fotoperíodo en los hemisferios norte y sur expresado en unidades de 30 días de 12 horas cada uno.

LAT. N.	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
0	1.04	.94	1.04	1.01	1.04	1.01	1.04	1.04	1.04	1.04	1.11	1.04
5	1.02	.93	1.03	1.02	1.06	1.03	1.06	1.05	1.01	1.03	.99	1.02
10	1.00	.91	1.03	1.03	1.08	1.06	1.08	1.07	1.02	1.02	.98	.99
15	.97	.91	1.03	1.04	1.11	1.08	1.12	1.08	1.02	1.01	.95	.97
20	.95	.90	1.03	1.05	1.13	1.11	1.14	1.11	1.02	1.00	.93	.94
25	.93	.89	1.03	1.06	1.15	1.14	1.17	1.12	1.02	.99	.91	.91
26	.92	.88	1.03	1.06	1.15	1.15	1.17	1.12	1.02	.99	.91	.91
27	.92	.88	1.03	1.07	1.16	1.15	1.18	1.13	1.02	.99	.91	.91
28	.91	.88	1.03	1.07	1.16	1.16	1.18	1.13	1.02	.98	.90	.90
29	.91	.87	1.03	1.07	1.17	1.16	1.19	1.13	1.03	.98	.90	.89
30	.90	.87	1.03	1.08	1.18	1.17	1.20	1.14	1.03	.98	.89	.88
31	.90	.87	1.03	1.08	1.18	1.18	1.20	1.14	1.03	.98	.89	.88
32	.89	.86	1.03	1.08	1.19	1.19	1.21	1.15	1.03	.98	.89	.87
33	.88	.86	1.03	1.09	1.19	1.20	1.22	1.15	1.03	.97	.88	.86
34	.88	.85	1.03	1.09	1.20	1.20	1.22	1.16	1.03	.97	.87	.86
35	.87	.85	1.03	1.09	1.21	1.21	1.23	1.16	1.03	.97	.86	.85
36	.87	.85	1.03	1.10	1.21	1.22	1.24	1.16	1.03	.97	.86	.84
37	.86	.84	1.03	1.10	1.22	1.23	1.25	1.17	1.03	.97	.85	.83
38	.85	.84	1.03	1.10	1.23	1.24	1.25	1.17	1.04	.96	.84	.83
39	.85	.84	1.03	1.11	1.23	1.24	1.26	1.18	1.04	.96	.84	.82
40	.84	.83	1.03	1.11	1.24	1.25	1.27	1.18	1.04	.96	.83	.81
41	.83	.83	1.03	1.11	1.25	1.26	1.27	1.19	1.04	.96	.82	.80
42	.82	.83	1.03	1.12	1.26	1.27	1.28	1.19	1.04	.95	.82	.79
43	.81	.82	1.02	1.12	1.26	1.28	1.29	1.20	1.04	.95	.81	.77
44	.81	.82	1.02	1.13	1.27	1.29	1.30	1.20	1.04	.95	.80	.76
45	.80	.81	1.02	1.13	1.28	1.29	1.31	1.21	1.04	.94	.79	.75
46	.79	.81	1.02	1.13	1.29	1.31	1.32	1.22	1.04	.94	.79	.74
47	.77	.80	1.02	1.14	1.30	1.32	1.33	1.22	1.04	.93	.78	.73
48	.76	.80	1.02	1.14	1.31	1.33	1.34	1.23	1.05	.93	.77	.72
49	.75	.79	1.02	1.14	1.32	1.34	1.35	1.24	1.05	.93	.76	.71
50	.74	.78	1.02	1.15	1.33	1.36	1.37	1.25	1.06	.92	.76	.70

LAT. S.	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
5	1.06	.95	1.04	1.00	1.02	.99	1.02	1.03	1.00	1.05	1.03	1.06
10	1.08	.97	1.05	.99	1.01	.96	1.00	1.01	1.00	1.06	1.05	1.10
15	1.12	.98	1.05	.98	.98	.94	.97	1.00	1.00	1.07	1.07	1.12
20	1.16	1.00	1.05	.97	.98	.91	.95	.99	1.00	1.08	1.09	1.15
25	1.17	1.01	1.05	.96	.94	.88	.93	.98	1.00	1.09	1.11	1.18
30	1.20	1.03	1.06	.95	.92	.85	.90	.96	1.00	1.12	1.14	1.21
35	1.23	1.04	1.06	.94	.89	.82	.87	.94	1.00	1.13	1.17	1.25
40	1.27	1.06	1.07	.93	.86	.78	.84	.92	1.00	1.15	1.20	1.29
42	1.28	1.07	1.07	.92	.85	.76	.82	.92	1.00	1.16	1.22	1.31
44	1.30	1.08	1.07	.92	.83	.74	.81	.91	.99	1.17	1.23	1.33
46	1.32	1.10	1.07	.91	.82	.72	.79	.90	.99	1.17	1.25	1.35
48	1.34	1.11	1.08	.90	.80	.70	.76	.89	.95	1.18	1.27	1.37
50	1.37	1.12	1.08	.89	.77	.67	.74	.88	.99	1.19	1.29	1.41

- g) Tabúlese la precipitación mensual de la estación en centímetros.
- h) Dibújese el diagrama Evapotranspiración potencial-lluvia con los valores de los pasos f y g

Para información de cálculo las gráficas deben si es posible, de ser promedio para períodos largos de observación. El ejemplo es típico para regiones con lluvias monzónicas.

Sin embargo, la evapotranspiración potencial es más grande que la calculada para el invierno, pero menor durante el período de monzón cuando la humedad relativa es más alta y los períodos de nublado son mayores.

Las correcciones para estos factores se muestran en la Fig. 111.2, en la cual la evapotranspiración potencial calculada y las gráficas de precipitación se presentan en un diagrama de evapotranspiración potencial - lluvia. Antes de exponer un ejemplo de la utilización de este método se mencionarán algunos aspectos que son de importancia y que son de utilidad en la aplicación de los métodos aquí expuestos.

1.- SUPERFICIE NETA REGABLE.

Es la superficie dominada total que, por gravedad o bombeo, puede regar un canal o cualquier lateral alimentado por éste. Se excluyen las superficies ocupadas por los derechos de vía para canales, drenaje y caminos, más las no utilizables para fines agrícolas por causas diferentes a los derechos de vía.

Superficie bajo cultivo (Sr). En un canal o lateral determinado, es la máxima superficie que se tiene bajo cultivo en la temporada crítica del ciclo agrícola, o sea, en aquella cuando ocurre la demanda máxima.

2.- SELECCION Y DISTRIBUCION DE CULTIVOS.

Para la selección y distribución de cultivos de la zona de riego, se hace con base en un estudio de factibilidad técnico-económica.

EL DIAGRAMA INDICA:

- (1).- Gran deficiencia de agua antes de la estación lluviosa.
- (2).- Considerable exceso de agua posteriormente.
- (3).- Estación de crecimiento total anual en el cual el monto de crecimiento de la mayoría de los cultivos es limitada durante el período máximo del uso del agua.

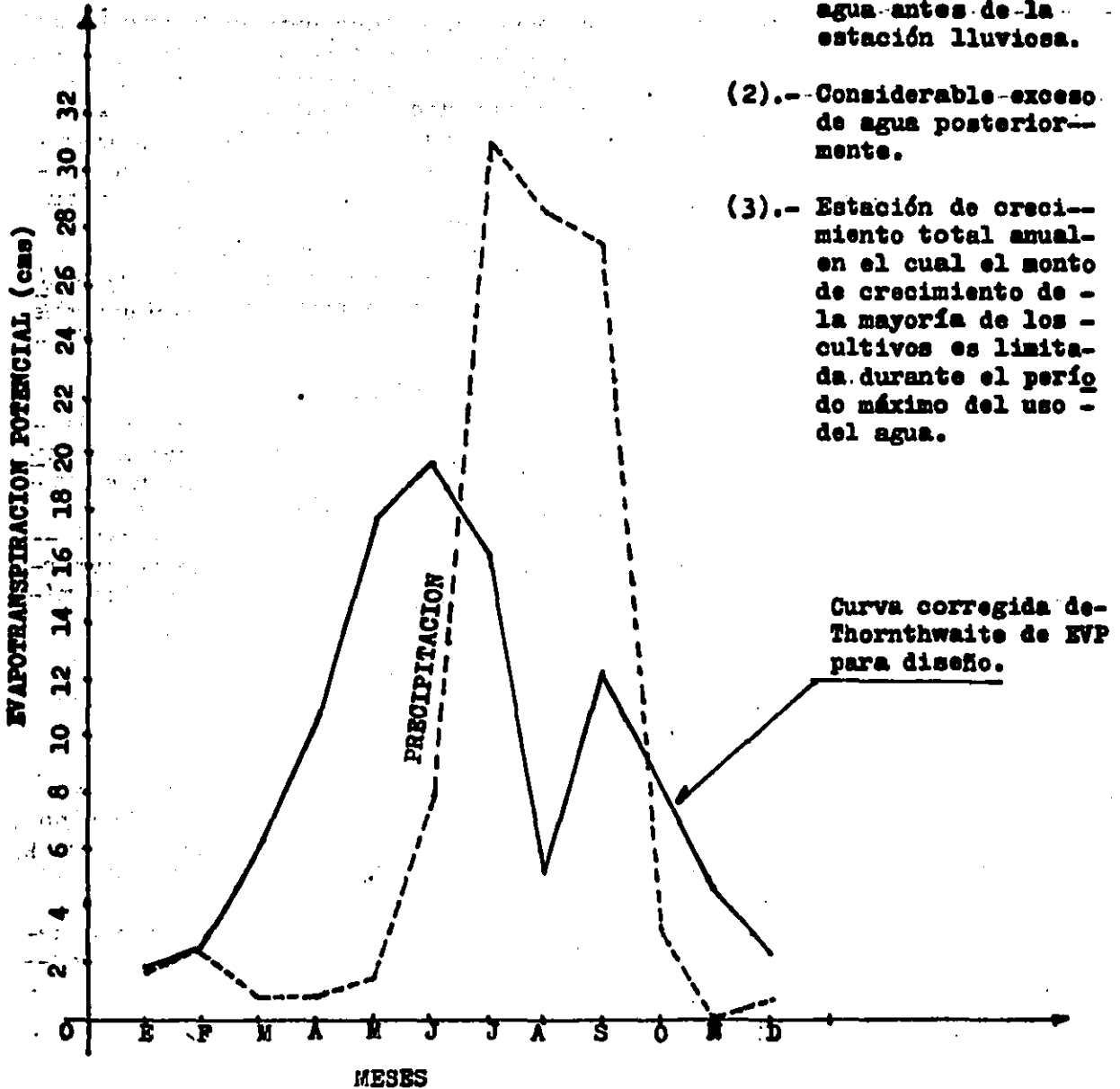


Fig. III.2 DIAGRAMA THORNTHWAITTE CORREGIDO DE LA EVP-LL

3.- INTERVALOS Y LAMINAS DE RIEGO.

Con los usos consuntivos calculados para cada cultivo, así como las láminas teóricas de riego, se procede a determinar los intervalos de riego ajustando de tal forma las láminas para que dichos intervalos sean múltiplos de cinco días, ésto es con el objeto de simplificar al máximo los cálculos.

Estos intervalos se obtienen dibujando la gráfica uso-consuntivo acumulado o tiempo, de cada cultivo. Sobre el eje de los usos consuntivos de dicha gráfica se llevan las láminas aplicadas encontrándose los respectivos intervalos.

4.- METODO PARA CUANTIFICAR LA LLUVIA.

Para determinar la lluvia efectiva existen varios criterios, únicamente se mencionará el utilizado por el Departamento de canales de la S.A.R.H.

Dicho método consiste en lo siguiente:

- 1o.- Consiste en analizar la lluvia que cae en la región en los últimos años y se registra en la Estación Climatológica más cercana a la zona en estudio. Esta lluvia se agrupa en forma decenal cada mes, correspondiente a cada año, para mayor aproximación.
- 2o.- Se suma la lluvia decenal de cada mes, obteniéndose la precipitación mensual, para cada año de observación.
- 3o.- Se ordenan las lluvias mensuales de mayor a menor precipitación, correspondiente a cada año.
- 4o.- Una vez ordenada la precipitación mensual, se escoge una probabilidad del 80% de los años de observación y el año que resulte nos representa la precipitación que se tomará en cuenta.

La fórmula utilizada en la S.A.R.H. es la de Prescott, ref. 1, la cual considera que cuando el 0.80 de la precipitación es mayor o igual a 0.90 la evapotranspiración a la potencia de 0.75 determinada por el método de Thornthwaite, se toma en cuenta.

Es decir $0.80 P \geq 0.90E^{0.75}$

Donde:

P = Precipitación

E = Evapotranspiración determinada
por el método de Thornthwaite.

50.- PLAN DE RIEGOS Y LEY DE DEMANDAS.

Para efectuar un plan de riegos, es necesario hacer la distribución de las superficies de los diferentes cultivos durante su respectiva época de siembra, siguiendo una ley triangular.

En dicho cuadro se anexa la superficie del cultivo, su época de siembra, los intervalos de riego con sus láminas aplicadas, el volumen resultante deduciéndole el correspondiente a lluvia.

60.- ROTACION DE CULTIVOS

Se denomina rotación a la superficie de cultivos tal que de acuerdo con sus fechas de siembra se pueden repetir con otro cultivo dentro del ciclo agrícola.

Esta repetición se puede considerar como máximo hasta un 60%, ya que si se considera un porcentaje mayor, -- resultaría poco probable que dicha superficie se encontrara sembrada, debido a que intervienen diversos factores que afectan la mencionada repetición (operación, créditos, etc.).

70.- EFICIENCIAS

Uno de los factores de mayor importancia que puede modificar la capacidad de los canales, es la eficiencia de conducción y la eficiencia parcelaria.

La eficiencia de conducción es aquella que depende únicamente del revestimiento del canal de derivación, se expresa **en por ciento**.

La eficiencia parcelaria depende directamente del agricultor y de la asistencia técnica que se le haya proporcionado.

Entendiéndose por eficiencia parcelaria, la relación --- entre el agua que se requiere para reponer oportunamente al suelo el agua consumida por los cultivos y suelos y -- la cantidad que realmente se utiliza para este objeto -- (expresada en por ciento). Sin que en muchas ocasiones, por estar desnivelado el terreno, puede regarse -- debidamente toda la superficie y lograrse este objetivo.

Esta eficiencia puede variar desde un 50 a un 75 por -- ciento.

La eficiencia parcelaria depende de dos factores prin----- cipales:

- a) Conocimiento del usuario de técnicas de riego.
- b) Nivelación de su parcela.

La eficiencia del Distrito se define como el producto - de la eficiencia de conducción y la eficiencia parcelaria.

O sea:

$$NDist = Ncond \times Nparc.$$

Se consideran las siguientes eficiencias.

- Canales de tierra	
Eficiencia Parcelaria	70%
Eficiencia Conducción	70%
Eficiencia total del Distrito	49%
- Canales revestidos de Mampostería.	
Eficiencia Parcelaria	70%
Eficiencia Conducción	75%
Eficiencia total del Distrito	52.5%
- Canales revestidos de concreto.	
Eficiencia Parcelaria.	70%
Eficiencia Conducción	85%
Eficiencia total del Distrito.	59.5%

A continuación se presenta un ejemplo de aplicación del método de Thornthwaite.

EJEMPLO METODO DE THORNTHWAITE.

Determinar la Evapotranspiración mensual para una zona -- donde se tienen las siguientes temperaturas medias mensuales.

T A B L A III.2

MES	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
T °c	13.3	15.3	20.5	25.4	30.2	31.8	29.2	18.3	27.6	24.0	19.6	14.6
Precipitación (cms)	1.7	2.5	0.8	0.9	1.5	7.6	31.0	28.6	27.5	3.5	0.0	0.8

Con una latitud 30°N

Solución.- Conforme al procedimiento de cálculo antes descrito se tiene:

- 1.- La temperatura media mensual se puede ver en la tabla III.2
- 2.- Con la ayuda de la tabla III.1 , ó bien mediante la expresión $i = (t/5)^{1.514}$, se determina y tabula el índice mensual i.

Así para el mes de Enero se tiene.

$$t = 13.3 \text{ °c} ; i = \left(\frac{13.3}{5}\right)^{1.514} = 4.398 \approx 4.4$$

El valor anterior se puede tomar i = 4.4 que es el proporcionado en la tabla.III.1

- 3.- Una vez obtenidos los valores de i para cada mes, se suman y se obtiene el valor de I = 120.304
- 4.- Los valores no ajustados de la evapotranspiración potencial se pueden determinar mediante la expresión siguientes:

$$E = 1.6 \left(\frac{10 T}{I} \right)^2 ; a = \frac{1.6}{100} I + 0.5$$

Así para Enero se tiene:

$$a = \frac{1.6}{100} (120.304) + 0.5 = 2.425$$

$$E = \frac{1.6}{100} \left(\frac{10 \times 11.3}{120.304} \right)^{2.425} = 2.041 \text{ cms.}$$

El resultado anterior se puede verificar con el nomograma de la fig. III.1

- 5.- Del cuadro III.1, se obtienen los valores de ajuste para evapotranspiración potencial, así para Enero se tiene:
30° Latitud Norte factor de corrección = 0.90
- 6.- Con el factor de corrección anterior se lleva a cabo - el ajuste para encontrar la evapotranspiración potencial ajustada para Enero se tiene:
 $E_a = 2.041 \times 0.9 = 1.837 \text{ cms.}$
- 7.- La precipitación mensual dada debe tabularse junto con los resultados obtenidos en 6.
- 8.- Con los datos de 7 ya tabulados se hace el diagrama de evapotranspiración indicado en la fig. III.2.

En la tabla III.3, se pueden ver los resultados obtenidos según el procedimiento antes descrito.

T A B L A III.3

MES	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANUAL
T °c	13.3	15.3	20.5	25.4	30.2	31.8	29.2	28.3	27.6	24.0	19.6	14.6	
i	4.398	5.437	8.467	11.713	15.222	16.460	14.466	7.130	13.283	10.749	7.911	5.065	120.304
EVP.no Ajustada cms.	2.041	2.866	5.827	9.797	14.910	16.895	13.738	4.424	11.984	8.539	5.225	2.558	
Factor de corrección	0.9	0.87	1.03	1.08	1.18	1.17	1.20	1.14	1.03	0.98	0.89	0.88	
EVP Ajustada cms.	1.837	2.493	6.001	10.581	17.591	19.767	16.486	5.044	12.343	8.368	4.651	2.251	107.415
Precipitación cms.	1.7	2.5	0.8	0.9	1.5	7.6	31.0	28.6	27.5	3.5	0.0	0.8	106.4

2.- METODO DE PENMAN.

Penman en Inglaterra en la localidad de Rothamsted ha desarrollado el análisis mas completo al utilizar diversas variables climáticas, y concluye que es necesario introducir ciertos coeficientes para reducir la velocidad de la evapotranspiración potencial a la real para pastos de ese país. Se ha llegado a tener una buena correlación entre los valores calculados y los registrados del agua evapotranspirada. El principal inconveniente de este método, consiste en la insuficiente disponibilidad de los registros climatológicos necesarios en la mayoría de los lugares. Por ello la fórmula empleada, aunque es correcta, su aplicación práctica presenta obstáculos difíciles de resolver.

Sin olvidar que los coeficientes de la ecuación se determinaron para una área cercana al oceano, húmeda y cubierta de vegetación en su máximo desarrollo. La experiencia práctica de esta fórmula ha dado resultados más precisos en estas condiciones que en zonas de poca humedad, en donde la temperatura y la energía radiante no están equilibradas como en Rothamsted, además que en las zonas áridas los regadíos están rodeados de extensiones desiertas muy grandes, en las que la vegetación es escasa y no se cuenta con superficies de agua libre, dando como resultado que, la energía empleada en la evapotranspiración es mayor que la que correspondería al tomar en cuenta la energía solar.

Penman considera que, en los procesos de transpiración y evapotranspiración la energía consumida en los mismos, es el factor dominante, para ello, toma en cuenta en función de la latitud y del día del año, la radiación solar total incidente en el límite superior de la atmósfera sobre la superficie horizontal. De esta radiación solar total, aproximadamente el 43% se refleja al espacio, 17% es absorbido por la atmósfera y el 40% es absorbido por la superficie terrestre (R_1).

Esta última se distribuye en: radiación de onda corta reflejada desde la superficie (rR_1), bajo un coeficiente de reflexión (r), que depende del tipo de superficie y elevación del sol; el intercambio neto de radiación de onda larga entre la tierra y la atmósfera (R_B); y la cantidad de calor disponible en la superficie para los procesos que ahí se desarrollan.

$$\therefore H = R_1 - rR_1 - R_B \text{-----(1)}$$

R_1 lo podemos determinar en función de la radiación solar total.

$$R_1 = R_A \times a + b \frac{n}{N} \text{----- (2)}$$

a, b = constantes empíricas
Latitudes tropicales: a = 0.25, b = 0.54 (Prescott)
Latitudes templadas: a = 0.18, b = 0.55 (Penman)
 $\frac{n}{N}$ = Duración real de la luz brillante del suelo
con respecto al valor teórico correspondiente
a cielo despejado.

Para el cálculo de R_B , se emplea la ecuación de Brunt, modificada para condiciones de nubosidad variable. (ref. 5)

$$R_B = \sigma t^4 (0.56 - 0.92 \sqrt{ed}) (0.1 + 0.9 n/N) \text{ -----(3)}$$

$\sigma = 0.817 \times 10^{-10}$ cal/cm²/min. (constante de Stefan-Boltzman) ref. 5
Tabla III.7.

ed = Tensión real de vapor

r = Temperatura absoluta.

Para el calor disponible en la superficie, H, se puede calcular su distribución, así:

$$H = E + K + (S + C + M)$$

E = Calor latente de evaporación

k = Calor perceptible transferido al aire en contacto con la superficie

S = Calor transferido hacia abajo de la superficie absorbente.

C = Calor conducido hacia arriba ó abajo en el sistema subsuperficial.

M = Calor latente empleado en derretir la nieve, si la hay.

El término entre paréntesis puede despreciarse, quedando la ecuación como:

$$H = E + K$$

Como el estado hidrométrico del aire está muy relacionado con la evaporación desde una superficie, veamos la fórmula de cálculo a partir de datos de recipiente:

$$E_0 = f(u) (e_a - e_l)$$

f(u) = Diferencia entre las condiciones de evaporación de una superficie libre y las de recipiente, relacionadas con la velocidad del viento.

e_a = Tensión de saturación a la temperatura de la superficie libre acuosa.

e_d = Tensión de saturación en el aire a la temperatura del punto de rocío.

Las fórmulas teóricas deducidas por Penman para la evaporación desde una superficie de agua libre y la evapotranspiración potencial de una cubierta vegetal de poca altura, tupida y uniforme son semejantes y se pueden expresar bajo la forma:

$$E = \frac{\frac{\Delta}{\epsilon} H + E_a}{\frac{\Delta}{\epsilon} + E}$$

Su diferencia consiste en que para la evaporación de superficie libre, $\epsilon = 1$, mientras que para evapotranspiración, su valor varía según el tipo de planta y época del año, y que los valores de H difieren en el coeficiente de reflexión r con el que se calcula ya sea para superficie acuosa o cubierta vegetal.

Donde:

Δ = Pendiente de la curva temperatura-tensión de saturación de vapor de aire. Los valores se obtienen a partir de la temperatura media de la tabla III.4 o bien de la fig. III.3.b

ϵ = Constante psicrométrica de valor igual a 0.49

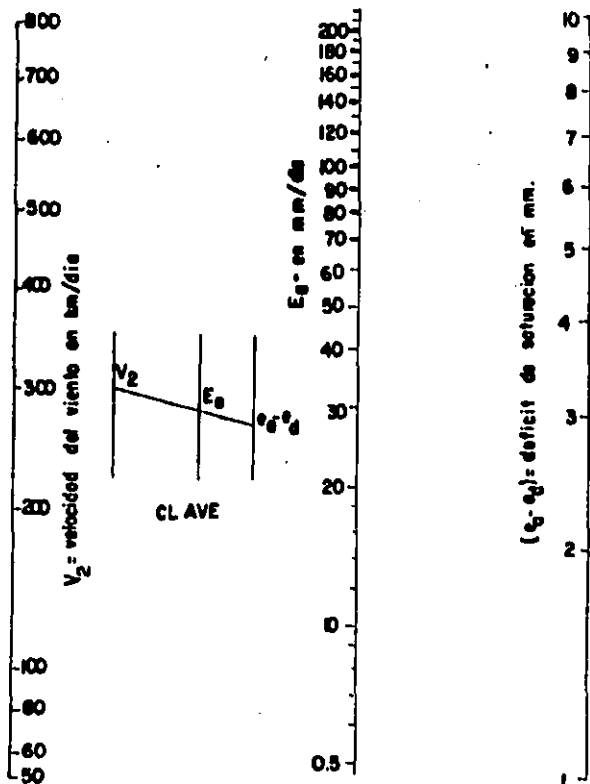
H = Cantidad de calor disponible para evaporación o evapotranspiración. Requiere para su cálculo las ecuaciones 1, 2 y 3.

E_a = Poder evaporante del aire que se puede calcular empleando el nomograma No. 1 adjunto o la siguiente ecuación.

$$E_a = 0.35 (e_a - e_d)(1 + 0.0061 u_2)$$

u_2 = Velocidad media del viento a 2m. de altura sobre la superficie, en Km/día.

NOMOGRAMA I PARA CALCULAR EL TERMINO "E₀" DE LA FORMULA DE PENMAN



FORMULA RESUELTA

$$E_0 = 0.39 (e_0 - e_d) \left(\frac{V_2}{136} + 1 \right)$$

TABLE III.4 Variación de tensión de saturación de vapor sobre agua, con la temperatura.

TEMP.	0 mm/ ^o K	10 mm/ ^o K	20 mm/ ^o K	30 mm/ ^o K	40 mm/ ^o K
0	0.3328	0.6366	1.086	1.826	2.950
1	0.3549	0.6540	1.146	1.920	3.088
2	0.3782	0.6933	1.209	2.017	3.232
3	0.3028	0.7345	1.275	2.118	3.381
4	0.4280	0.7778	1.344	2.223	3.536
5	0.4562	0.8235	1.416	2.332	3.697
6	0.4850	0.8708	1.491	2.446	3.863
7	0.5154	0.9210	1.570	2.565	4.036
8	0.5474	0.9735	1.652	2.689	4.215
9	0.5812	0.280	1.737	2.816	4.400

Tomada de la ref. 5 .

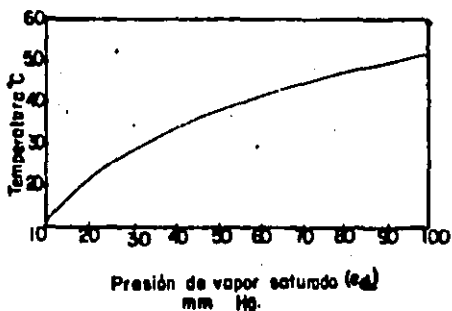


Fig. III-3-a

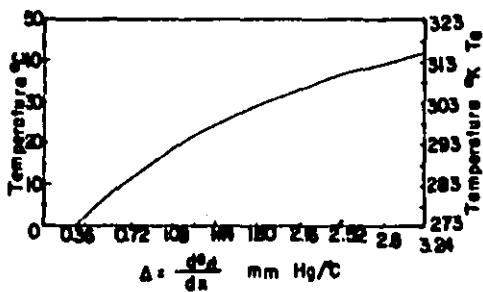


Fig. III-3-b

(ea-ed) = Déficit medio de saturación del aire encima de la superficie, en milímetros en donde ea es la -- presión saturante del vapor de agua a la temperatura media del aire en mm de Hg. Fig. III.3. a

La cantidad de calor disponible adoptando las mismas constantes que Prescott ha usado para obtener R_1 , puede resumirse en la siguiente ecuación:

$$H = RA (0.25 + 0.54 n/N) (1 - r) - \sqrt{t}^4 (0.56 - 0.092 \sqrt{ed}) (0.10 + 0.9n/N)$$

Al emplear las constantes de Penman, sería:

$$H = RA (0.18 + 0.55 n/N) (1 - r) - \sqrt{t}^4 (0.56 - 0.092 \sqrt{ed}) (0.10 + 0.9n/N)$$

En donde:

N = insolación efectiva diaria, horas.

T = Temperatura media absoluta, $^{\circ}K$

ed = Tensión media del vapor de agua en el aire en el punto de rocío promedio.

(Presión real del vapor en la atmósfera en mm de Hg.)

R_A = Radiación solar total, en $cal/cm^2/día$ se determina según la latitud y el mes en la gráfica III.1 o en la tabla III.5

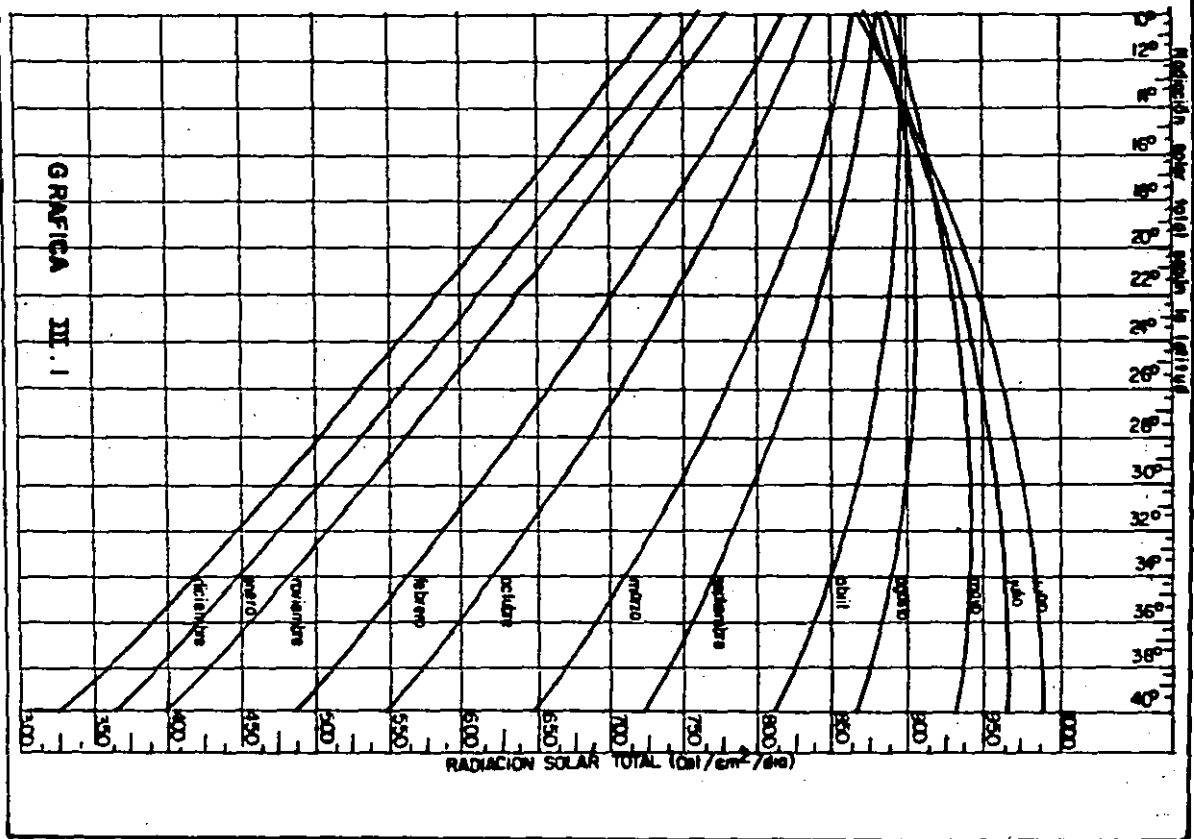
N = Insolación teórica, horas

Se determina según la latitud y el mes en la tabla III.6

$$\sqrt{t} = 0.817 \times 10^{-10} \text{ cal/cm}^2/\text{min.}$$

r = Coeficiente de reflexión con valores medios de 0.25 para zacates y 0.05 para superficie de agua.

En la fórmula de Penman, H representa muy bien que la energía disponible en la superficie evaporante, su equivalente en milímetros de evaporación por día:



GRAFICA III.1

TABLA III.5. Intensidad media mensual de la radiación solar (RA), registrada sobre una superficie horizontal, en milímetros de agua evaporada por día.

	90°	80°	70°	60°	50°	40°	30°	20°	10°	0°	10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°	80°	90°
E	-	-	-	1.3	3.6	6.0	8.5	10.8	12.8	14.5	15.8	16.8	17.3	17.3	17.1	16.6	16.5	17.2	17.6
F	-	-	1.1	3.5	5.9	8.3	10.5	12.3	13.9	15.0	15.7	16.0	15.8	15.2	14.1	12.7	11.2	10.5	10.7
M	-	1.8	4.3	6.8	9.1	11.0	12.7	13.9	14.8	15.2	15.1	14.6	13.6	12.2	10.5	8.4	6.1	3.6	1.9
A	7.9	7.8	9.1	11.1	12.7	13.9	14.8	15.2	15.2	14.7	13.8	12.5	10.8	8.8	6.6	4.3	1.9	-	-
M	14.9	14.6	13.6	14.6	15.4	15.9	16.0	15.7	15.0	13.9	12.4	10.7	8.7	6.4	4.1	1.9	0.1	-	-
J	18.1	17.8	17.0	16.5	16.7	16.5	15.8	14.8	13.8	11.6	9.6	7.4	5.1	2.8	0.8	-	-	-	-
J	16.8	16.5	15.8	15.7	16.1	16.3	16.2	15.7	14.8	13.5	11.9	10.0	7.8	5.6	3.3	1.2	-	-	-
A	11.2	10.6	11.4	12.7	13.9	14.8	15.3	15.3	15.0	14.2	13.0	11.5	9.6	7.5	5.2	2.9	0.8	-	-
S	2.6	4.0	6.8	8.5	10.5	12.2	13.5	14.4	14.9	14.9	14.4	13.5	12.1	10.5	8.5	6.2	3.8	1.3	-
O	-	0.2	2.4	4.7	7.1	9.3	11.3	12.9	14.1	15.0	15.3	15.3	14.8	13.8	12.5	10.7	8.8	7.1	7.0
N	-	-	0.1	1.9	4.3	6.7	9.1	11.2	13.1	14.6	15.7	16.4	16.7	16.5	16.0	15.2	14.5	15.0	15.3
D	-	-	-	0.9	3.0	5.5	7.9	10.3	12.4	14.3	15.8	16.9	17.6	17.8	17.8	17.5	18.1	18.9	19.3

Tomada de la ref. 5

**TABLA III.6 Duración media de la insolación
diaria según la latitud y el mes (hrs)**

MESES	GRADOS DE LATITUD NORTE					
	10	15	20	25	30	35
Enero	11.37	11.21	11.04	10.47	10.27	10.05
Febrero	11.49	11.20	11.30	11.20	11.09	10.57
Marzo	12.04	12.02	12.01	11.59	11.58	11.56
Abril	12.21	12.28	12.36	12.44	12.52	13.04
Mayo	12.34	12.29	13.04	13.20	13.38	13.59
Junio	12.42	13.00	13.19	13.40	13.02	14.28
Julio	12.39	12.55	13.13	13.32	13.52	14.16
Agosto	12.27	12.37	12.48	13.01	13.13	13.28
Septiembre	12.11	12.13	12.16	12.18	12.21	12.25
Octubre	11.55	11.48	11.42	11.35	11.28	11.20
Noviembre	11.41	11.27	11.12	10.57	10.40	10.22
Diciembre	11.33	11.15	10.57	10.37	10.18	9.51

Tomada de la ref. 5

$$H = \frac{R_A}{58} (0.25 + 0.54 n/N) (1-r) \quad (A)$$

$$- \frac{1440}{58} \times 0.817 \times 10^{-10} \sqrt[4]{(0.56 - 0.092 \sqrt{\Delta d})} (0. + 0.9 n/N) \quad (B)$$

Se obtienen tabulados ó en gráficas los siguientes datos:

R_A = Radiación solar total (Gráfica, **III.1, tabla III.5**)

N = Insolación teórica diaria, horas (tabla III.6)

Δ = Pendiente de la curva de saturación de vapor de agua en el aire (tabla III.4, - fig. III.3.b)

La anterior ecuación se resuelve con los nomogramas (2) y (3) anexos, correspondiendo respectivamente al primer término (A) y al segundo (B) dados entre paréntesis.

Para mediciones de la velocidad del viento a alturas diferentes de 2 m, deben corregirse con la fórmula:

$$U_2 = U_1 \left(\frac{\log 6.6}{\log h} \right)$$

U_1 = Velocidad del viento, en Km/día a una altura de h metros.

A continuación se expone un ejemplo de cálculo del método de Penman.

Datos:

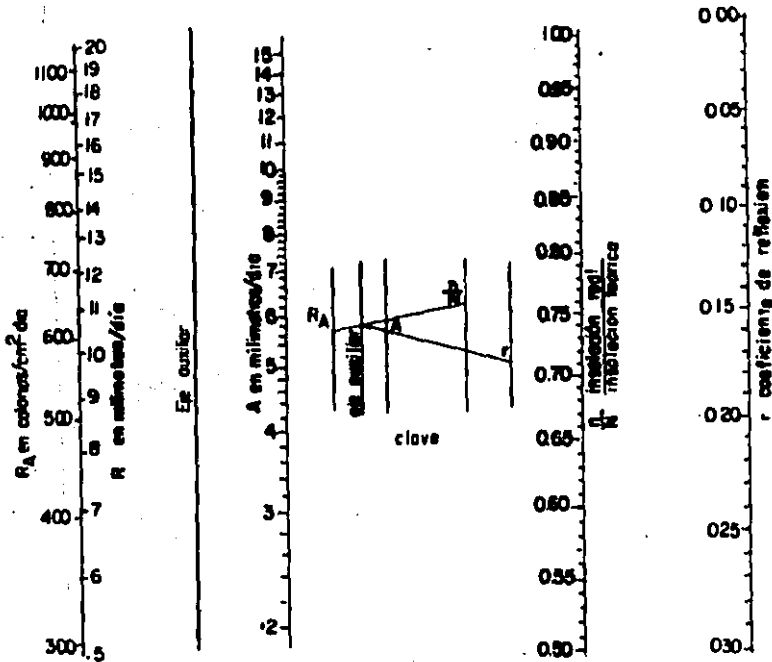
Latitud: 43°34' N

Cultivo: Alfalfa

Período libre de heladas: 23 Abril - 17 Octubre

Tomando en consideración el período libre de heladas se obtuvieron los siguientes datos para el mes de Julio.

NOMOGRAMA 2 PARA DETERMINAR LA CANTIDAD DE CALOR DISPONIBLE 'H'

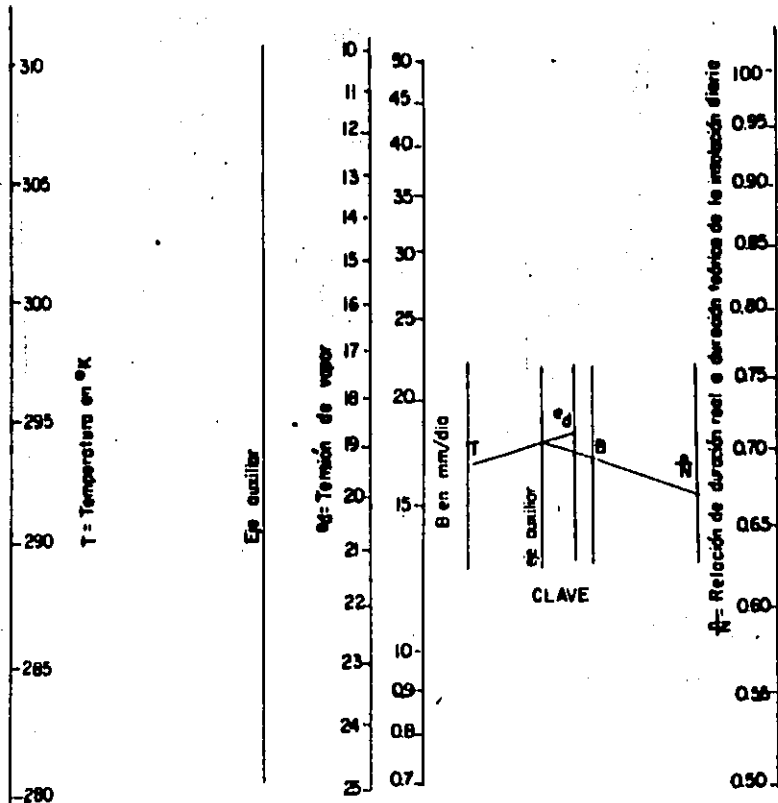


FORMULA RESUELTA:

$$A = R_A (0.25 + 0.54 r) (1-r)$$

(Primer término de la ecuación H=A·B para obtener H₀ ó H_T en mm)

NOMOGRAMA 3 PARA DETERMINAR LA CANTIDAD DE CALOR DISPONIBLE "H"



FORMULA RESUELTA:

$$E = \frac{1440}{58} \times 0.817 \times 10^{-10} \cdot e^{\frac{1}{2}} (0.56 - 0.092 \sqrt{e_g}) (0.1 + 0.9 \frac{E}{P})$$
 (Segundo término de la ecuación H: A-B para obtener H_0 ó H_T en mm)

- | | |
|--|-------|
| 1.- Temperatura del aire | 22.5 |
| 2.- Humedad relativa % (estimada) | 40.0 |
| 3.- Insolación n/N % (estimada) | 70.0 |
| 4.- Velocidad del viento U_2 , a medio día a 2m del suelo (estimada) | 135.0 |
| 5.- Intensidad de la radiación RA en mm de H ₂ O/día, tabla III.5 | 16.2 |
| 6.- Coeficiente de reflexión % (estimado) | 25.0 |

Cálculo de H

$$H = RA(0.18 + 0.55n/N)(1-r) - \sqrt{t^4}(0.56 - 0.092\sqrt{ed})(0.10 + 9n/N)$$

$$H = 16.2(0.18 + 0.55(0.70))(1 - 0.25) - \sqrt{t^4}(0.56 - 0.092\sqrt{ed})(0.10 + 0.9 \times 0.7)$$

$$H = 6.865 - \sqrt{t^4}(0.56 - 0.092\sqrt{ed})(0.73)$$

con $T = 22.5^\circ\text{C}$ - $e_a = 21.0$

Como la humedad relativa (HR), es igual a e_d/e_a

$$0.40 = e_d/e_a \therefore e_d = 0.40 \times 21.0 = 8.4 \text{ mm Hg}$$

De la tabla III.7, e interpolando se obtiene.

$$\sqrt{t^4} = 15.37 \text{ cal/cm}^2/\text{min.}$$

$$H = 6.865 - 15.37(0.56 - 0.092\sqrt{8.4})(0.73)$$

$$H = 3.573 \text{ mm/día.}$$

Determinado el valor de E_a

$$E_a = 0.35(e_a - e_d)(1 + 0.0061 U_2)$$

$$E_a = 0.35(21 - 8.4)(1 + 0.0061 \times 135) = 8.04 \text{ mm/día}$$

$$\text{Cálculo de } E_t = \frac{\frac{\Delta}{\epsilon} H + E_a}{\frac{\Delta}{\epsilon} + \epsilon} = \frac{\Delta H + \epsilon E_a}{\Delta + \epsilon}$$

De la fig. III.3.b se obtiene $\Delta = 1.17$

$$E_t = \frac{1.17 \times 3.573 + 0.49 \times 8.04}{1.17 + 0.49} = 4.89 \text{ mm/día}$$

TABLA III.7. Valores de Ψt^4 para diversas temperaturas.

$^{\circ}K$	mm H ₂ O/día	$^{\circ}C$	mm H ₂ O/día
270	10.73	1.67	11.48
275	11.51	4.45	11.96
280	12.40	7.23	12.45
285	13.20	10.00	12.94
290	14.26	12.78	13.45
295	15.30	15.56	13.96
300	16.34	18.34	14.52
305	17.46	21.12	15.10
310	18.60	23.89	15.65
315	19.85	25.56	16.25
320	21.15	29.45	16.85
325	22.50	32.23	17.46
		35.00	18.10
		37.78	18.80

Nota: calor de evaporación supuesto, constante
 6 igual a 590 calorías.
 tomada de la ref. 5

3.- METODO DE BLANEY Y CRIDDLE.

En 1960, Harry F. Blaney y Wayne D. Criddle, ref. 5, - eliminando la humedad relativa y empleando la temperatura y el fotoperíodo diario del Oeste de los E.U.A. propusieron una fórmula simplificada y adoptada por el - - "Soil Conservation Service" del U.S.D.A., determinando las coeficientes de cultivo a ser empleadas, con base - en datos recopilados.

$$U = K t p$$

Al multiplicar la temperatura media mensual por el porcentaje mensual del fotoperíodo con respecto a la anual, se obtiene el factor "F" llamado "fuerza evaporante".

La expresión es la siguiente:

$$U = K \sum (p(8.12 + 0.457t)) = KF$$

En donde:

U = Evaporación en mm

F = Sumando de los factores de la evapotranspiración -- para un período determinado (suma de los productos de la temperatura media por el tanto por ciento de la iluminación mensual con respecto a la anual).

K = Coeficiente empírico (anual, época de riego o período vegetativo.)

t = Temperatura °c

p = Porcentaje de horas de iluminación anual que se producen en el período considerado, tabla III.8

Para cálculos mensuales se utiliza en la nomenclatura - letras minúsculas:

f = Factores que intervienen en la evapotranspiración-- mensual.

$$p (8.12 + 0.457t)$$

TABLA III.8

Porcentaje de horas de sol diarias. ☉

LATIT. NORTE	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.	AGO.	SEP.	OCT.	NOV.	DIC.
0	8.55	7.66	8.49	8.21	8.50	8.22	8.50	8.49	8.21	8.50	8.22	8.50
5	8.32	7.57	8.47	8.29	8.65	8.41	8.67	8.60	8.23	8.42	8.07	8.35
10	8.13	7.47	8.45	8.37	8.81	8.63	8.86	8.71	8.25	8.34	7.91	8.10
15	7.94	7.36	8.43	8.44	8.98	8.83	9.05	8.83	8.20	8.20	7.75	7.88
16	7.93	7.35	8.44	8.46	9.07	8.83	9.07	8.85	8.27	8.24	7.72	7.83
17	7.86	7.32	8.43	8.48	9.04	8.87	9.11	8.87	8.27	8.22	7.69	7.80
18	7.83	7.30	8.42	8.50	9.09	8.92	9.16	8.93	8.27	8.21	7.66	7.74
19	7.79	7.28	8.41	8.51	9.11	8.97	9.20	8.92	8.28	8.19	7.63	7.71
20	7.74	7.25	8.41	8.52	9.15	9.00	9.25	8.96	8.30	8.18	7.58	7.66
21	7.71	7.24	8.40	8.54	9.18	9.05	9.29	8.98	8.29	8.15	7.54	7.62
22	7.66	7.21	8.40	8.56	9.22	9.09	9.33	9.00	8.30	8.13	7.50	7.55
23	7.62	7.19	8.40	8.57	9.24	9.12	9.35	9.02	8.30	8.11	7.47	7.50
24	7.58	7.17	8.40	8.60	9.30	9.20	9.41	9.05	8.31	8.09	7.43	7.46
25	7.53	7.14	8.39	8.61	9.33	9.23	9.45	9.09	8.32	8.09	7.40	7.42
26	7.49	7.12	8.40	8.64	9.38	9.30	9.49	9.13	8.31	8.06	7.36	7.41
27	7.43	7.09	8.38	8.65	9.40	9.32	9.52	9.13	8.32	8.03	7.36	7.31
28	7.40	7.07	8.39	8.68	9.46	9.38	9.56	9.16	8.32	8.02	7.27	7.27
29	7.35	7.04	8.37	8.70	9.49	9.43	9.61	9.19	8.32	8.00	7.24	7.23
30	7.30	7.03	8.38	8.72	9.53	9.49	9.67	9.22	8.33	7.99	7.19	7.15
31	7.25	7.00	8.36	8.73	9.57	9.54	9.72	9.24	8.33	7.95	7.15	7.09
32	7.20	6.97	8.37	8.76	9.62	9.59	9.77	9.27	8.34	7.95	7.11	7.05
33	7.15	6.94	8.36	8.78	9.68	9.65	9.82	9.31	8.35	7.94	7.07	6.98
34	7.10	6.91	8.36	8.80	9.72	9.70	9.88	9.33	8.36	7.93	7.02	6.92
35	7.05	6.88	8.35	8.83	9.77	9.76	9.94	9.37	8.37	7.89	6.97	6.85
36	6.99	6.85	8.35	8.85	9.82	9.82	9.99	9.40	8.37	7.85	6.92	6.79
38	6.87	6.79	8.34	8.90	9.92	9.95	10.10	9.47	8.38	7.83	6.82	6.66
40	6.76	6.72	8.33	8.95	10.02	10.08	10.22	9.54	8.39	7.75	6.72	6.52
42	6.63	6.65	8.31	9.00	10.14	10.22	10.35	9.62	8.40	7.69	6.62	6.37
44	6.49	6.58	8.30	9.06	10.26	10.39	10.49	9.70	8.41	7.63	6.49	6.21
46	6.34	6.50	8.29	9.12	10.39	10.54	10.64	9.79	8.42	7.57	6.36	6.04
48	6.17	6.41	8.27	9.19	10.53	10.71	10.83	9.89	8.44	7.51	6.23	5.86
50	5.98	6.30	8.24	9.24	10.68	10.91	10.97	10.00	8.46	7.45	6.10	5.65
52	5.77	6.19	8.21	9.29	10.85	11.13	11.20	10.12	8.49	7.39	5.93	5.43
54	5.55	6.08	8.18	9.36	11.03	11.35	11.43	10.26	8.51	7.30	5.74	5.18
56	5.30	5.95	8.15	9.45	11.22	11.61	11.69	10.40	8.52	7.21	5.54	4.89
58	5.01	5.81	8.12	9.55	11.46	12.00	11.98	10.55	8.51	7.10	4.31	4.36
60	4.67	5.65	8.08	9.65	11.74	12.37	12.31	10.70	8.51	6.98	5.04	4.22
ATITUD SUR												
0	8.55	7.66	8.49	8.21	8.50	8.22	8.50	8.49	8.21	8.50	8.22	8.50
5	8.68	7.76	8.51	8.15	8.34	8.05	8.33	8.38	8.19	8.56	8.37	8.68
10	8.86	7.87	8.53	8.09	8.18	7.86	8.14	8.27	8.17	8.62	8.53	8.80
15	9.05	7.98	8.55	8.02	8.02	7.65	7.95	8.15	8.15	8.68	8.70	9.10
20	9.24	8.09	8.57	7.94	7.85	7.43	7.76	8.03	8.13	8.76	8.87	9.33
25	9.46	8.21	8.60	7.84	7.66	7.22	7.54	7.90	8.11	8.86	9.04	9.58
30	9.70	8.33	8.62	7.73	7.45	6.96	7.31	7.76	8.07	8.97	9.24	9.85
32	9.81	8.39	8.63	7.69	7.36	6.85	7.21	7.70	8.06	9.01	9.33	9.96
34	9.92	8.45	8.64	7.64	7.27	6.74	7.10	7.63	8.05	9.06	9.42	10.08
36	10.03	8.51	8.65	7.59	7.18	6.62	6.97	7.56	8.04	9.11	9.51	10.21
38	10.15	8.57	8.66	7.54	7.00	6.50	6.87	7.49	8.03	9.16	9.61	10.34
40	10.27	8.63	8.67	7.47	6.97	6.37	6.76	7.41	8.02	9.21	9.71	10.43
42	10.40	8.70	8.69	7.44	6.85	6.23	6.64	7.33	8.01	9.26	9.82	10.64
44	10.54	8.78	8.69	7.38	6.73	6.00	6.51	7.25	7.99	9.31	9.94	10.80
46	10.69	8.86	8.70	7.32	6.61	5.02	6.37	7.16	7.96	9.37	10.07	10.97

$K = \mu/f =$ Coeficiente mensual.

De donde la evapotranspiración mensual en mm, será:

$$\mu = k.p (8.12 + 0.45 \cdot t) = Kf$$

Si se conoce la evapotranspiración de un cultivo determinado - en una zona, se puede calcular el mismo dato para otra localidad aplicando la fórmula.

En la tabla III.9 se dan los valores de los coeficientes de - - evapotranspiración estacional para diversos cultivos. La - ultima columna da los valores máximos mensuales. Los cálculos de los sistemas de riego deben hacerse para las demandas - máximas mensuales y no para el promedio estacional.

Blaney y Criddle propusieron, un método de tipo específico, en que se toman en cuenta coeficientes para diversas plantas, en función de su evolución a lo largo del ciclo vegetativo, y - tiene los mismos inconvenientes que los demás ya que también - es una fórmula empírica calculada para condiciones de aridez - y por lo tanto, sólo en esas condiciones da buenos resultados.

Los llamados "coeficientes de uso consuntivo" deben ser determinados en cada localidad para cada una de las especies y variedades vegetales que interesen. Esto nos lleva nuevamente a la necesidad de experimentar, lo cual requiere elementos físicos, humanos y un período de tiempo mas o menos largo. Sin embargo, ya que es necesario programar los riegos en forma más técnica, para garantizar que las aplicaciones no resulten limitantes de la acción benéfica de los demás elementos que intervienen en la producción; es imprescindible fijar una metodología que permita conocer, aún en forma aproximada, los usos - consuntivos del agua de los principales cultivos.

El método adoptado, por accesibilidad de los datos que se requieren es modificado en cuanto al efecto de la temperatura y ampliado en lo que se refiere a los coeficientes de uso consuntivo. Como una nota, Blaney y Criddle fijan límites probables de variación del coeficiente de uso consuntivo para las - especies mas importantes, pero dicho coeficiente es global, es decir, el valor medio del ciclo. (tabla III.9)

TABLA III.9. Coeficientes globales de Evapotranspiración estacional (Kg) para diversos cultivos, en donde los valores máximos corresponden a las zonas de clima árido y semiárido y los valores mínimos a zonas húmedas y semihúmedas.

CULTIVO	Período de crecimiento	Coeficiente Kg
Algodón	7 meses	0.60 a 0.65
Alfalfa	Entre heladas	0.80 a 0.85
	En invierno	0.60
Arroz	3 a 5 meses	1.00 a 1.20
Cereales	3 meses	0.75 a 0.85
Cítricos	7 meses	0.50 a 0.65
Frijol	3 meses	0.60 a 0.70
Jitomate	4 meses	0.70
Maíz	4 meses	0.75 a 0.85
Nogales	Todo el año	0.70
Papa	3 a 5 meses	0.65 a 0.75
Pastos	Todo el año	0.75
Remolacha	6 meses	0.65 a 0.75
Sorgo	4 a 5 meses	0.70
Trebál ladino	Todo el año	0.80 a 0.85

Tomada de la ref. 5.

Experimentos realizados por el Departamento de Conservación - de suelos de los Estados Unidos de Norteamérica en el Centro, California, han conducido a la formulación de gráficas que -- permiten conocer el coeficiente de uso consuntivo en función- del desarrollo de las plantas, ya sea en porcentaje del ciclo total, o bien en tiempo después del nacimiento de las mismas.

Por esta razón a tales coeficientes se les denomina "coeficien- tes de desarrollo".

Estos coeficientes de desarrollo no se aplican directamente-- a valores correspondientes de f (cuyo significado se aplicará más adelante) sino a los productos ($f \times Kt$), en que este últi- mo término representa una corrección propuesta por J.T.Phelan, después de intentar correlacionar valores de los coeficientes de desarrollo con los valores de (f), obtenidos de acuerdo con la fórmula propuesta por Blaney y Criddle.

Fórmula:

$$U.c. = KF$$

DONDE:

U.c. = Uso consuntivo

K = Coeficiente que depende del cultivo.

$$F = \sum_i^n f$$

$$f = \frac{t \times p}{100} \quad (\text{ los valores son mensuales y en pulgadas})$$

t = Temperatura media mensual en grados Fahrenheit

p = Porcentaje de horas- luz del mes, con respecto al total anual.

Si los promedios mensuales de temperatura se expresan en °c, - la ecuación transformada sería:

$$f = p \left(\frac{t + 17.8}{21.8} \right)$$

En la tabla III.8, se anotan los valores de (p) para diferentes latitudes.

A continuación se dá un ejemplo de aplicación de este método.

Cultivo: Algodón; ciclo vegetativo 180 días

Fecha de siembras: 10. de Abril

Zona: Región Lagunera

Letitud: 25° 30'

Longitud: 103° 32'

Para su solución es necesario hacerlo mediante la tabulación siguiente:

TABLA III.10

MES	(1) TEMPERATURA		(2) P Por ciento	(3) Kt	(4) $f = p \frac{(t+17.8)}{21.8}$
	F	C			
Enero	55.4	13	7.51	0.644	-
Febrero	60.4	15.6	7.125	0.725	-
Marzo	65.1	18.4	8.395	0.813	-
Abril	72.7	22.6	8.625	0.943	15.984
Mayo	77.7	25.4	9.35	1.031	18.528
Junio	80.6	27	9.26	1.080	19.029
Julio	80.1	26.7	9.46	1.071	19.311
Agosto	79.0	26.1	9.09	1.052	18.305
Septiembre	75.6	24.2	8.305	0.993	16.000
Octubre	69.8	21	8.07	0.894	-
Noviembre	61.2	16.2	7.38	0.744	-
Diciembre	54.7	12.6	7.38	0.632	-
					107.157

En la columna No. 4 aparecen los valores de (f) para cada mes que comprende el ciclo vegetativo de 180 días a partir de - - Abril y que termina en Septiembre.

A continuación se presenta el cálculo para Abril.

- 1) De la tabla III.8, con una latitud de $25^{\circ} 30'$, interpolando, se encuentra:

$$p = 8.625$$

- 2) Determinando el valor de $Kt = 0.0173 t - 0.314$; t en $^{\circ}F$, o $Kt = 0.03114 t + 0.2396$; t en $^{\circ}C$, con la segunda expresión se tiene:

$$Kt = 0.03114 (22.6) + 0.2396 = 0.943$$

- 3) Sustituyendo los valores obtenidos en $f = \frac{(t+17.8)}{21.8}$ con $t = 22.6^{\circ}C$

$$f = 8.625 \times \left(\frac{22.6 + 17.8}{21.8} \right) = 15.984$$

- 4) Con los resultados de f , se suman dichos valores y se obtiene el total, así:

$$F = \sum_4^9 f = 107.157$$

- 5) De la tabla III.9 (coeficientes globales de uso consuntivo) los valores de K pueden fluctuar de 0.6 a 0.65. El valor seleccionado es: $K = 0.65$ por tratarse de una región continental árida.

$$U_{c.} = KF$$

$$U_{c.} = 0.65 \times 107.157 = 69.652 \text{ cms.}$$

El valor obtenido es para todo el ciclo y nada puede decirse respecto a los valores parciales, cuyo conocimiento es necesario para programar las láminas e intervalos de los riegos.

Segundo método.

Utilizando las gráficas de coeficientes de desarrollo (gráfica III.2.d) es posible estimar los usos consuntivos del agua de períodos mensuales y no solo el total del ciclo en la forma que se explica a continuación;

La gráfica de coeficientes de desarrollo del algodón se divide en 6 intervalos, obteniéndose en las ordenadas los valores de Kc respectivos de cada uno. En la columna 6 aparecen los valo-

res K_c , se obtienen a partir del centro geométrico de una línea recta, los extremos sucesivos determinados por las etapas o porcentajes de desarrollo.

Finalmente se obtienen los usos consuntivos del agua mensual **les** multiplicando K_c por fK_t . El valor total es de 77.787, que dividido entre F nos da el coeficiente global: $K^* = 0.726$

Para estimar los usos consuntivos mensuales del agua, se procede a calcular los coeficientes climáticos (K_t) y de desarrollo (K_c) para encontrar los valores correspondientes, de acuerdo con el ejemplo, ajustandolos después con un nuevo coeficiente, de manera que el coeficiente global concuerde con el seleccionado de la tabla III.9

$$K^* = \frac{\sum_{i=1}^n f K_t K_c}{\sum_{i=1}^n f}$$

$$(U.c.)^* i = (u.c.) i \frac{k}{k^*} = \frac{K \left(\sum_{i=1}^n f \right) (f k_t K_c) i}{\sum_{i=1}^n f k_t k_c}$$

Donde:

K = Coeficiente global seleccionado = 0.65
 K^* = Coeficiente global obtenido = 0.726
 $u.c.^*$ = Uso consuntivo ajustado.

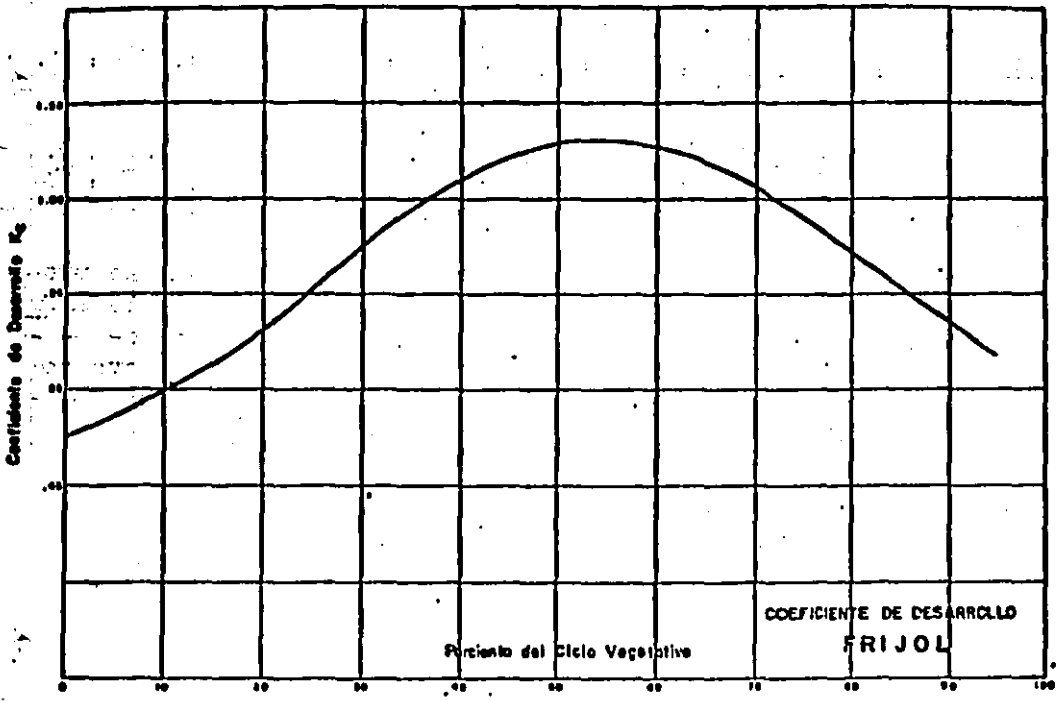
TABLA III.11

MES	(5) fkt	(6) kc	(7) u.c.	(8) u.c. [*]	(9) u.c. [*] (Acumulado)
ABRIL	15.073	0.24	3.617	3.237	3.237
MAYO	19.103	0.40	7.641	6.838	10.075
JUNIO	20.552	0.83	17.058	15.267	25.342
JULIO	20.682	1.03	21.302	19.065	44.407
AGOSTO	19.257	0.91	17.524	15.684	60.091
SEPTIEMBRE	15.888	0.67	10.645	9.527	69.618
	110.555		77.787	69.618	

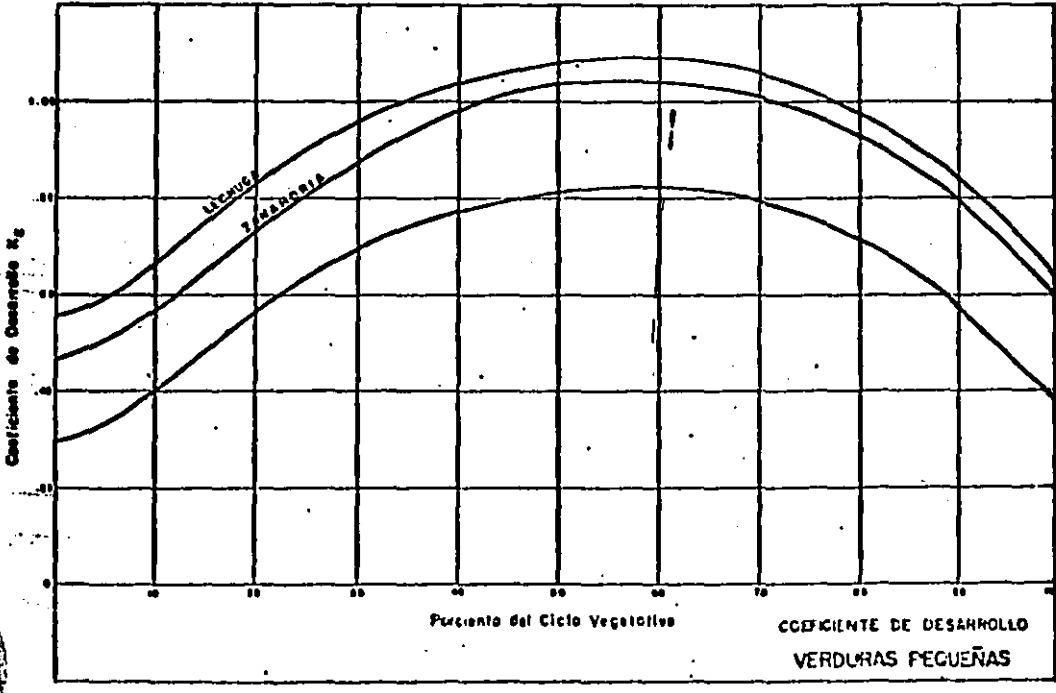
$$K = 0.65$$

$$K^* = \frac{77.787}{107.157} = 0.726 \quad ; \quad \frac{K}{K^*} = \frac{0.65}{0.726} = 0.895$$

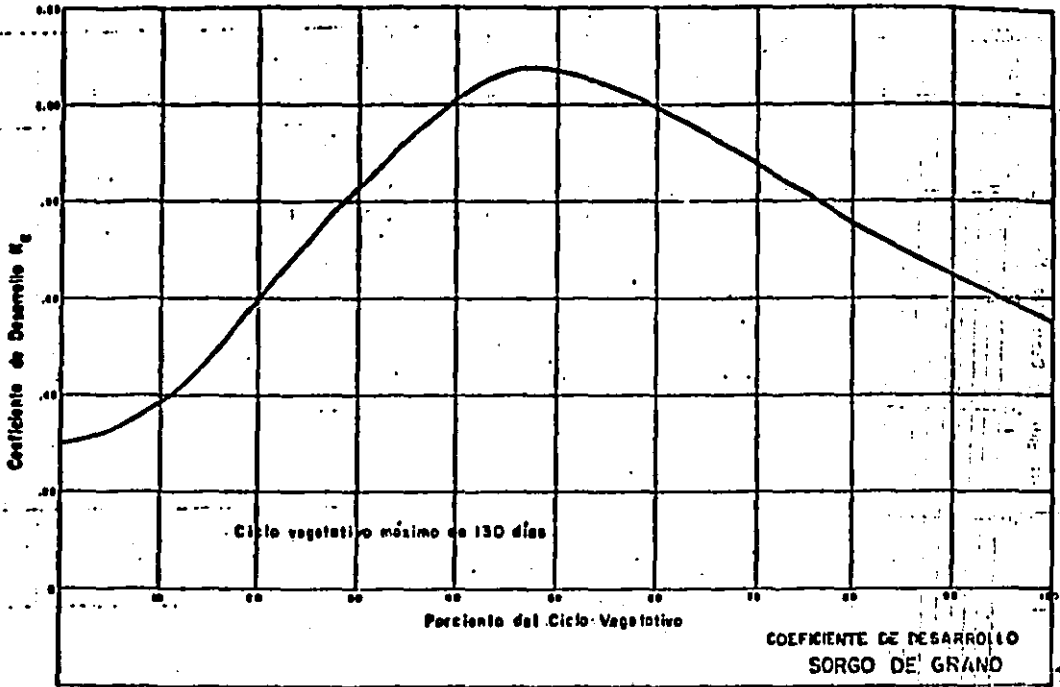
$$u.c.^* = 0.895 \times (u.c.)$$



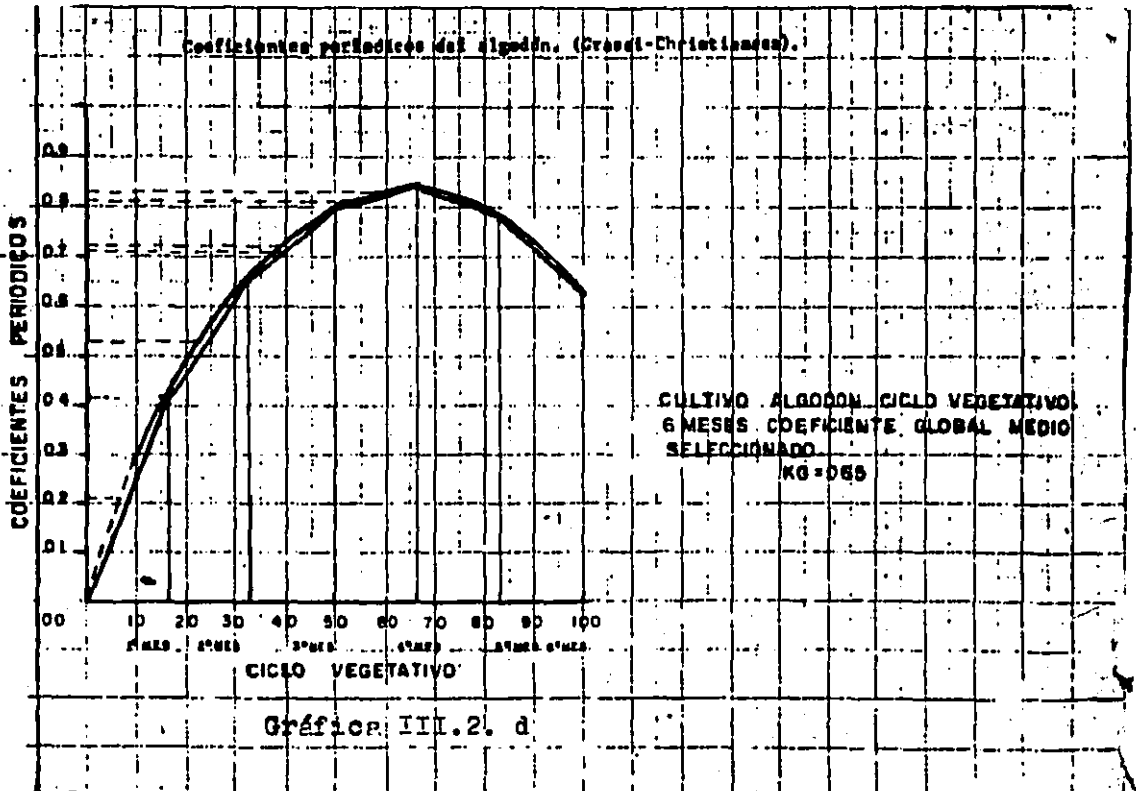
Gráfica III.2. a



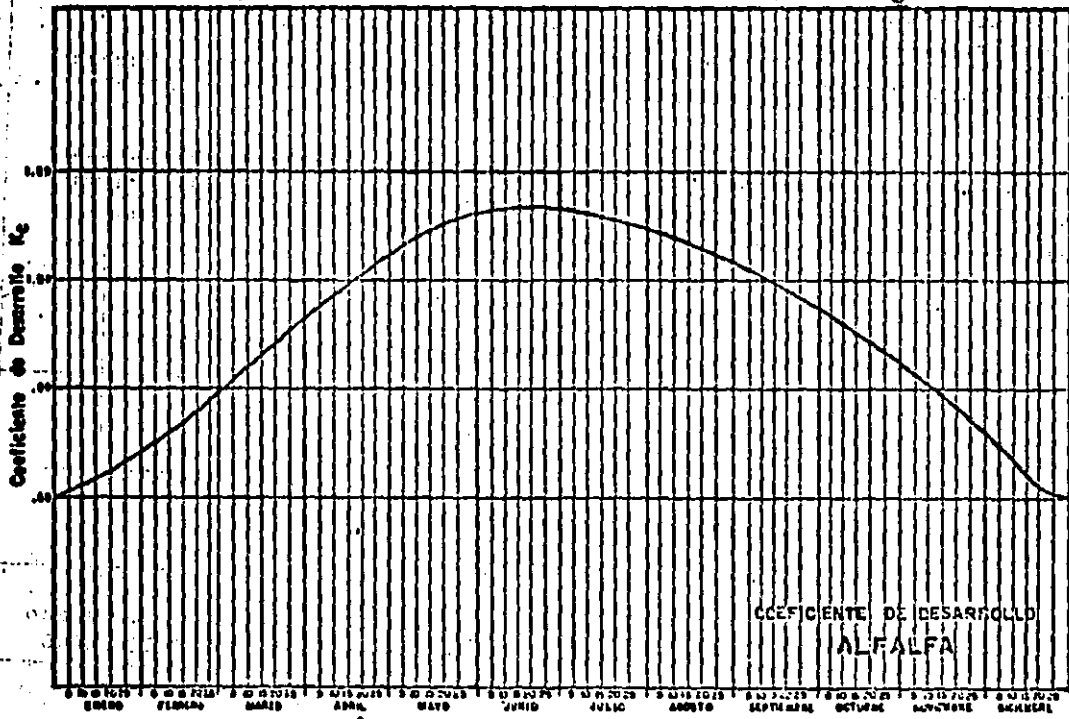
Gráfica III.2. b



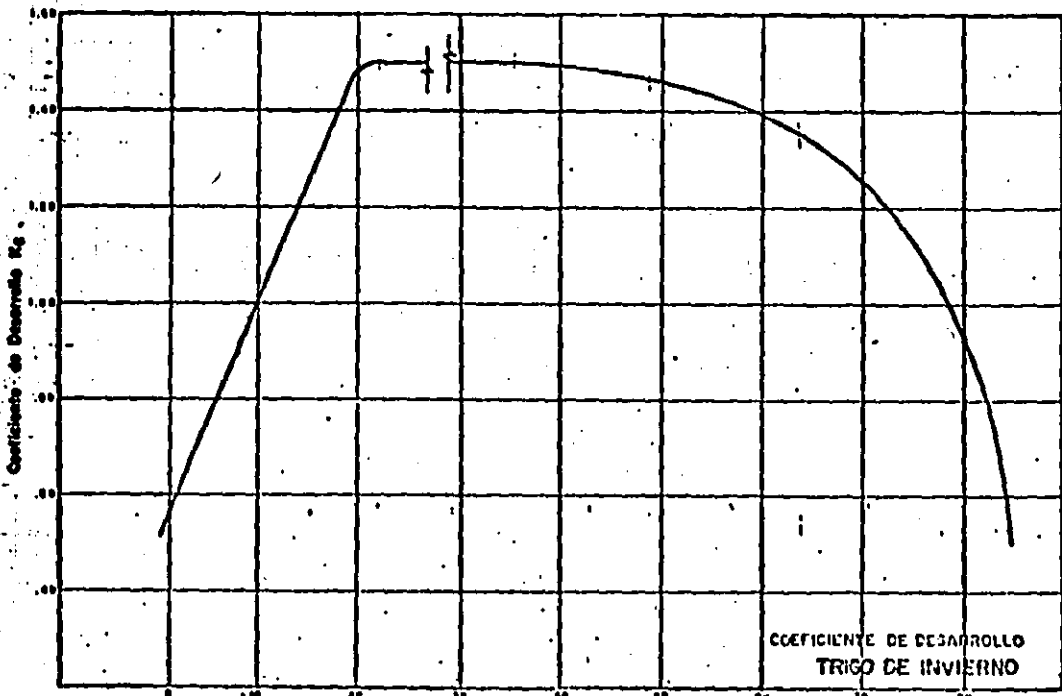
Gráfica III.2. c



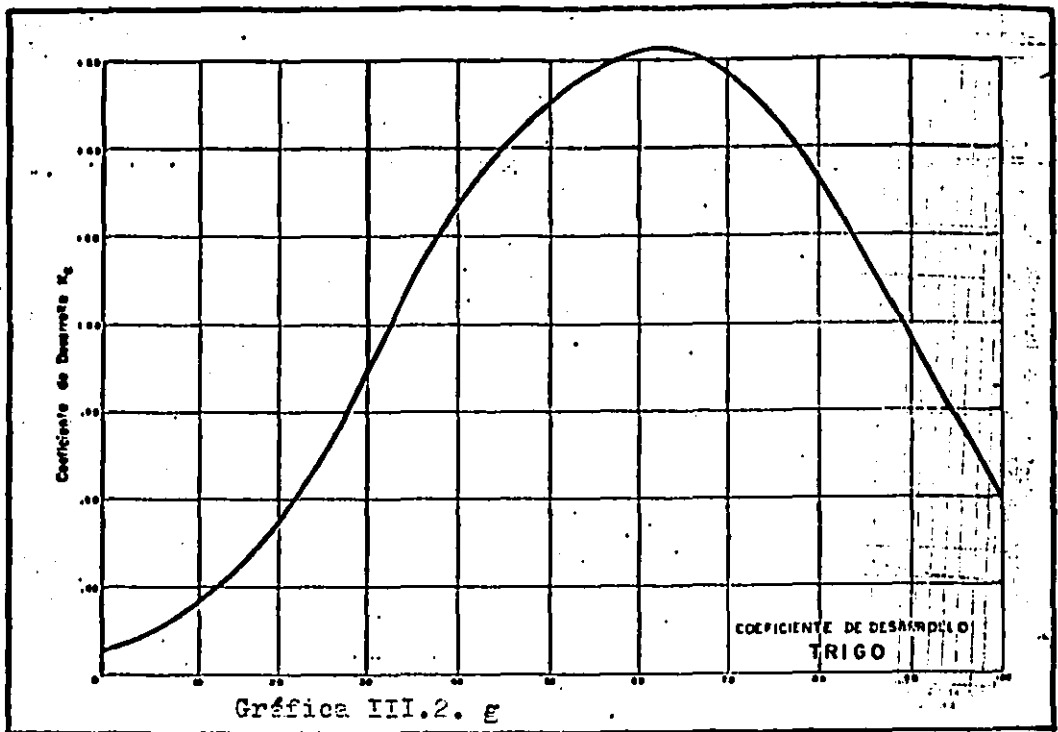
Gráfica III.2. d



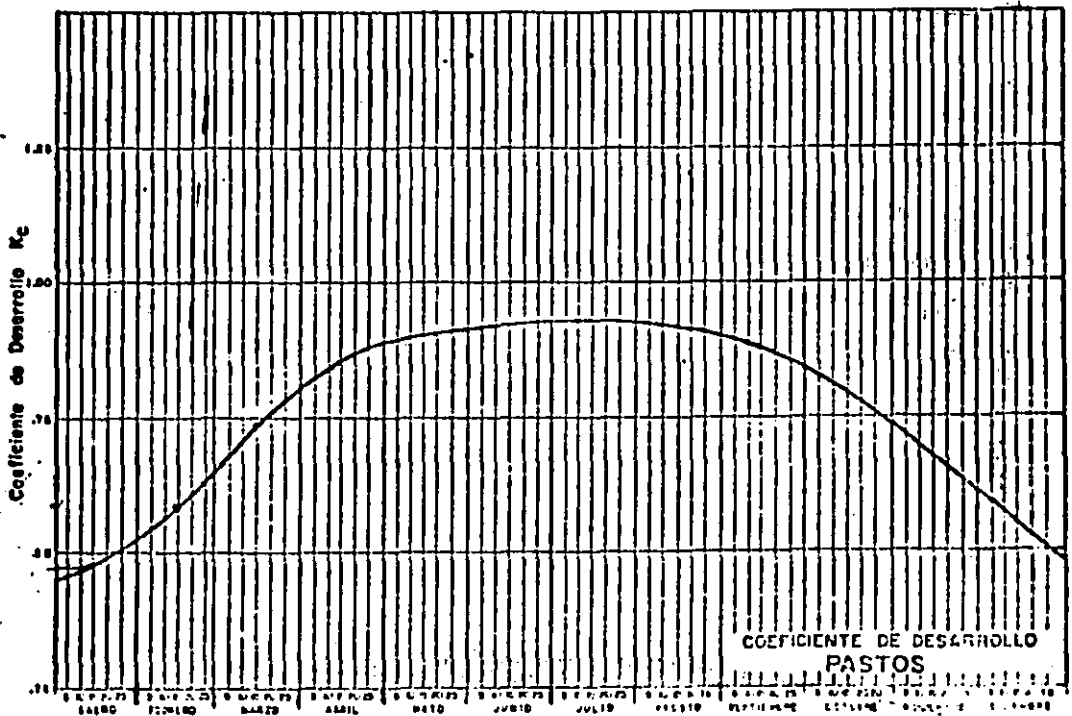
Gráfica III.2. e.



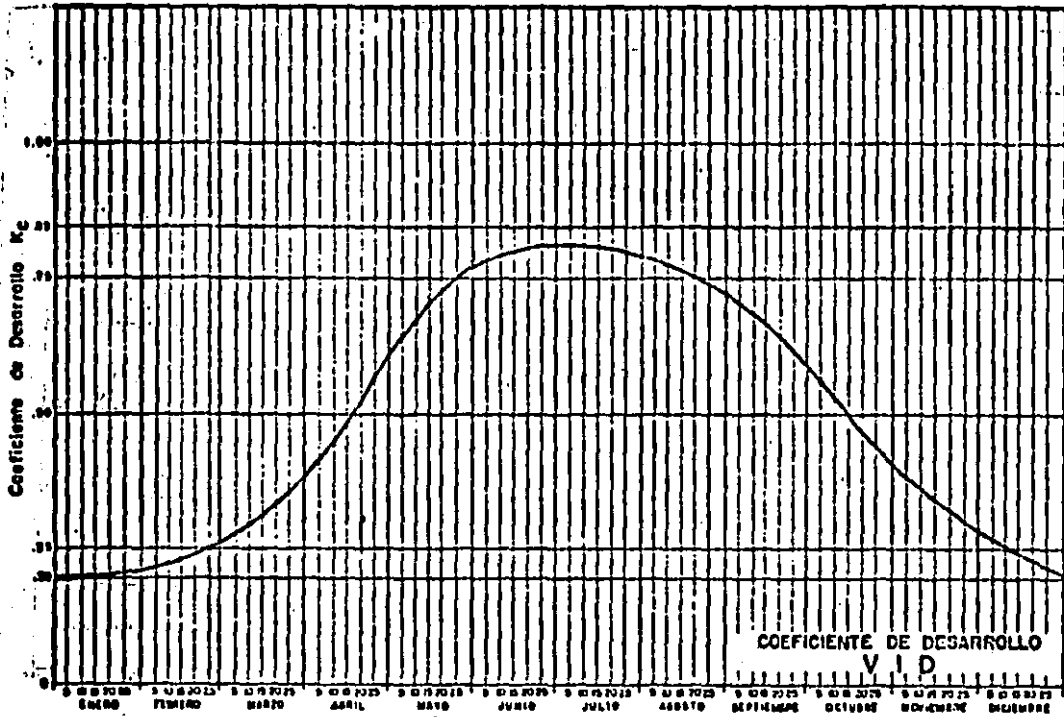
Gráfica III.2. f



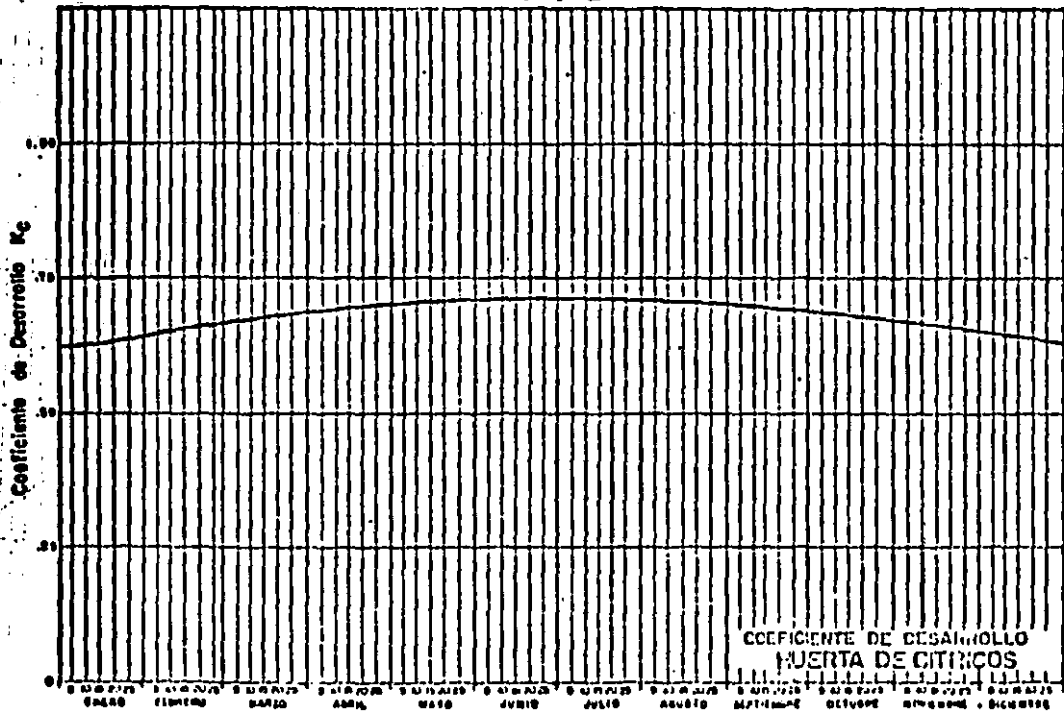
Gráfica III.2. g



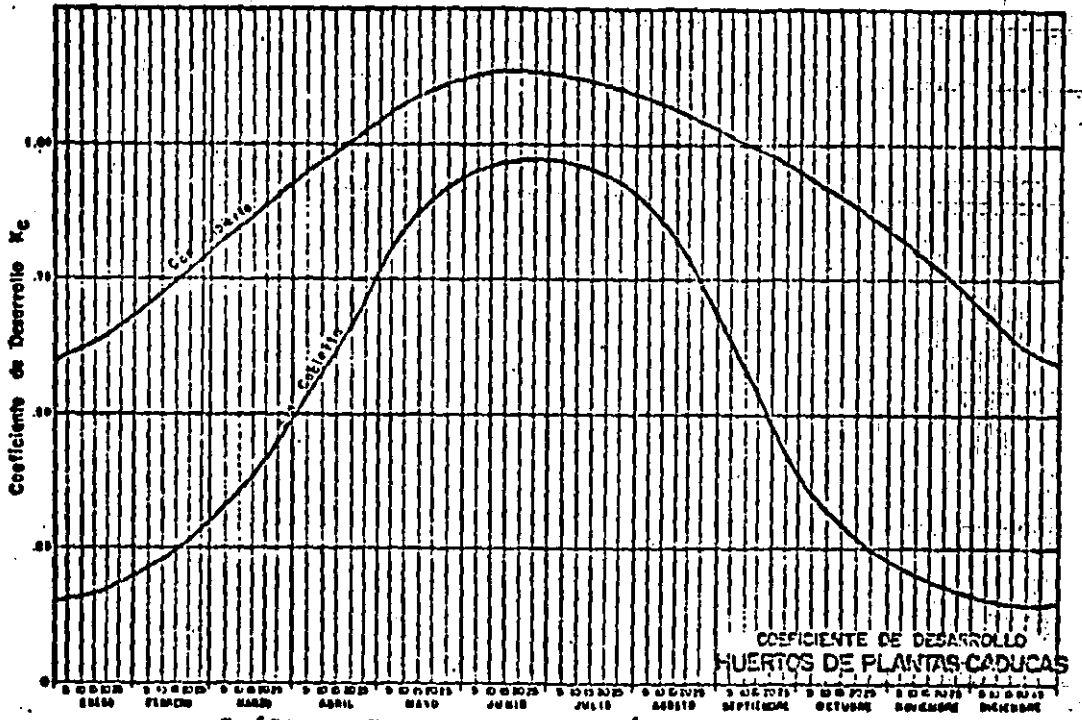
Gráfica III.2. h



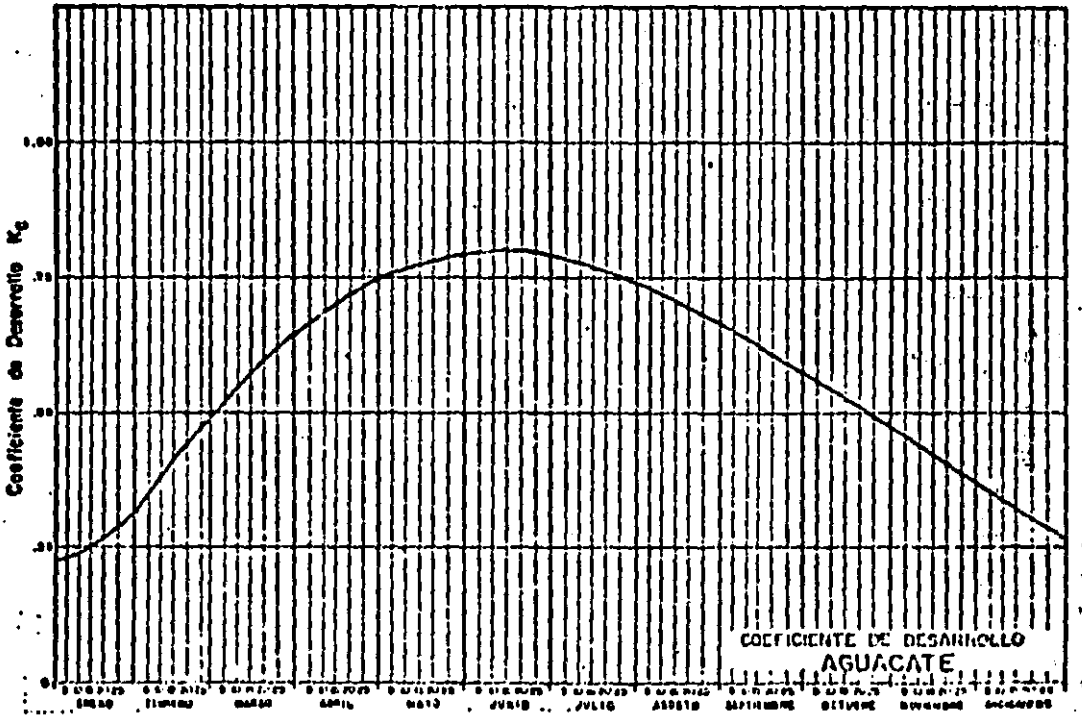
Gráfica III.2. i



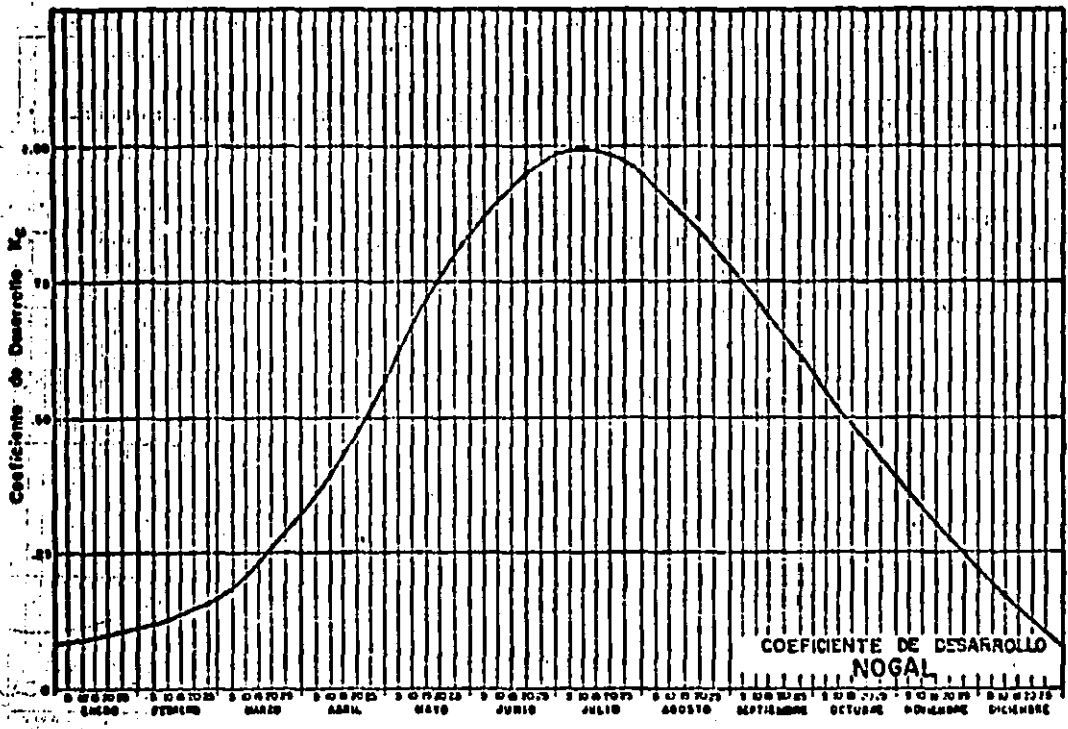
Gráfica III.2. j



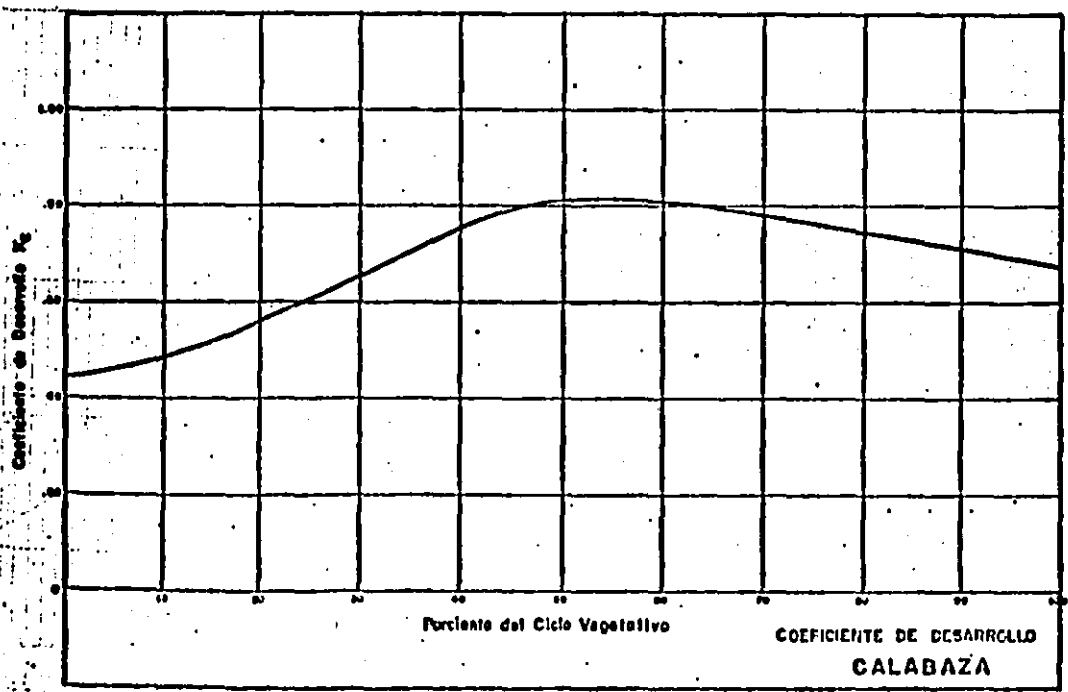
Gráfica III.2. k



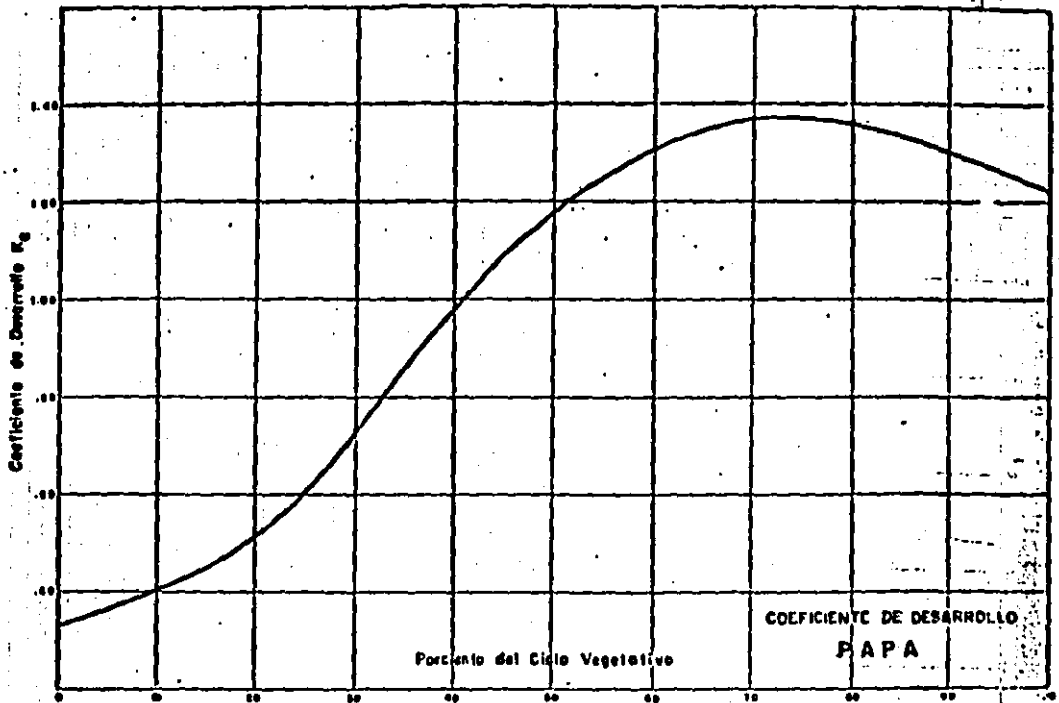
Gráfica III.2. l



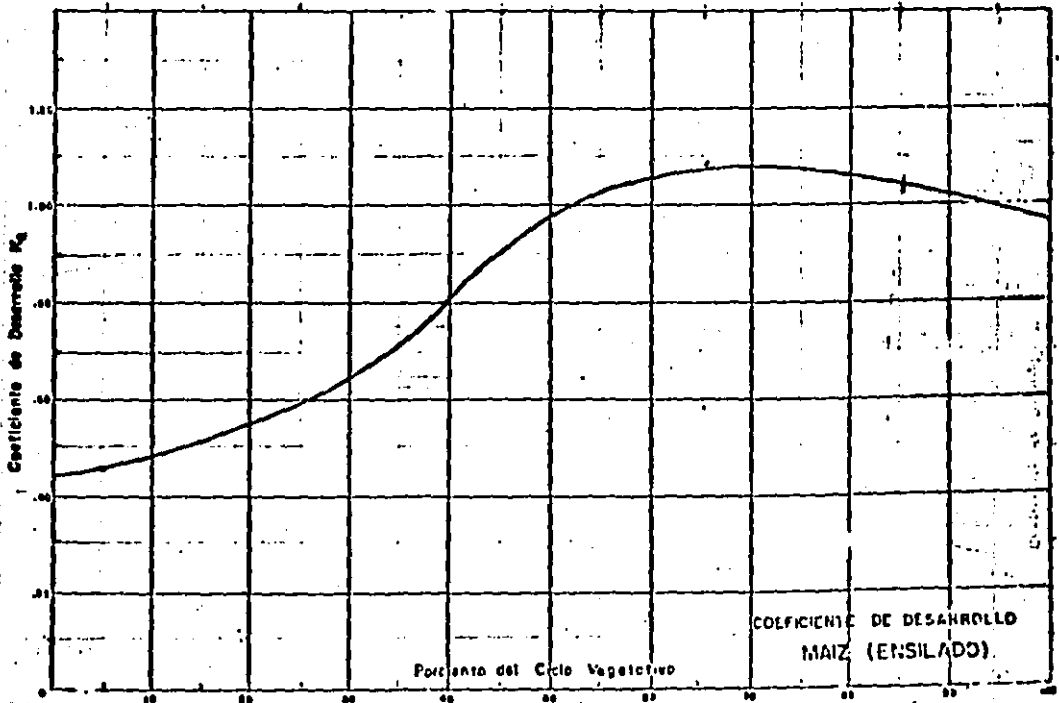
Gráfica III.2. m



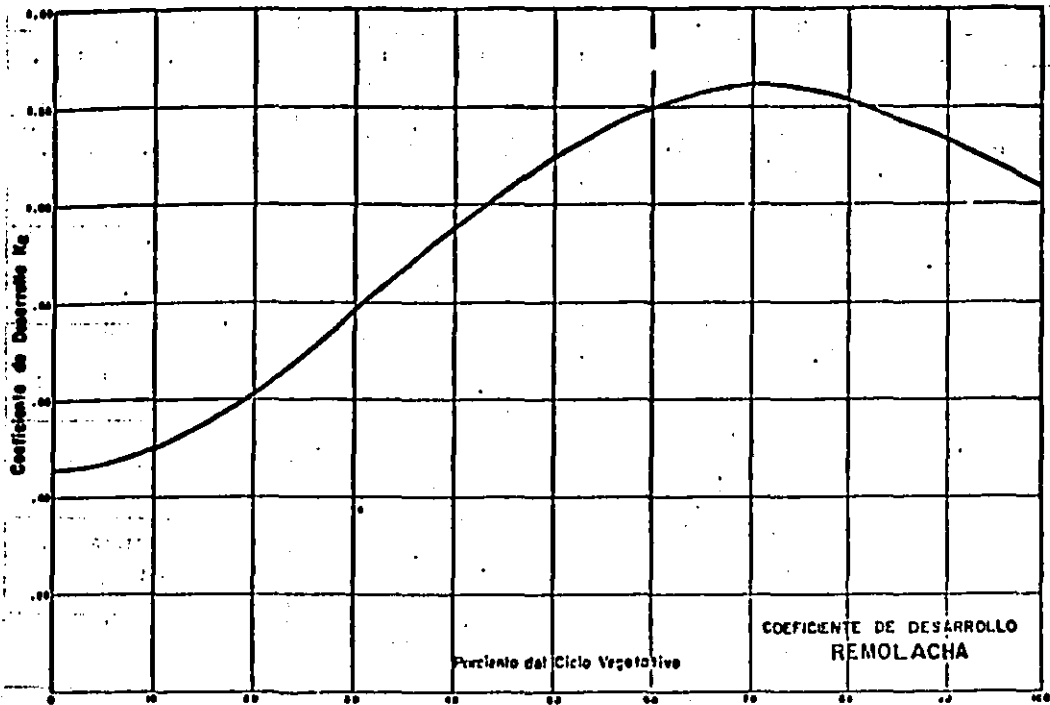
Gráfica III.2. n



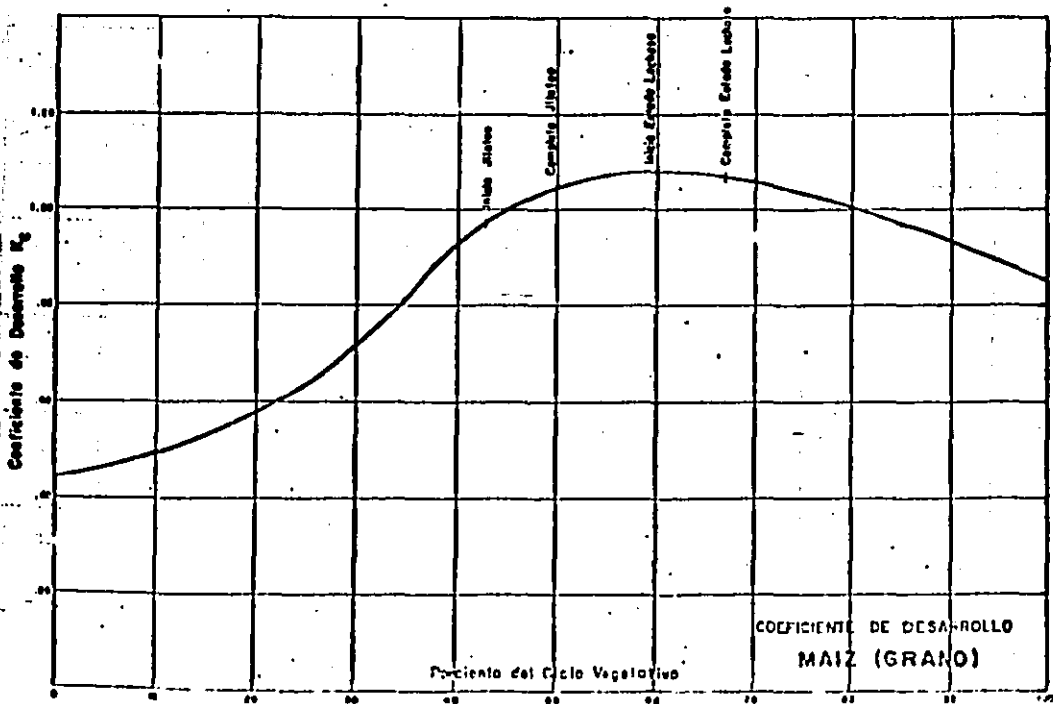
Gráfica III.2.o



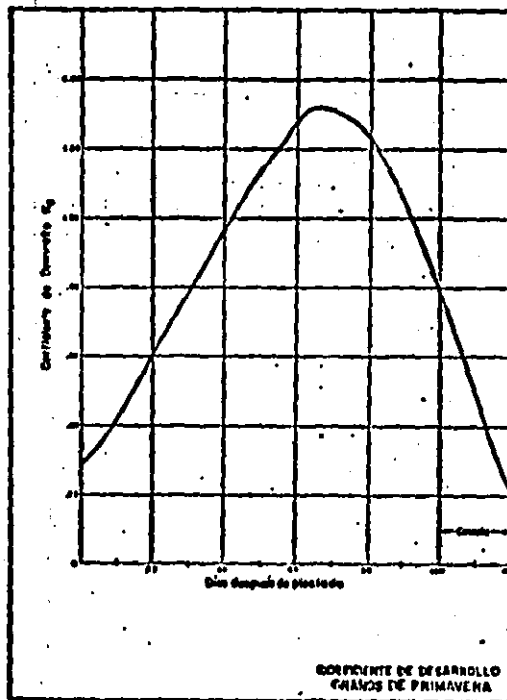
Gráfica III.2.p



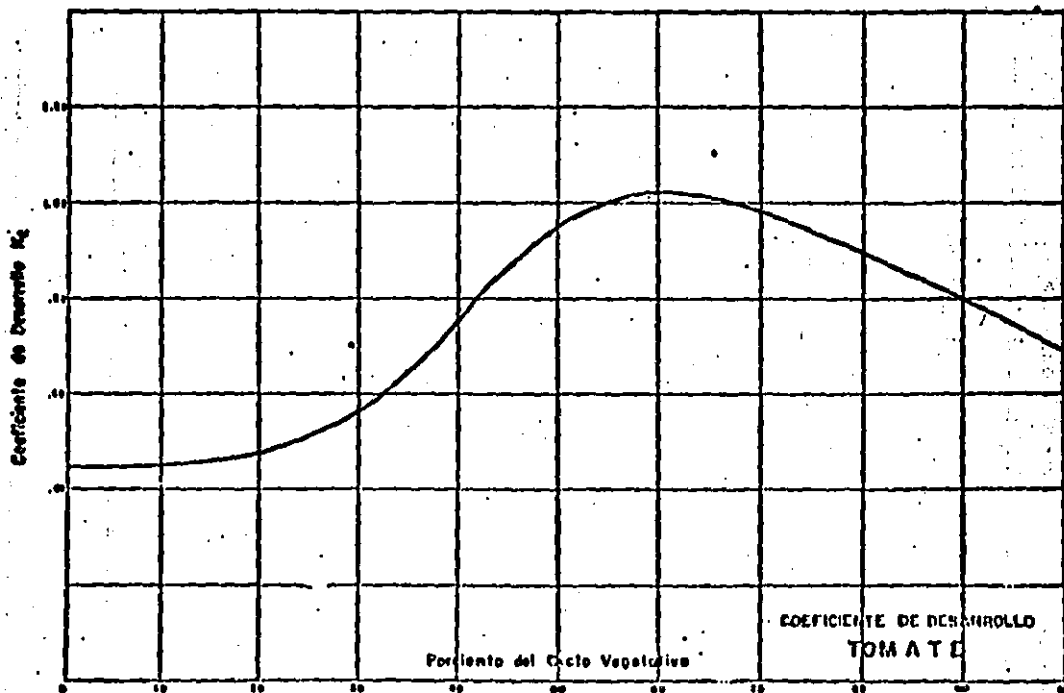
Gráfica III.2. q



Gráfica III.2. r



Gráfica III.2.s



Gráfica III.2.t

Los valores de K deben seleccionarse con buen criterio para tener valores de evaporación o evapotranspiración dignos de confianza; debido a su variabilidad cuando se calculan a partir de datos reales.

Para la distribución del uso consuntivo del agua periódico a través del ciclo vegetativo de un cultivo y para la obtención de los coeficientes de desarrollo, se han realizado investigaciones posteriores al método propuesto por Phalan.

III.6. CALCULO DE LOS COEFICIENTES UNITARIOS DE RIEGO.

A continuación se expone un ejemplo de aplicación del cálculo de los coeficientes unitarios de riego.

DATOS:

Zona Árida

Superficie de riego: 13,000 Ha

Rotación 35% = 13,000 x 0.35 4550 Ha

Localización: La zona de estudio se encuentra entre los paralelos 20°00' y 20°35' Lat. norte y meridianos 99°00' y 99°35' Longitud Oeste.

Climatología:

Precipitación media anual:	541.8 mm
Temperatura media anual	17.2°
Temperatura mínima extrema	-8.0°c
Temperatura Máxima	40.0°c

Clasificación de suelos:

0 - 10 cms	--- --	4a. Clase
10 - 25 cms	--- --	3a. Clase
25 - 75 cms	--- --	2a. Clase
+ 75 cms	--- --	1a. Clase

SELECCION DE CULTIVOS

Cultivo	Ciclo Vegetativo(días)	Fecha de Siembra	Período de cosecha	Iniciac. Siembra.
Maíz verano	150	Mar-Jul.	Sep-Oct.	1o. Abril
Frijol verano	120	Mar-Jul.	Jul-Nov.	1o. Junio
Chile verano	120	Mar-Jul.	Jul-Nov.	1o. Mayo
Maíz invierno	150	Ene-Feb.	Jul-Ago.	1o. Feb.
Frijol invierno	140	Feb-Mar.	Jun-Jul.	1o. Feb.
Trigo invierno	150	Nov-Ene.	Abr-Jun.	1o. Dic.
Papa invierno	120	Nov-Ene.	Abr-Jun.	1o. Nov.
Chile invierno	140	Dic-Feb.	Mar-Mayo	1o. Dic.
Cebada invierno	150	Nov.Feb.	May-Jul.	1o. Feb.
Tomate verde invierno	140	Nov-Feb.	Mar-Jun.	1o. Feb.
Frutales (aguacate)	365	Feb-Mar.	Jun-Sep.	-
Alfalfa	365	Sep-Oct.	Ene-Dic.	-

Coefficientes de Desarrollo Cultivos de Verano.

Cultivo	Ciclo Veg. Días	Coefficientes de desarrollo Kc					
		Primer mes	Segundo mes	Tercer mes	Cuarto mes	Quinto mes	Sexto mes
Maíz	150	0.580	0.920	1.080	1.000	0.860	
Frijol	120	0.800	1.120	0.960	0.500		
Chile	120	0.800	1.120	0.960	0.600		

CULTIVOS DE INVIERNO.

Maíz	150	0.580	0.920	1.080	1.000	0.860	
Frijol	140	0.750	1.060	1.100	0.840	0.600	
Trigo	150	1.480	1.480	1.390	1.000	0.600	
Papa	120	0.600	1.170	1.380	1.220		
Chile	140	0.750	1.060	1.100	0.840		
Cebada	150	0.560	1.270	1.620	1.320	0.600	
Tomate Verde	140	0.480	0.800	1.030	0.880	0.700	

CULTIVOS PERENNES

Frutales (aguac.)	365	0.250	0.420	0.580	0.710	0.780	0.810
		0.780	0.720	0.630	0.530	0.430	0.330
Alfalfa	365	0.640	0.750	0.870	1.000	1.100	1.150
		1.130	1.070	1.000	0.910	0.790	0.660

CALCULO DE LOS USOS CONSUNTIVOS

MES	TEMPERATURA MEDIA °C	PORCENTAJE HORAS LUZ P	Kt	Fkt
Enero	13.9	7.74	0.672	7.563
Feb.	15.7	7.26	0.728	8.122
Mar.	17.9	8.41	0.797	10.977
Abr.	19.4	8.53	0.844	12.285
Mayo	20.1	9.14	0.866	13.761
Junio	20.1	9.00	0.866	13.550
Julio	19.3	9.23	0.841	13.210
Ago.	19.3	8.95	0.841	12.810
Sep.	18.5	8.29	0.816	11.264
Oct.	16.8	8.17	0.763	9.894
Nov.	15.5	7.59	0.722	8.371
Dic.	14.3	7.66	0.685	7.726

CULTIVOS DE VERANO

MES	CULTIVO SIEMBRA CICLO fkt	Kc	MAIZ 1o.ABRIL 150 Días u.c.	u.c.Acumulado
Enero	7.563			
Febrero	8.122			
Marzo	10.977			
Abril	12.285	0.580	7.125	7.125
Mayo	13.761	0.920	12.660	19.785
Junio	13.550	1.080	14.634	34.419
Julio	13.210	1.000	13.210	47.629
Agosto	12.810	0.860	11.016	58.645
Sep.	11.264			
Oct.	9.894			
Nov.	8.371			
Dic.	7.726			
Total:				58.645

MES	CULTIVO SIEMBRA CICLO fkt	Kc	Frijol 1o. Junio 120 días u.c.	u.c. acumulado
Enero	7.563			
Febrero	8.122			
Marzo	10.977			
Abril	12.285			
Mayo	13.761			
Junio	13.550	0.800	10.840	10.840
Julio	13.210	0.120	14.795	25.635
Agosto	12.810	0.960	12.297	37.932
Sep.	11.264	0.600	6.758	44.690
Oct.	9.894			
Nov.	8.371			
Dic.	7.726			
Total				44.690

MES	CULTIVO SIEMBRA CICLO fkt	kc	Chile 1o. de Mayo 120 días u.c.	u.c. acumulado
Enero	7.563			
Feb.	8.122			
Marzo	10.977			
Abril	12.285			
Mayo	13.761	0.800	11.009	11.009
Junio	13.550	1.120	15.176	26.185
Julio	13.210	0.960	12.681	38.866
Agosto	12.810	0.600	7.686	46.552
Sep.	11.264			
Oct.	9.894			
Nov.	8.371			
Dic.	7.726			
Total				46.552

CULTIVOS DE INVIERNO

MES	<u>CULTIVO</u> <u>SIEMBRA</u> <u>CICLO</u> fkt	ke	<u>papa</u> 1o. Nov. 120 días u.c.	u.c. Acumulado	ke	<u>chile</u> 1o. Dic. 140 d- u.c.	u.c. Acumulado
Enero	7.563	1.380	10.437	24.499	1.060	8.017	13.811
Febrero	8.122	1.220	9.909	34.408	1.100	8.934	22.745
Marzo	10.977				0.840	9.221	31.966
Abril	12.285				0.600	7.371	39.337
Mayo	13.761						
Junio	13.550						
Julio	13.210						
Ago.	12.810						
Sep.	11.264						
Oct.	9.894						
Nov.	8.371	0.600	5.023	5.023			
Dic.	7.726	1.170	9.039	14.062	0.750	5.794	5.794
Total				34.408			39.337

CULTIVOS DE INVIERNO

MES	CULTIVO SIEMBRA CICLO fkt	ke	Tomate verde	Acum.	ke	Frutales (aguna)	Acum.	ke	Alfalfa	Acum.
			lo. de Feb. 140 días u.c.			perenne 365 días uc.			Perenne 365 d. u.c.	
Enero	7.563				0.250	1.891	1.891	0.640	4.840	4.840
Febrero		0.480	3.898	3.898	0.420	3.411	5.302	0.750	6.092	10.932
Marzo	10.977	0.800	8.782	12.680	0.580	6.366	11.668	0.870	9.549	20.481
Abril	12.285	1.030	12.654	25.334	0.710	8.722	20.390	1.000	12.285	32.766
Mayo	13.761	0.880	12.109	37.443	0.780	10.733	31.123	1.100	15.137	47.903
Junio	13.550	0.700	9.485	46.928	0.810	10.976	42.099	1.150	15.583	63.486
Julio	13.210				0.780	10.304	52.403	1.130	14.927	78.413
Agosto	12.810				0.720	9.223	61.626	1.070	13.706	92.119
Sep.	11.264				0.630	7.096	68.722	1.000	11.260	103.379
Oct.	9.894				0.530	5.244	73.966	0.910	9.004	112.383
Nov.	8.371				0.430	3.599	77.565	0.790	6.613	118.996
Dic.	7.726				0.330	2.549	80.114	0.660	5.099	124.095
Total				46.928			80.114			124.095

CULTIVOS DE INVIERNO

MES	CULTIVO SIEMBRA CICLO fkt	kc	Maíz	u.c. Acum.	kc	Frijol	u.c. Acum.	kc	Trigo
			1o.Feb. 150 d. u.c.			1o.Feb. 140 d. u.c.			1o.Dic. 150 d. u.c.
Enero	7.563								
Febrero	8.122	0.580	4.711	4.711	0.750	6.091	6.091	1.480	11.193
Marzo	10.977	0.920	10.099	14.810	1.060	11.636	17.727	1.390	11.289
Abril	12.285	1.080	13.268	28.078	1.100	13.513	31.240	1.000	10.977
Mayo	13.761	1.000	13.761	41.839	0.840	11.560	42.800	0.600	7.371
Junio	13.550	0.860	11.653	53.492	0.600	8.130	50.930		
Julio	13.210								
Agosto	12.810								
Sep.	11.264								
Oct.	9.894								
Nov.	8.371								
Dic.	7.726							1.480	11.434
Total				53.942			50.930		

La selección de cultivos comprende la siembra de uno solo de estos al año; para el estudio se considera una repetición del 35 %.

Superficie física = 13,000 Ha.
Superficie de repetición = 13,000 x 0.35 = 4550 Ha.

En esta superficie de repetición o rotación quedan incluidos los cultivos perennes como son la alfalfa y los frutales.

Cultivos que se repetirán	Sup. Ha	%
1) Maíz verano	1000	21.97
2) Frijol verano	700	15.38
3) Chile verano	650	14.29
4) Frutales (perenne)	650	14.29
5) Alfalfa (perenne)	1550	34.07
TOTAL.	4550 Ha.	100.00 %

Se repetirán únicamente cultivos de verano para el aprovechamiento de las lluvias temporales.

Cultivos de invierno.	Sup. Ha	%
1) Alfalfa	1550	11.92
2) Cebada	950	7.31
3) Chile div. varied.	1300	10.00
4) Frijol	1300	10.00
5) Tomate	750	5.77
6) Maíz	2600	20.00
7) Frutales	650	5.00
8) Trigo	2600	20.00
9) Hortalizas (papa)	1300	10.00
TOTAL.	1300 Ha.	100.00 %

Según el estudio agrológico se determinó lo siguiente en el estudio de suelos.

Serie Tenatepec.- Se localizan en los valles y lomas de los cerros.

Profundidad en cms.	0-20	20-60	60-90	90-200
Densidad aparente	1.34	1.43	1.65	1.66
Espacios %	49.44	46.04	37.74	37.36

Profundidad cms.	0-20	20-60	60-90
Textura	cr	R	cr
Constantes de humedad			
Capacidad de campo %	27.67	32.12	34.39
Coef. marchitamiento %	16.87	19.58	20.96
Humedad aprovechable %	10.80	12.54	13.43

c = Franco a = arenoso
 r = arcilloso f = fino
 R = arcilla

Serie Alfeyucan.- Se localizan en las márgenes de los ríos y arroyos.

Profundidad cms.	0-20	20-45	45-80	80-200
Densidad aparente	1.14	1.34	1.45	1.15
Textura	Caf	Cr	Cra	Cr
Constantes de humedad				
Cap. de campo %	17.49	25.06	16.90	
Coef. marchitamiento %	10.66	15.28	10.30	
Humedad aprov.	6.83	9.78	6.60	

Determinando las láminas de riego:

Serie Tepatepec.

Para este tipo de suelos se recomiendan los siguientes cultivos. Maíz, frijol, trigo, cebada, tomate, alfalfa,

En los cultivos como el maíz, frijol, trigo, cebada, tomate, se considera que la máxima demanda del agua (95%) se presente cuando las raíces de los cultivos alcanzan una longitud de 60 cms.

Para la alfalfa la máxima demanda del agua se presenta cuando las raíces han alcanzado una longitud de 90 cms.

De acuerdo con el estudio agronómico para los cultivos de trigo, tomate verde y praderas artificiales, las láminas de riego serán:

$$Lr = (P.s.c.c. - Ps pmp) \times Da \times Pr$$

Suelos con profundidades de 0.20 cms.

$$L_1 = (27.67 - 16.87) \times 1.34 \times 0.20 = 2.894 \text{ cms.}$$

Suelos con profundidades de 20 -60 cms.

$$L_2 = (32.12 - 19.58) \times 1.43 \times 0.40 = 7.173 \text{ cms.}$$
$$Lr = 10.067 \text{ cms.}$$

Para la alfalfa se tiene:

$$L_1 = (27.67 - 16.87) \times 1.34 \times 0.20 = 2.984 \text{ cms.}$$
$$L_2 = (32.12 - 19.58) \times 1.43 \times 0.40 = 7.173 \text{ cms.}$$
$$L_3 = (34.39 - 20.96) \times 1.65 \times 0.30 = 6.647 \text{ cms.}$$

Serie Alfayucan.

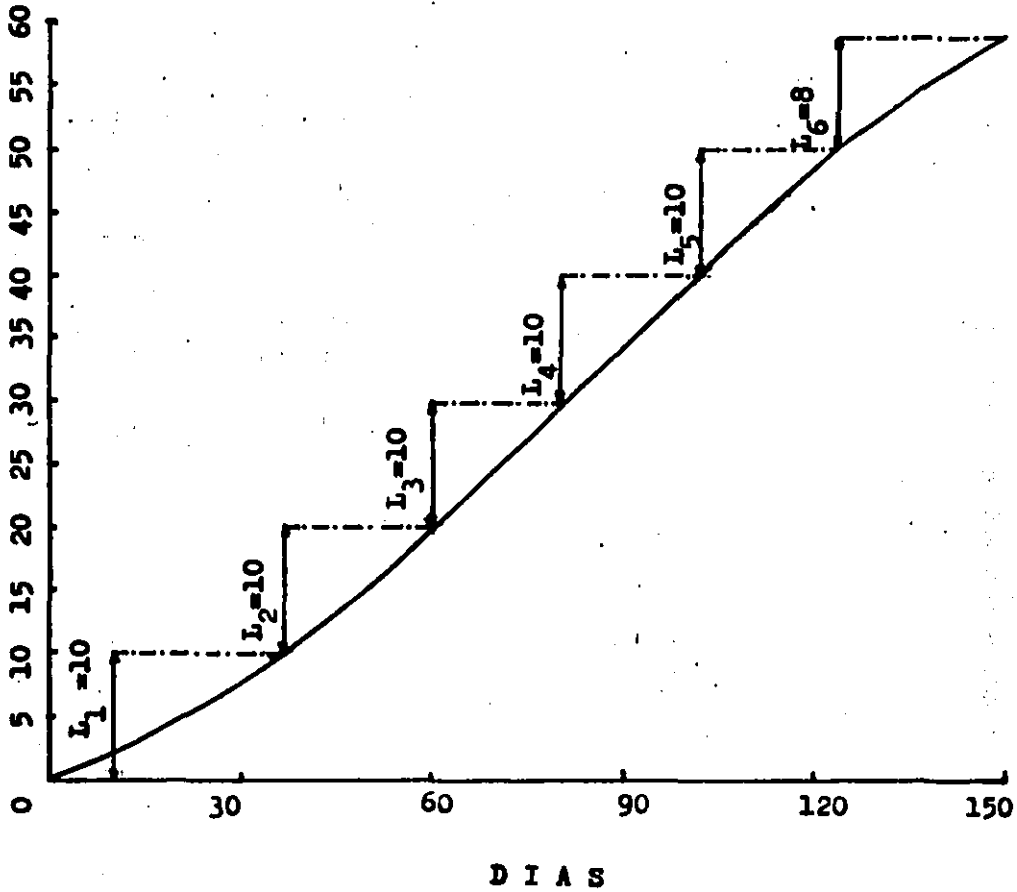
Los cultivos recomendables para esta serie son:
Maíz, frijol y papa.

Las láminas serán:

$$L_1 = (17.49 - 10.66) \times 1.14 \times 0.20 = 1.557 \text{ cms.}$$
$$L_2 = (25.06 - 15.28) \times 1.34 \times 0.25 = 3.276 \text{ cms.}$$
$$L_3 = (16.90 - 10.30) \times 14.5 \times 0.25 = 3.250 \text{ cms.}$$
$$L_5 = 8.180 \text{ cms.}$$

Con las láminas anteriores se pueden programar los riegos - -
graficando los usos consuntivos acumulados.
Aquí se expone la gráfica correspondiente al Maíz de verano -
(gráfica III.3)

Gráfica III.3 Láminas e intervalos de riego.



D I A S							
LAMINA (cm)	10	10	10	10	10	8	6 RIEGOS
INTERVALO	37	23	21	22	22	25	150 DIAS
INTERVALO MULT. 5 D.	35	20	20	25	25	25	150 DIAS

Como se tiene una lámina total de 8.18 cms, para programarla dentro del u.c. acumulado se tomó $L = 10$ cms. y la última -- 8 cms.

De la gráfica III.3, se puede ver que se necesitan 6 riegos para dar la lámina correspondiente al u.c., así como los -- intervalos correspondientes en múltiplos de 5 días para simplificar los cálculos.

Cálculo de la lluvia efectiva.

Como se mencionó en III.5.1.1, el método utilizado para calcular la lluvia efectiva es el de Prescott, ref. 1, el cual para su utilización es necesario calcular la evapotranspiración mediante el método de Thornthwaite.

Mes	Temperatura	i	Evapotranspiración en cms.
E	13.9	4.70	4.39
F	15.7	5.65	5.40
M	17.9	6.90	6.60
A	19.4	7.79	7.80
M	20.1	8.22	8.50
J	20.1	8.22	8.50
J	19.3	7.73	7.70
A	19.3	7.73	7.70
S	18.5	7.25	7.00
O	16.8	6.26	5.90
N	15.5	5.55	5.30
D	14.3	4.91	4.60
TOTAL:		80.91	

METODO DE PRESCOTT: $0.8^P \geq 0.9 E^{0.75}$

Mes	Precipit. (mm)	0.8P	E	$E^{0.75}$	$0.9E^{0.75}$	Lluvia efectiva 50%
E	10.3	0.82	4.39	3.03	2.73	
F	2.8	0.22	5.40	3.54	3.19	
M	8.2	0.66	6.60	4.12	3.72	
A	34.0	2.72	7.80	4.67	4.20	
M	54.5	4.36	8.50	4.98	4.48	
J	77.6	6.21	8.50	4.98	4.48	3.50
J	70.2	5.62	7.70	4.62	4.16	3.50
A	68.3	5.46	7.70	4.62	4.16	3.50
S	70.5	5.64	7.00	4.30	3.87	3.50
O	38.3	3.06	5.90	3.79	3.41	
N	13.2	1.06	5.30	3.49	3.14	
D	5.9	0.47	4.60	3.14	2.83	

6.21 > 4.48
 5.62 > 4.16
 5.46 > 4.16
 5.64 > 3.87

Se toma el 50% de la precipitación como efectiva.

Determinada la precipitación efectiva y las láminas de riego, es necesario determinar los volúmenes necesarios para así obtener el volumen correspondiente al mes de máxima demanda.

Llevando a cabo el plan de Riegos y ley de Demandas de la siguiente forma:

TABLA III.12

LUVIA EFECTIVA							3.5	3.5	3.5	3.5				
CULTIVOS	MESES SUP.HAS.	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	ANUA
MAIZ	1000				1.0	1.0	2.0	2.0	0.8					
FRIJOL	700				1.0	1.0	1.0	1.0	0.8					
					0.56	1.12	0.56	1.12	0.35	0.35				
				8	8	8	8	8	8	8				
								0.245						
VOL.NEC.		9.158	9.260	11.953	14.991	10.619	6.494	5.818	4.236	3.764	2.126	2.240	3.833	24.4
VOL.NETO		9.158	9.260	11.953	14.991	10.619	4.616	4.623	2.813	2.691	2.126	2.240	3.833	78.9

El volumen correspondiente a cada cultivo se obtiene multiplicando la lámina por la superficie, así para el maíz, se obtiene:

$$\begin{aligned}L &= 10 \text{ cms} = 0.10 \text{ m} \\A &= 1000 \text{ Ha} = 10 \times 10^6 \text{ m}^2 \\V &= 10 \times 10^6 \times 0.10 = 1 \times 10^6 \text{ m}^3\end{aligned}$$

Mediante el mismo procedimiento se obtienen todos los volúmenes y se ordenan colocandolos encima de las láminas de riego y abajo de las mismas los volúmenes correspondientes a la lluvia efectiva los cuales se calculan de la siguiente forma:

Para el frijol:

$$\begin{aligned}\text{Precipitación efectiva: } & 35 \text{ cms}_2 = 0.035 \text{ m} \\ \text{Superficie : } & 700 \text{ Ha} = 7 \times 10^6 \text{ m}^2 \\ V &= 0.035 \times 7 \times 10^6 = 0.245 \times 10^6 \text{ m}^3\end{aligned}$$

De igual manera, sumando los volúmenes que corresponden a la lluvia efectiva y restandolos a los volúmenes necesarios, se obtienen los volúmenes netos. Así, el volumen neto anual es de $78.923 \times 10^6 \text{ m}^3$.

Para la obtención de los coeficientes unitarios, se ordenan los cultivos que dispongan de mayor a menor uso consuntivo diario, anexando la superficie y su volumen acumulado.

Una vez hecho lo anterior, se procede a calcular dichos coeficientes dividiendo el volumen mensual por los segundos que tiene el mes, suponiendo meses de treinta días. Con esto se obtiene un gasto que al dividirlo por la superficie que le corresponde se tiene el coeficiente cuyas unidades son lbs/seg/ha . Este coeficiente se divide por las eficiencias del distrito para el diseño de los canales.

A continuación se resume el cálculo del ejemplo.

CULTIVOS	u.c. cm/día	Superf. Ha.	Sup.Acum. Ha.	Volumen $m^3 \times 10^6$	Vol.Ac. $m^3 \times 10^6$	q(1ta/seg/ha) n= 0.49	q n=0.525	q n=0.595
Cebada	0.867	650	650	1.690	1.690	2.047	1.910	1.686
Maíz	0.600	1000	1650	1.800	3.490	1.665	1.554	1.371
Maíz	0.600	1000	2650	1.800	5.290	1.572	1.467	1.294
Tomate	0.533	750	3400	1.200	6.490	1.503	1.403	1.238
Frijol	0.533	700	4100	1.120	7.610	1.461	1.364	1.203
Alfalfa	0.433	1550	5650	2.015	9.625	1.341	1.251	1.104
Cebada	0.433	250	5900	0.325	9.950	1.328	1.239	1.094
Trigo	0.433	950	6850	1.235	11.185	1.285	1.200	1.059
Papa	0.333	1000	7850	1.000	12.185	1.222	1.141	1.006
Maíz	0.300	600	8450	0.540	12.725	1.186	1.104	0.975
Chile	0.267	650	9100	0.520	13.245	1.146	1.070	0.944
Frijol	0.267	600	9700	0.480	13.725	1.114	1.040	0.917
Trigo	0.233	1000	10700	0.700	14.425	1.061	0.991	0.874
Trigo	0.200	700	11400	0.420	14.845	1.020	0.952	0.840
Frutales	0.075	650	12050	0.146	14.991	0.980	0.914	0.807

Para la capacidad de los canales será necesario tomar en cuenta la eficiencia.

$$\text{Lámina neta del Distrito} = \frac{\text{Volumen neto anual}}{\text{Superficie física}}$$

$$\text{Lámina neta} = \frac{78.923 \times 10^6}{13,000 \times 10^4} = 0.607 \text{ m}$$

Considerando las 3 alternativas:

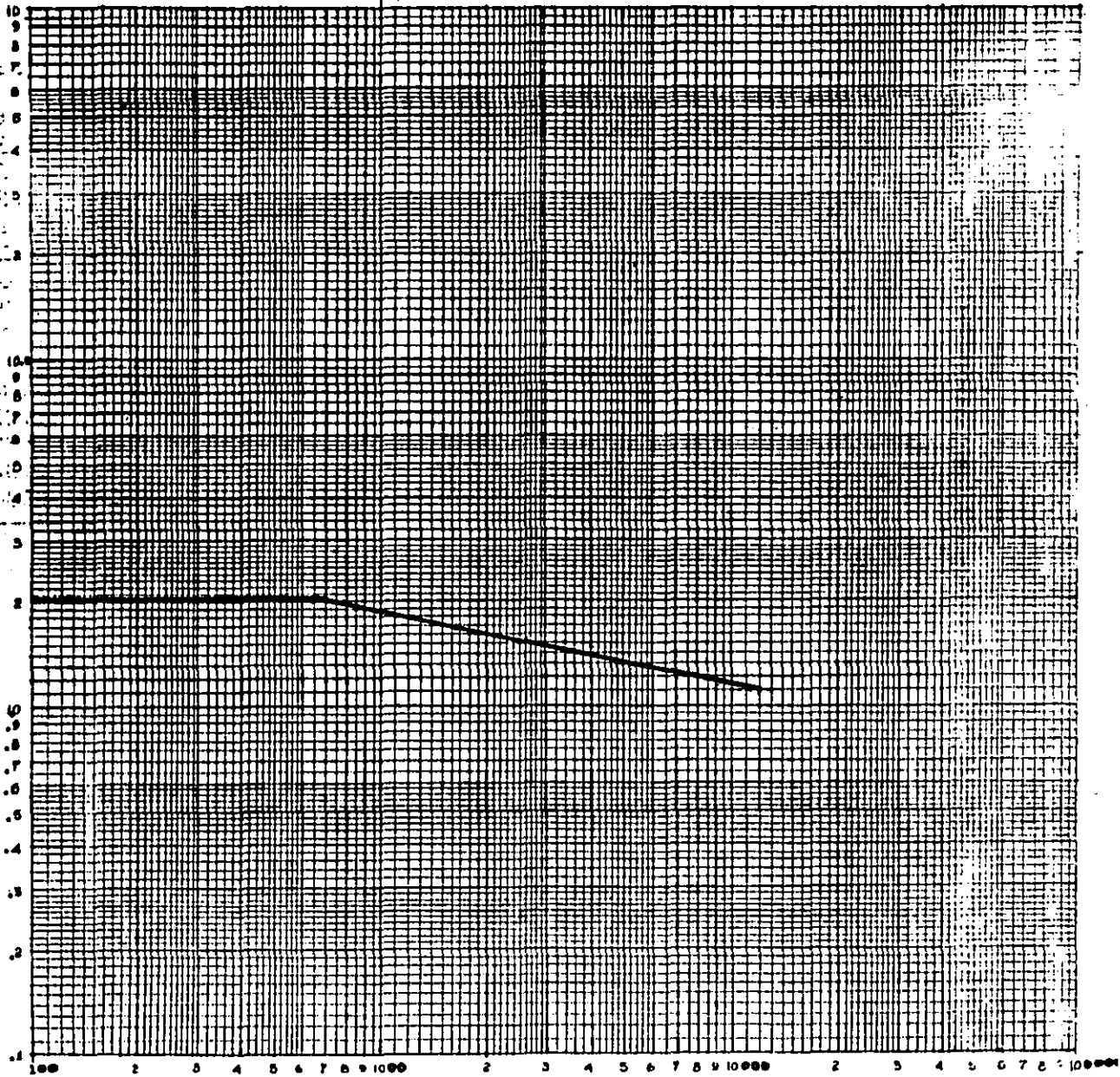
$$\text{Lbruta} = \frac{0.607}{0.49} = 1.239 \text{ m (canales en tierra)}$$

$$\text{Lbruta} = \frac{0.607}{0.525} = 1.156 \text{ m (canales revestidos de mampostería).}$$

$$\text{Lbruta} = \frac{0.607}{1.020} = 0.595 \text{ m (canales revestidos de concreto).}$$

En la Gráfica III. 4, se presenta los Coeficientes Unitarios de riego para n = 0.49

COEFICIENTE UNITARIO DE RIEGO EN LTS/SEG/HA



SUPERFICIE EN HECTAREAS.

GRAFICA III.4 COEFICIENTES UNITARIOS DE RIEGO.

PROBLEMAS PROPUESTOS.

- 1) En un análisis de suelo sódico se detectaron un PSI = 38 una CIC = 30 meq/100 gr. de suelo. Determinar el PSI de tal manera que la necesidad de mejorador sea de 10 meq/100 gr.

Sol. 4.7

- 2) En el problema anterior, determinar la necesidad de mejorador en meq/ha, asumiendo que la $D_a = 1.4 \text{ gr/cm}^3$ y que se desea recuperar una profundidad de 60 cms. de suelo.
- 3) Se tiene el siguiente registro de temperatura, mediante el cual se requiere determinar la evapotranspiración -- potencial, considerando una latitud de 45°

MES	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
T °C	-1.2	0.2	6.1	9.7	12.0	16.6	24.2	24.3	19.4	12.1	8.9	5.4

Sol. 90 mm.

- 4) Determinar la velocidad del viento en m/seg., a 2 m. de la superficie de un lago, si se sabe que el día 13 de enero, la evaporación (fórmula de Penman) fué de 3 mm/día y que se observaron 6.2 horas con sol, la temperatura del punto de rocío es 14.3°C y la temperatura del aire seco fué de 20°C . El lago está a 30° latitud norte.
- 5) Determinar el uso consuntivo para todo el ciclo en un cultivo de alfalfa para una zona donde se tienen las siguientes temperaturas, con una latitud $30^\circ 47'$.

MES	E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
T °F	9.81	10.08	12.09	14.85	17.59	19.82	20.95	19.28	17.00	14.36	10.92	9.85

Sol. 160.60 cms.

IV.- COEFICIENTES UNITARIOS DE DRENAJE

El coeficiente unitario de drenaje, es la cantidad de agua que se ha de eliminar mediante drenes en una superficie dada, en un intervalo de tiempo especificado. Esta cantidad puede depender de factores tales como la permeabilidad del suelo, la porción del nivel de la capa freática durante ese período, y la profundidad y espaciamiento de los drenes.

Para llevar a cabo la determinación de dicho coeficiente es necesario efectuar los estudios hidrológicos que permitan calcular los caudales máximos y con ello el coeficiente unitario de drenaje.

En éste capítulo se mencionan algunos de los aspectos más importantes que guardan relación directa con el estudio hidrológico así como algunos métodos para determinar dicho coeficiente.

IV.I.- TORMENTA DE DISEÑO.

En la red de drenaje superficial, uno de cuyos objetos es proteger al sistema de riego contra las inundaciones provocadas por una o varias lluvias en sucesión, cuando-

se emprende el diseño hidráulico de la misma, un dato que interesa conocer es la tormenta de gran intensidad y poca duración o la amplia duración y poca intensidad, que pueda causar la posible inundación y los daños correspondientes, al sistema de riego en proyecto.

Generalmente, para conocer las características de las tormentas se utilizan principalmente los datos pluviométricos de las estaciones climatológicas que se encuentran dentro o próximas al sistema de riego.

Conforme a la situación geográfica de la zona en donde se establecerá el futuro sistema, la hidrografía y la orografía de la cuenca tienen especial importancia, así como la circunstancia de si el sistema de riego está localizado o no en una región ciclónica.

IV.I.I.- VARIACION DE LA PRECIPITACION.

Las regiones áridas y semiáridas se caracterizan por la gran variación en los procesos que intervienen en los fenómenos meteorológicos, tanto en tiempo como en espacio; las tormentas que en ellos suelen ocurrir, durante el verano, originan generalmente las precipitaciones que provocan los escurrimientos superficiales por desalojar con la red de drenaje superficial.

Por lo general, las tormentas de gran intensidad se presentan en los meses de lluvia abundantes que, según la región del país pueden quedar comprendidas entre julio y octubre o noviembre provocando los mayores escurrimientos en los ríos y otras corrientes superficiales. Lo ordinario es que en los 4 ó 5 meses lluviosos se precipite del 60 a 80 por ciento de lluvia anual y que en el mes más lluvioso se registre del 20 al 40 por ciento de la precipitación anual.

Variaciones básicas, casi impredecibles de la precipitación, pueden ocurrir en las zonas situadas dentro de las rutas que los ciclones siguen al entrar al país, por ambos litorales.

IV.1.2. CARACTERISTICAS BASICAS

A la tormenta de diseño la caracterizan su intensidad máxima, duración y frecuencia, siendo éste último la periodicidad estadística con que suelen presentarse las tormentas de características semejantes.

a) Intensidad.

Es la altura de lluvia, expresada en milímetros resultante en el período seleccionado para la duración de la tormenta. Por lo general, se expresa como una intensidad media en milímetros por hora; aunque en ocasiones, conviene presentarla como la intensidad media en 5, 10, 15, 20 ó más minutos e inclusive, en varias horas o días.

b) Duración

La duración de la lluvia es de gran importancia en la selección de la tormenta que se adopta para el diseño hidráulico de los drenes, ya que hay una cierta relación entre la duración de la tormenta y el tiempo de concentración de los caudales escurridos.

c) Frecuencia (período de retorno)

Es la periodicidad media estadística en años, con que suelen presentarse las tormentas de características semejantes en intensidad y duración. Así, se dice: -- frecuencias de 5, 10, 20 ó más años. Al expresarse, --- por ejemplo, que la frecuencia es de 10 años, se espera que la magnitud de la precipitación horaria sea igualada o superada 10 veces en 100 años; esto no significa que -- tales fenómenos vayan a suceder con intervalos precisos de 10 años, pues es más probable que dos o más de ellos -- tengan lugar en un año o aún en un mes.

La frecuencia de las tormentas que dan lugar a los caudales máximos de escurrimiento en una cuenca desaguada por un dren superficial, es una característica determinante en la elección de las tormentas de diseño para la red de drenaje superficial, en un sistema de riego en proyecto.

El período de frecuencia de la tormenta es elegido tomando en cuenta la importancia económica de los perjuicios que puedan ocurrir, así el cauce o dren no es capaz de contener el caudal máximo generado por la o las tormentas de carácter extraordinario que se abaten en su cuenca, más otros caudales adicionales que pudieran concurrir simultáneamente, tales como los desfuegos de los canales de riego.

Para una cierta tormenta de frecuencia dada, el problema estriba en comparar las inversiones en obras y en conservación de la red de drenaje, con la cuantía de los beneficios que puedan obtenerse al evitar una inundación. Las comparaciones se deben hacer siguiendo los métodos adecuados de la ingeniería económica.

Dicha frecuencia o período de retorno se representa de la siguiente manera:

$$Tr = \frac{1}{P}$$

Donde: Tr = período de retorno, que es el intervalo de tiempo en que puede ser igualado o excedido el evento.

P = Probabilidad de que se iguale o exceda el evento.

IV.1.3 DETERMINACION Y SELECCION DE LA TORMENTA DE DISEÑO.

Para determinar la capacidad de la red de drenaje superficial de un sistema de riego en proyecto, es recomendable que la frecuencia de la tormenta de diseño sea de 20 años; sin embargo, es conveniente tomar en cuenta los casos en que se trate de poblaciones o de cultivos muy delicados, tales como las hortalizas o flores, en los que la protección puede justificarse para tormentas de mayor intensidad que las correspondientes a las de periodicidad de 20 años y que necesariamente requerirán una red drenaje de más amplia capacidad para manejar caudales mayores. De todos modos el costo anual total actualizado y de conservación, debe estar equilibrado con los beneficios de las cosechas, terrenos y poblados que se protegen.

En el caso muy poco probable, que se cuente con registros de precipitaciones máximas para períodos del orden de los 50 años, es posible el estudio de las tormentas de diseño por procedimientos estadísticos o probabilísticos.

IV.I.4. METODOS PARA DETERMINAR LA TORMENTA DE DISEÑO, DE ACUERDO CON EL TAMAÑO DE LAS CUENCAS DE DRENAJE.

Las cuencas de drenaje pueden agruparse en cuatro categorías por su tamaño, como siguen:

Cuencas chicas	1Ha	25 Km.2.
Cuencas medianas	25 Km.2.	200 Km.2.
Cuencas grandes	200 Km.2.	2000 Km.2.
Cuencas muy grandes	Mayores de 2000 Km.2.	

Por lo general, en los sistemas de riego, las cuencas de la red de drenaje quedan en la categoría de chicas o medianas; las grandes son unas cuantas, pertenecen a ríos tributarios principales a los que, por lo normal, descarga la red de drenaje superficial del sistema y deben tratarse en las categorías tercera y cuarta que requieren un estudio hidrológico especial adecuado.

IV.I.4.I. INFORMACION BASICA NECESARIA

Para determinar las tormentas a considerar en una cuenca de drenaje, además de los datos climatológicos, es de interés tener los relativos a la localización geográfica de la cuenca y la ubicación de ésta con respecto a las regiones hidrológicas de la República Mexicana, según la subdivisión hecha por la Secretaría de Recursos Hidráulicos. Así mismo se necesitan planos a escala de 1:500 000 para cuencas grandes y de 1:25 000 a 1: 5 000 según el tamaño de las medianas y pequeñas, con objeto de conocer la extensión, forma y desniveles de la red hidrográfica principal, en las diversas cuencas tributarias de los drenes.

Lo normal en nuestro país, es que las cuencas de drenaje en un sistema de riego en proyecto estén alojadas en -

los sitios donde se localizan las estaciones climatológicas,-- existiendo otras cuencas donde no se dispone de ningún instrumento para medir la precipitación.

La situación antes descrita motiva que rara vez se tengan datos suficientes y confiables para determinar las tormentas máximas con los métodos basados en los registros de lluvias y las relaciones de intensidad, duración y frecuencia.

Por lo antes expuesto, el proyectista encargado de asignar las capacidades hidráulicas a los drenes superficiales en un sistema de riego, muchas veces tiene que recurrir a procedimientos basados en los caudales escurridos, como el de curvas envolventes de caudales máximos, ref. 1.

Como ya se mencionó, no siempre se dispone de los datos de lluvia suficientes en la cuenca donde se encuentra alojado el Sistema de riego, por lo que aquí se presentan algunos métodos que permiten correlacionar los datos obtenidos en una estación climatológica con otra situada, ya sea cerca de la misma o bien, en una cuenca adyacente.

IV.I.4.2. METODO DE MINIMOS CUADRADOS.

Al realizar un experimento con parejas de valores, estos pueden quedar acumulados de una cierta manera, de tal forma -- que si los analizamos podemos ver que estos quedan muy próximos a una recta, a dicha recta se le llama "recta de regresión", -- de los valores de la muestra de "X". Esa se puede utilizar para predecir valores de Y y para alguna X dada que nos interese, de tal manera que tengamos alguna idea de los valores de Y que se esperan para esa X, (fig. IV.I.).

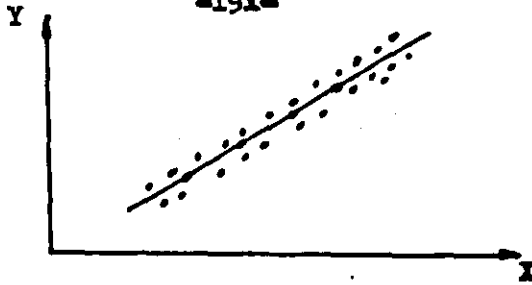


Fig. IV.1. Recta de regresión de los valores de la muestra de "Y" con base en los valores de la muestra "X".

Si los puntos están dispersos, entonces ajustamos una recta a ojo, resultando difícil e irreal en el sentido de que diferentes personas puedan ajustar a ojo, rectas completamente diferentes entre los puntos. Por lo tanto, debemos tener un método matemático para ajustar rectas, que den un resultado único que solo dependa de los puntos. Un procedimiento de este tipo que es muy usado es el método de mínimos cuadrados desarrollado por GAUSS, ref.7.

El método consiste en ajustar la recta a los puntos de manera que la suma de los cuadrados de las distancias de estos puntos hasta la recta sea mínima, midiendo la distancia en dirección vertical (fig. IV.2.)

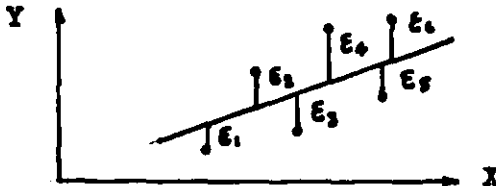


Fig. IV.2. Distancia vertical de los puntos dados de una muestra.

Las distancias intervienen en el método, ya que al usar los cuadrados de estas, en lugar de valores absolutos, resulta práctico desde el punto de vista de cálculo y de la teoría.

El uso de la distancia vertical se justifica, en lugar de la distancia mas corta, por el hecho de que X es una variable independiente, cuyos valores se seleccionan al - - -

principio del experimento, y que deseamos estimar valores de Y que correspondan a valores dados de X:

PARAMETROS ESTADISTICOS

Las características más importantes de una distribución estadística se pueden conocer através de sus parámetros. Los más importantes son :

a) Media de un conjunto de valores.

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n}$$

Donde :

\bar{X} = media del conjunto de valores.

X_i = valores de la muestra

n = número total de datos (valores)

b) Desviación estandar de la muestra

$$S_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1}}$$

c) Variancia

$$S_x^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1}$$

Para determinar la ecuación de la recta de regresión se debe hacer lo siguiente (fig. IV.3.)

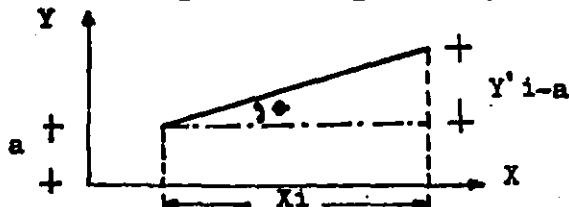


Fig. IV.3. Cálculo de la ecuación de la Recta de regresión.

De la figura IV-3 se tiene :

$$Tge = \frac{\sum Y_i - a}{X} ; Y_i = a + b X_i$$

Los valores X_1, X_2, \dots, X_n , de una muestra $(X_i, Y_i), \dots$
 $\dots, (X_n, Y_n)$ no son todos iguales.

La distancia vertical de un punto (X_i, Y_i) hasta la recta $Y_i = a + bX_i$ es ϵ_i como se muestra en la fig. IV.4.

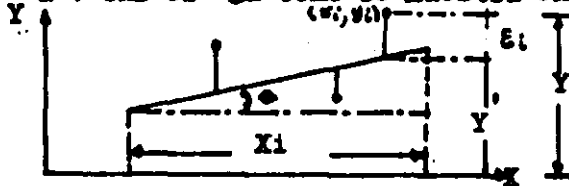


Fig. IV-4. Distancia vertical ϵ_i del punto (X_i, Y_i) a la recta de regresión.

Como $Y_i = a + bX_i$ entonces :

$$\epsilon_i = Y_i - (a + bX_i)$$

Con lo cual los cuadrados de las distancias verticales de los "n" puntos de la muestra tienen la suma :

$$\sum_{i=1}^n \epsilon_i^2 = \sum_{i=1}^n (Y_i - a - bX_i)^2 ; \text{ o sea que}$$

ϵ_i es la función de a y b , y para que tenga un mínimo es necesario que :

$$\frac{\partial \epsilon_i^2}{\partial a} = 0, \quad \frac{\partial \epsilon_i^2}{\partial b} = 0$$

Si se deriva lo anterior :

$$\frac{\partial \epsilon_i^2}{\partial a} = -2 \sum_{i=1}^n (Y_i - a - bX_i) \text{-----(1)}$$

$$\frac{\partial \epsilon_i^2}{\partial b} = -2 \sum_{i=1}^n (Y_i - a - bX_i)X_i \text{-----(2)}$$

igualando a cero se tiene:

$$\sum Y_i - na - b \sum X_i = 0 \text{-----(1)'}$$

$$\sum Y_i X_i - a \sum X_i - b \sum X_i^2 = 0 \text{-----(2)'}$$

Como se tiene que $\bar{X} = \frac{\sum X_i}{n}$; $\bar{Y} = \frac{\sum Y_i}{n}$

entonces:

$$\sum X_i = n\bar{X}; \sum Y_i = n\bar{Y}$$

Sustituyendo en (1) se tiene:

$$\bar{Y} - a - b\bar{X} = 0$$

Como no todos los valores de x son iguales se tiene:

$$a = \bar{Y} - b\bar{X} \text{ -----(3)}$$

Sustituyendo $\sum X_i = n\bar{X}$ en (2) tenemos:

$$\sum X_i Y_i - a n \bar{X} - b \sum X_i^2 = 0$$

$$\sum X_i Y_i = a n \bar{X} + b \sum X_i^2 \text{ -----(4)}$$

Sustituyendo (3) en (4)

$$\sum X_i Y_i = n(\bar{Y} - b\bar{X})\bar{X} + b \sum X_i^2$$

$$\sum X_i Y_i = n \bar{X} \bar{Y} + b (\sum X_i^2 - n \bar{X}^2)$$

Donde:

$$b = \frac{\sum X_i Y_i - n \bar{X} \bar{Y}}{\sum X_i^2 - n \bar{X}^2} \text{ -----(5)}$$

La expresión (5) se le denomina coeficiente de regresión y se puede representar en función de la variancia si se hace lo siguiente:

Dado que:

$$\sum X_i Y_i - n \bar{X} \bar{Y} = \sum (X_i - \bar{X})(Y_i - \bar{Y})$$

$$\sum X_i^2 - n \bar{X}^2 = \sum (X_i - \bar{X})^2$$

Sustituyendo en (5)

$$b = \frac{\sum (X_i - \bar{X})(Y_i - \bar{Y})}{\sum (X_i - \bar{X})^2} \text{ -----(6)}$$

Como la variancia es $S_x^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1}$,

Sustituyendo en (6)

$$b = \frac{\sum (X_i - \bar{X})(Y_i - \bar{Y})}{(n-1) S_x^2} \text{ -----(7)}$$

Por un procedimiento similar podemos obtener el coeficiente de correlación.

$$r_{xy} = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})(Y_i - \bar{Y})}{(n-1) S_x S_y} \quad (8)$$

El coeficiente de correlación es un índice que proporciona una idea de que tan agrupados están las parejas de valores (X_i, Y_i) a la curva de ajuste, en este caso a una línea recta.

Los valores de la muestra $(X_i, Y_i), \dots, (X_n, Y_n)$ se localizan en una recta si y solo si, el coeficiente de correlación tiene los valores 1 ó -1, como se muestra en la figura IV.5.

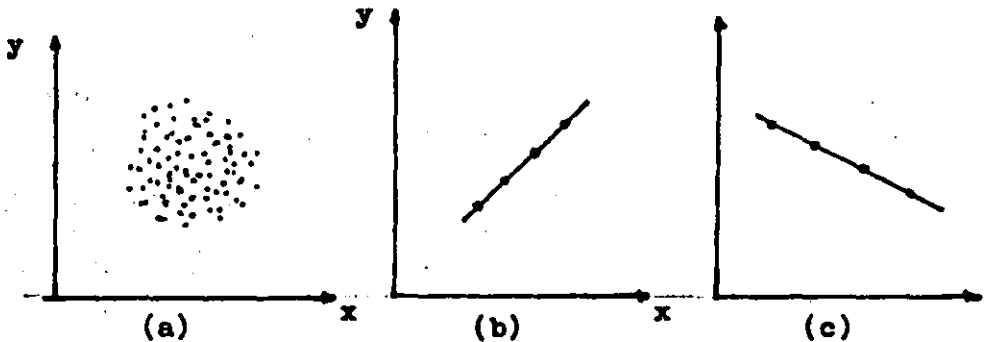


Fig.IV.5 Coeficiente de correlación r_{xy} . (a) $r_{xy}=0$ (b) $r_{xy}=1$

(c) $r_{xy} = -1$

IV.I.4.3. PRUEBA DE HIPOTESIS.

La forma de variación de una variable se puede utilizar para conocer los cambios físicos ocurridos en la cercanía de la misma.

Para determinar si dos grupos de datos n_1 , y n_2 , son de una misma población o de diferentes poblaciones, o bien si dos variables "X" y "Y" son o no dependientes se utiliza la prueba de hipótesis de Fisher, ref. 7 .

$$F = \frac{\chi_1^2 / \nu_1}{\chi_2^2 / \nu_2}$$

Donde:

F = Valor de una variable aleatoria con distribución F.

ν_1 = Grados de libertad de la variable χ_1^2

ν_2 = Grados de libertad de la variable χ_2^2

$$\chi_1^2 = \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2$$

$$\chi_2^2 = \sum_{i=1}^n (y_i - \hat{y}_i)^2$$

\hat{y}_i = valores de la variable "y", estimados con la ecuación de regresión.

ν_1 = Número de variables independientes

$\nu_2 = n - (\nu_1 + 1)$; n = tamaño de la muestra

Para aceptar la dependencia de "X" y "Y" el valor de F calculada, se compara con una F tabulada, tabla No. IV.I, de tal manera que si $F_{cal.} > F_{tabla}$, se dice que la correlación es significativa, y las variables analizadas son dependientes.

Si $F_{cal.} < F_{tabla}$, la correlación no es significativa y las variables son independientes.

Se recomienda utilizar un nivel de significancia de $\alpha = 5\% = 0.05$ o sea, un error del 5% que viene de considerar la siguiente probabilidad.

P suceda el evento + Pno suceda el evento = 1

La probabilidad de que no suceda el evento o no tener error es entonces:

$$P_{no\ sucede} = 1 - P_{suceda}$$

$$P_{no\ sucede} = 1 - 0.05 = 0.95$$

A continuación se da un ejemplo
Se tienen los siguientes datos "X" y "Y"

X	2	4	1	3	5	8	1.7
Y	7.5	15.5	5	12			

Se pide calcular la ecuación de la recta por
mínimos cuadrados.

X	Y	$X - \bar{X}$	$(X - \bar{X})^2$	$(Y - \bar{Y})$	$(Y - \bar{Y})^2$	$(X - \bar{X})(Y - \bar{Y})$
2	7.5	-0.5	0.25	-2.5	6.25	1.25
4	15.5	1.5	2.25	5.5	30.25	8.25
1	5.0	-1.5	2.25	-5.0	25.00	7.50
3	12.0	0.5	0.25	2.0	4.00	1.00
TOTAL			5.0	0.0	65.50	18.00

$$\bar{X} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n} = \frac{10}{4} = 2.5$$

$$\bar{Y} = \frac{\sum_{i=1}^n Y_i}{n} = \frac{40}{4} = 10$$

$$S_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{5}{3}} = 1.290$$

$$S_y = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (Y_i - \bar{Y})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{65.5}{3}} = 4.67$$

$$b = \frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})(Y_i - \bar{Y})}{(n-1) S_x^2} = \frac{18}{3(1.29)^2} = 3.60$$

$$a = \bar{y} - b \bar{x} = 10 - 3.6 (2.5) = 1.00$$

$y = 3.60 x + 1.00$; Ecuación de la recta.

$$r_{xy} = \frac{\sum (x - \bar{x})(y - \bar{y})}{(n-1) s_x s_y} = \frac{18}{3 \times 1.29 \times 4.67} = 0.995$$

Según lo anterior se tiene:

Si $X = 5$; $y = 19.00$
 $X = 8$; $y = 29.80$
 $X = 1.7$; $y = 7.12$

Mediante la prueba de hipótesis para ver si los anteriores valores son significativos:

X	Y	Y'	$(Y' - \bar{Y})$	$(Y - Y')$	$(Y' - Y)^2$	$(Y - Y')^2$
2	7.5	8.20	-1.80	-0.70	3.240	0.490
4	15.5	15.40	5.40	0.10	29.160	0.010
1	5.0	4.60	-5.40	0.40	29.160	0.160
3	12.0	11.80	1.80	0.20	3.240	0.040
TOTAL	40.0				64.80	0.700

$$\bar{y} = \sum_{i=1}^n \frac{Y_i}{n} = \frac{40}{4} = 10$$

$$y' = 1.00 + 3.60 x$$

Si $X = 2$ $Y' = 8.20$
 $X = 4$ $Y' = 15.40$
 $X = 1$ $Y' = 4.60$
 $X = 3$ $Y' = 11.80$

Como $\nu_1 =$ número de variables independientes, en este caso "X" $\therefore \nu_1 = 1$

$$V_2 = n - (V_1 + 1) = 4 - (1+1) = 2$$

$$F_{calc} = \frac{\frac{64.80}{1}}{\frac{0.70}{2}} = 185.143$$

De la tabla IV.1, con V_1 , V_2 y $\alpha = 5\%$
 $F_{tab} = 18.51 \therefore F_{calc} > F_{tab}$.

Lo anterior significa que las variables "X" y "Y" son --
dependientes, o sea, que la correlación es significativa.

TABLA IV. I. * DISTRIBUCION F ; VALOR DE α TAL QUE $F_{\alpha}(\alpha) = 0.95$

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	∞
1	161	200	216	225	230	234	237	239	241	242	243	244	254
2	18.51	19.00	19.16	19.25	19.30	19.33	19.36	19.37	19.38	19.30	19.40	19.41	19.50
3	10.13	9.55	9.28	9.12	9.01	8.94	8.88	8.84	8.81	8.78	8.76	8.74	8.53
4	7.71	6.94	6.59	6.39	6.26	6.16	6.09	6.04	6.00	5.96	5.93	5.91	5.63
5	6.61	5.79	5.41	5.19	5.05	4.95	4.88	4.82	4.78	4.74	4.70	4.68	4.36
6	5.99	5.14	4.76	4.53	4.39	4.28	4.21	4.15	4.10	4.06	4.03	4.00	3.67
7	5.59	4.74	4.35	4.12	3.97	3.87	3.79	3.72	3.68	3.63	3.60	3.57	3.23
8	5.32	4.46	4.07	3.84	3.69	3.58	3.50	3.44	3.39	3.34	3.31	3.28	2.93
9	5.12	4.26	3.86	3.63	3.48	3.37	3.29	3.23	3.18	3.13	3.10	3.07	2.71
10	4.96	4.10	3.71	3.48	3.33	3.22	3.14	3.07	3.02	2.97	2.94	2.91	2.54
11	4.84	3.98	3.59	3.36	3.20	3.09	3.01	2.95	2.90	2.86	2.82	2.79	2.40
12	4.75	3.88	3.49	3.26	3.11	3.00	2.92	2.85	2.80	2.76	2.72	2.69	2.30
∞	3.84	3.00	2.60	2.37	2.21	2.10	2.01	1.94	1.88	1.83	1.79	1.79	1.00

* Tomada de la ref. 8 .

TABLA IV.2 VALORES α DE LA PRUEBA DE KOLMOGOROV - SMIRNOV

TAMAÑO DE LA MUESTRA	$\alpha = 0.10$	$\alpha = 0.05$	$\alpha = 0.01$
5	0.51	0.56	0.67
10	0.37	0.41	0.49
15	0.30	0.34	0.40
20	0.26	0.29	0.35
25	0.24	0.26	0.32
34	0.22	0.24	0.29
40	0.19	0.21	0.25
MAYOR	$1.22 / \sqrt{n}$	$1.36 / \sqrt{n}$	$1.63 / \sqrt{n}$

Fuente.ref.8.

IV.1.4.4 CURVA DE REGRESION NO LINEAL.

Sea $(X_1, Y_1), \dots, (X_n, Y_n)$ una muestra dada, igual que antes, donde los X_i son valores escogidos de una variable ordinaria X , y las Y_i son valores observados de una variable aleatoria y correspondiente a esos X_i . De IV.1.4.2, sabemos como calcular la recta de regresión de la muestra $y_i = a + b x_i$ para que la suma de los cuadrados de las distancias verticales sea mínima.

De la misma manera, en lugar de una recta podemos usar una curva. El tipo de esa curva dependerá en gran parte de la cantidad de información básica acerca de la dependencia de Y como función de X , y debe uno intentar la selección de un tipo sencillo de curva. Así, al utilizar una curva lo que hay que hacer es una transformación, por ejemplo:

$$y = a X^b$$

$$\text{Log } y = \text{Log}(a X^b) = \text{Log } a + b \text{Log } X$$

Con esto se tendrá la ecuación de una recta y se podrá utilizar el procedimiento antes descrito. A continuación se da un ejemplo:

$$\text{sea } y = a b^x$$

Para valores de "X" y "Y" como sigue:

X	0	1	2	3	4	5	6
Y	32	47	65	92	132	190	275

Se pide determinar los valores de las constantes a y b .

Mediante la transformación descrita anteriormente se tiene:

$$\ln y = \ln a + X \ln b$$

X	Y	Ln y	(X- \bar{X})	(Ln y- \bar{Y})	(X- \bar{X}) ²	(Ln y- \bar{Y}) ²	(X- \bar{X})(Ln y- \bar{Y})
0	32	3.466	-3	-1.071	9	1.147	3.213
1	47	3.850	-2	-0.687	4	0.472	1.374
2	65	4.174	-1	-0.363	1	0.132	0.363
3	92	4.522	0	-0.015	0	0.000	0.000
4	132	4.883	1	0.346	1	0.120	0.346
5	190	5.247	2	0.710	4	0.504	1.420
6	275	5.617	3	1.080	9	1.166	3.240
TOTAL					28	3.541	9.956

$$\bar{X} = 3$$

$$\bar{Y} = \frac{\sum_{i=1}^n \ln y}{n} = 4.537$$

$$S_x = \sqrt{\frac{28}{6}} = 2.160$$

$$S_y = \sqrt{\frac{3.541}{6}} = 0.768$$

$$b = \frac{9.956}{6 \times 4.666} = 0.356$$

$$a = 4.537 - 0.356 (3) = 3.469$$

$$r_{xy} = \frac{9.956}{6 \times 2.16 \times 0.768} = 1.000$$

Ecuación de la recta:

$$Y = 3.469 + 0.356 X$$

Calculando las constantes:

$$a = e^{3.469} = 32.105$$

$$b = e^{0.356} = 1.427$$

La ecuación queda:

$$Y = 32.105 (1.427)^X$$

IV.I.4.5 REGRESION LINEAL MULTIPLE.

En muchos problemas de hidrología es muy útil aplicar un modelo de regresión lineal multiple para encontrar la -- relación que existe entre ciertas variables independientes-- ($X_1, X_2, X_3, \dots, X_n$) y la variable dependiente "Y", donde las variables independientes podrían ser, por ejemplo, -- las características fisiográficas de una cuenca, la intensidad de la lluvia y el tiempo, las características metereológicas, etc., y la variable dependiente el gasto de salida. Se puede utilizar también para completar datos faltantes, -- para hacer el ajuste de un cierto registro, para encontrar-- una función de costo o una cierta función objetivo, etc.

IV.I.4.5.I. AJUSTE POR MINIMOS CUADRADOS.

$$\text{Sea } Y = b_0 + b_1X_1 + b_2X_2 + \dots + b_kX_k + \epsilon$$

donde b_1 hasta b_k ; son los coeficientes de regresión.

ϵ ; un cierto error cercano al valor esperado de Y.

Como Y depende de X_1, X_2, \dots, X_k , entonces el mejor ajuste es el que hace mínimo el error total, o sea:

$$\epsilon = y - (b_0 + b_1X_1 + b_2X_2 + \dots + b_kX_k)$$

$$\sum \epsilon^2 = \sum (y - (b_0 + b_1X_1 + b_2X_2 + \dots + b_kX_k))^2$$

Aquí tenemos (K+1) incógnitas, K variables independientes.

Para encontrar el error total mínimo, se deriva e iguala a cero.

$$\frac{\partial (\sum \epsilon^2)}{\partial b_0} = 0, \quad \frac{\partial \sum \epsilon^2}{\partial b_1} = 0, \quad \dots, \quad \frac{\partial \sum \epsilon^2}{\partial b_k} = 0$$

Obteniendo (k+1) ecuaciones, con(k+1) incógnitas, que se pueden expresar de la siguiente manera:

$$\begin{aligned} n b_0 + (\sum X_1) b_1 + \dots + (\sum X_k) b_k &= \sum Y \\ (\sum X_1) b_0 + (\sum X_1^2) b_1 + \dots + (\sum X_1 X_k) b_k &= \sum X_1 Y \\ \vdots & \vdots \\ (\sum X_k) b_0 + \sum (X_i X_k) b_1 + \dots + (\sum X_k^2) b_k &= \sum (X_k Y) \end{aligned}$$

Matemáticamente las ecuaciones anteriores se pueden escribir como sigue:

$$U B = V \text{ -----(1)}$$

donde:

$$U = \begin{bmatrix} n & \sum X_1 & \dots & \sum X_k \\ \sum X_1 & \sum (X_1^2) & \dots & \sum X_1 X_k \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \sum X_k & \sum (X_1 X_k) & \dots & \sum (X_k^2) \end{bmatrix} \quad B = \begin{bmatrix} b_0 \\ b_1 \\ \vdots \\ b_k \end{bmatrix}$$

$$V = \begin{bmatrix} \sum Y \\ \sum (X_1 Y) \\ \vdots \\ \sum (X_k Y) \end{bmatrix}$$

De la ecuación (1), donde U^{-1} es la inversa de U , se obtiene:

$$B = U^{-1} v$$

El vector B hace que la suma de los errores al cuadrado sean mínimos.

IV.1.4.5.2 COEFICIENTE DE CORRELACION PARA MAS DE UNA VARIABLE INDEPENDIENTE.

Cuando se tiene más de una variable independiente se puede usar el siguiente coeficiente de correlación, ref. 16.

$$r(x_1; x_2)_y = \sqrt{1 - \frac{SSE}{SST}}$$

donde:

$$SSE = \sum (Y_i' - Y_i)^2$$

$$SST = \sum (Y_i - \bar{Y})^2$$

A continuación se expone un ejemplo de aplicación.

Se tienen los siguientes datos:

X ₁	X ₂	Y
2	2.5	12
4	3.0	18
6	4.5	27
8	6.0	35
5	4.0	Y5
6.5	5.5	Y6

Se pide determinar la ecuación:

$$Y = b_0 + b_1X_1 + b_2X_2$$

Y completar los valores de Y (Y5, Y6)

Solución.

$$U = \begin{bmatrix} n & \sum X_1 & \sum X_2 \\ \sum X_1 & \sum X_1^2 & \sum (X_1 X_2) \\ \sum X_2 & \sum (X_1 X_2) & \sum X_2^2 \end{bmatrix} \quad V = \begin{bmatrix} \sum Y \\ \sum X_1 Y \\ \sum X_2 Y \end{bmatrix}$$

$$n = 4$$

$$\sum X_1 = 20 \quad ; \quad \sum X_1^2 = 120$$

$$\sum X_2 = 16 \quad ; \quad \sum X_2^2 = 71.5$$

$$\sum X_1 X_2 = 92$$

$$\sum Y = 92$$

$$\sum X_1 Y = 538$$

$$\sum X_2 Y = 415.50$$

La matriz queda:

$$U = \begin{bmatrix} 4 & 20 & 16 \\ 20 & 120 & 92 \\ 16 & 92 & 71.5 \end{bmatrix} \quad V = \begin{bmatrix} 92 \\ 538 \\ 415.5 \end{bmatrix}$$

$$U^{-1} = \begin{bmatrix} 4.833 & 1.750 & -3.333 \\ 1.750 & 1.250 & -2.000 \\ -3.333 & -2.000 & 3.333 \end{bmatrix}$$

$$B = \begin{bmatrix} b_0 \\ b_1 \\ b_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.167 \\ 2.500 \\ 2.333 \end{bmatrix}$$

La ecuación queda:

$$Y = 1.167 + 2.5 X_1 + 2.333 X_2$$

Los valores de "y" pedidos serán:

$$Y_5 = 1.167 + 2.5 (5) + 2.333 (4) = 23$$

$$Y_6 = 1.167 + 2.5 (6.5) + 2.333 (5.5) = 30.25$$

Si se quiere determinar si la correlación es significativa.

X ₁	X ₂	Y	Y'	(Y' - Y)	(Y - \bar{Y})	(Y' - \bar{Y})	(Y' - Y) ²	(Y - \bar{Y}) ²	(Y' - \bar{Y}) ²
2	2.5	12	12.000	0	-11	-11.000	0	121	121
4	3.0	18	18.165	0.165	-5	-4.835	0.027	25	23.377
6	4.5	27	26.665	-0.335	4	3.665	0.112	16	13.432
8	6.0	35	35.165	0.165	12	12.165	0.027	144	147.987
TOTAL							0.166	306	305.796

$$Y' = 1.167 + 2.5 X_1 + 2.333 X_2$$

$$Y' = 1.167 + 2.5 (2) + 2.333 (2.5) = 12.00$$

$$Y' - Y = 12 - 12 = 0$$

$$\bar{Y} = 23$$

Cálculo del coeficiente de correlación:

$$r(X_1, X_2) Y = \sqrt{1 - \frac{0.166}{306}} = 0.999$$

Con $\alpha = 5\%$

$$V_1 = 2 ; (X_1, X_2)$$

$$V_2 = n - (V_1 + 1) = 4 - (2 + 1) = 1$$

$$F_{cal} = \frac{\frac{305.796}{2}}{0.166} = 921.072$$

$$F_{tab.} = F_{\alpha} = 200 \quad \therefore F_{cal} > F_{tab.}$$

La correlación es significativa.

IV. 2. ANALISIS DE PRECIPITACION.

El estudio de frecuencia de precipitaciones es muy - - utilizado en hidrología en el estudio de predicción de tormentas, transporte de las mismas y su relación con escurrimientos.

Este análisis se aplica en forma directa a registros de pluviómetros si se estudian alturas de lluvias diarias y principalmente a pluviógrafos en donde se tiene un registro completo de todas las variables de las características fundamentales de la lluvia.

El proceso que se sigue en el análisis de lluvias puntuales - es similar al de análisis de gastos, solo que en general se - trabaja con series de datos de excedentes anuales y con dos - variables en lugar de una.

Estas dos variables comprenden las características que definen a una precipitación pluvial, que son su altura de lluvia h_p y su duración d , por lo anterior, para definir una cierta distribución de probabilidades de alguna de las dos variables, se - deberá considerar constante una de ellas para definir la otra. A partir de un análisis de este tipo, es factible correlacionar posteriormente las dos variables, involucrando sus frecuencias de incidencia.

IV.2.1 ORDENAMIENTO DE DATOS HIDROLOGICOS.

IV.2.1.1 SELECCION DE UN REGISTRO.

Los datos hidrológicos son generalmente presentados en orden cronológico.

En general muchos de los datos originales que se disponen, no tienen significancia práctica en el análisis de los mismos, debido a que visualmente el diseño hidrológico de un proyecto, es gobernado solo por alguna ó algunas condiciones críticas. Por esta razón generalmente se trabaja solo con dos tipos de datos, conocidos como series de valores extremos y series de duración parcial.

La serie de valores extremos incluye solo el valor más grande o más pequeño de los valores comprendidos en el registro, en un cierto intervalo constante de tiempo. Si el intervalo de tiempo es un año, la serie obtenida se le conoce como "serie anual", y si contiene los valores más grandes se le denomina serie de "máximos anuales"; si se refiere a los valores menores, se le llama serie de "mínimos anuales".

La serie de duración parcial constituye una serie de datos, los cuales se seleccionan de forma tal que su magnitud sea mayor que un cierto valor base, esto se escoge para que el número de valores en la serie sea igual al número de años de registro, la serie de datos resultante se le denomina "serie de excedentes anuales".

La selección de que tipo de series de datos debe usarse en un diseño, se basa en la aplicación que se le va a dar al análisis de los datos, los excedentes anuales se emplean si el segundo valor mas grande que el año puede afectar en el diseño. La serie de máximos anuales se utiliza cuando en el diseño gobiernan las condiciones más críticas. En general estos tipos no difieren mucho, excepto en los valores bajos, y para efectos de comparación, conviene utilizar las dos series. Tradicionalmente los gastos se analizan como serie de máximos anuales y las lluvias como serie de excedentes anuales.

En la fig. IV.16 se muestran las series de máximos y Excedentes anuales.

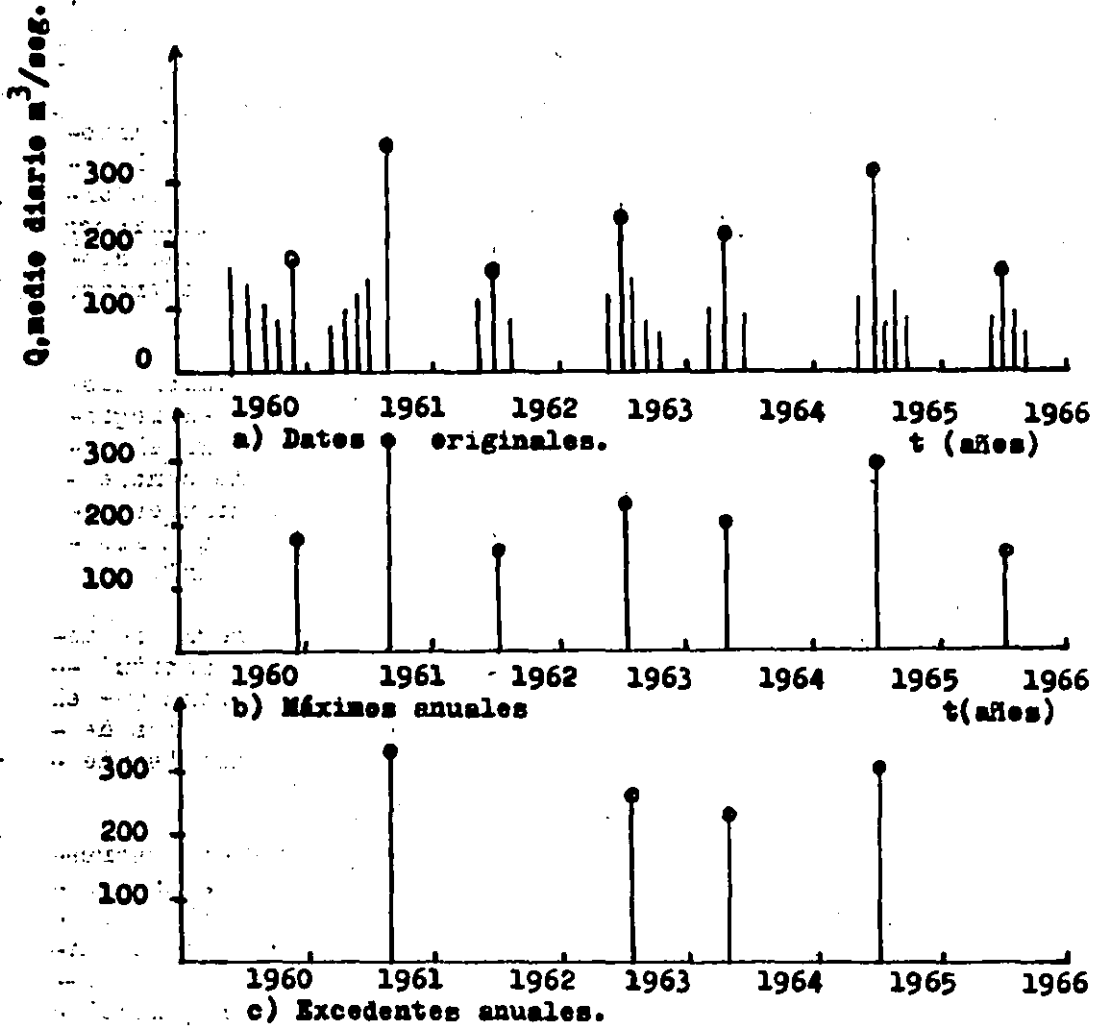


Fig. IV.6 Arreglo de datos hidrológicos en orden de ocurrencia.

IV.2.1.2. PERIODOS DE RETORNO DE LOS DATOS.

Para el análisis de datos hidrológicos en relación con sus periodos de retorno, se requiere por una parte conocer la probabilidad de recurrencia de la distribución observada y por otra, la probabilidad de recurrencia correspondiente al evento

que se desee obtener, ligado a la distribución teórica de mejor ajuste.

La obtención de los períodos de retorno ligados a los datos, se pueden valorar a partir de diversos criterios, pocos de los cuales tiene una explicación teórica. A continuación se analiza la obtención de las expresiones más usuales para valorar los períodos de retorno, refiriéndose estos a series de máximos y excedentes anuales.ref.9.

Sea que se disponga de n observaciones date de una cierta distribución de eventos. Estos n valores se pueden arreglar en orden de magnitud diferentes, asignándole a cada uno un número de orden m , el cual para el valor más grande es igual a uno, para el siguiente dos etc. Puede demostrarse, ref. 12, que la media \bar{X} del número de veces que el m -avo valor más grande puede ser igualado o excedido en N futuros tanteos es:

$$\bar{X} = N \frac{m}{n + 1}$$

Para valores máximos anuales, el período de retorno, T_m , puede definirse como el tiempo en años para n futuros tanteos de que el m -avo valor más grande de los máximos anuales puede ser igualado o excedido una vez en promedio, así:

$$T_m = \frac{n + 1}{m}$$

Este implica que el período de retorno de un valor máximo anual es igual al número de años de registro más uno, dividido por el número de orden.

En el caso de excedentes anuales, como se refieren a los valores más grandes, $N(n+1)$ tiende a N/n y la ecuación anterior se transforma en:

$$T_e = \frac{n}{m}$$

Que implica que el periodo de retorno de un valor excedente anual es igual al número de años de registro dividido por el número de orden.

IV.2.2 CURVAS DE ALTURA DE LLUVIA-DURACION-PERIODO DE RETORNO.

La obtención de las curvas de altura ó intensidad de lluvia-duración-periodo de retorno de un registro de lluvia permite tener un conocimiento de la variación de las características de las lluvias en relación con sus frecuencias de incidencia.

Antes de proceder a utilizar una técnica de análisis, se requiere procesar y ordenar los datos disponibles. Si se observa un registro de pluviógrafo, fig. IV.7, como este es continuo, existen múltiples combinaciones para asociar la altura de lluvia con una cierta duración que son valores discretos.

Una manera de proceder es considerar solo las características finales de las tormentas, relacionando su altura de lluvia total con su duración total. Esto implica, perder información, pues no se valda la variación existente entre estas variables durante el proceso de la lluvia. Conforme aumenta el número de años de registro, la pérdida de información disminuye. Con este criterio, para utilizar la información obtenida se requiere agrupar las alturas en base a duraciones constantes. Para ello, se seleccionen intervalos de duración de lluvia constante, considerando representativos de cada uno de ellos, su duración media. De esta manera, se tendrá para cada duración característica de lluvia un grupo de altura de lluvia.

Otra forma de análisis de los registros de lluvia correspondiente, es valuando la máxima variación de la altura de lluvia respecto a un intervalo de duración constante.

Para esto, se requiere conocer la curva masa de cada tormenta que se esté estudiando.

Conocida la curva masa, en un papel transparente se hacen divisiones verticales de las duraciones que se estén analizando,

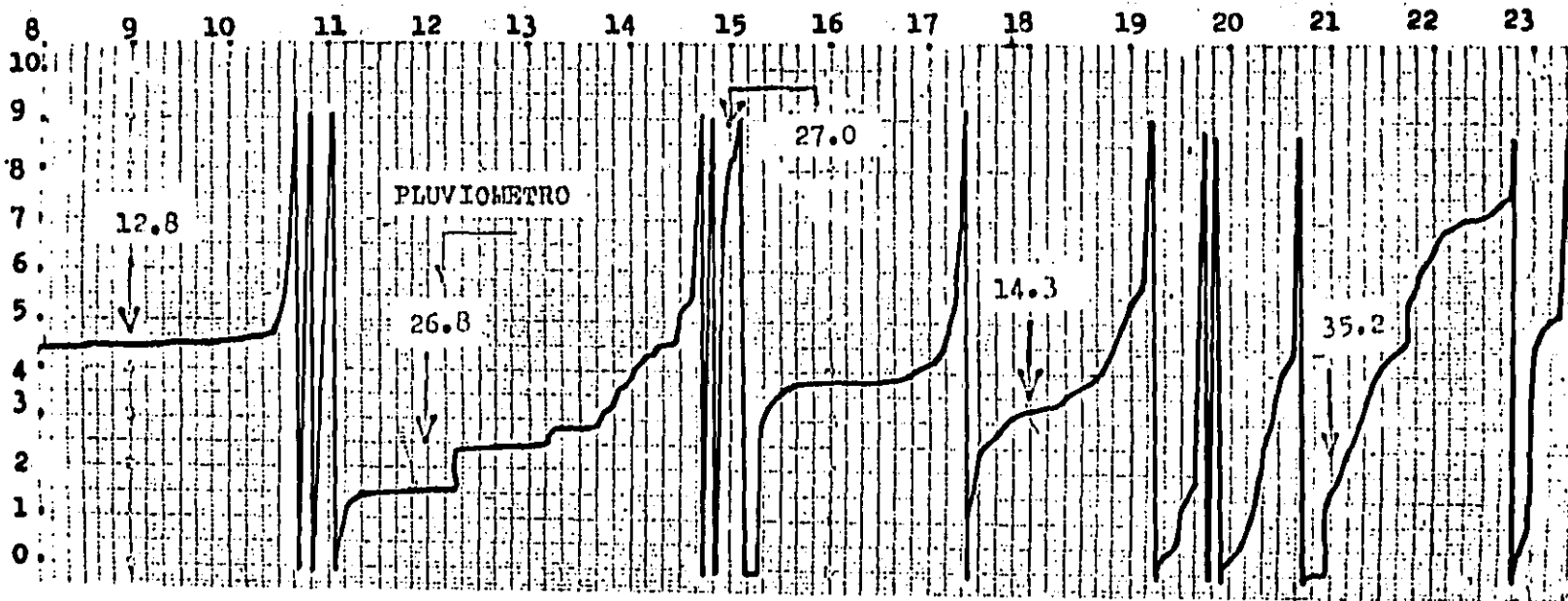


Fig. IV. 7. Registre de Pluviógrafo.

generalmente múltiples de un cierto intervalo de tiempo. Así, se procede a superponer el papel transparente en la curva masa de la tormenta que se esté analizando, y desplazando el origen de las abscisas, se determina el máximo incremento de altura de lluvia para un cierto intervalo de tiempo, Fig. IV.8.

Conocidas las características de las lluvias más desfavorables, se pueden utilizar varios criterios para obtener las curvas de altura o intensidad de lluvia-duración-período de retorno. A continuación se da un criterio para obtener dichas curvas. ref.9.

IV.2.2.I. AJUSTE POR REGRESION LINEAL MULTIPLE.

Una forma de valuar las curvas de altura de lluvia duración-período de retorno, es obtener la ecuación de mejor ajuste entre los diversos grupos de valores de d , h y t .

Para ello, antes de proceder a plantear el tipo de ecuación más conveniente, es necesario tener una idea de cuales son los tipos de ecuaciones que en general siguen estos valores.

Dentro de las ecuaciones más usuales, se tiene el tipo de:

$$i = K T^h d^n$$

Donde K , h y n son parámetros, d la duración de la lluvia, i su intensidad y T su período de retorno.

Tomando logaritmos a esta ecuación, se obtiene que:

$$\text{Log } i = \text{Log } k + h \text{ Log } T + n \text{ Log } d$$

Transformando esta ecuación se tiene:

$$y = b_0 + b_1 X_1 + b_2 X_2$$

donde; $\log i = y$, $\log T = X_1$, $\log d = X_2$, $b_0 = \log K$
 $b_1 = h$; $b_2 = n$

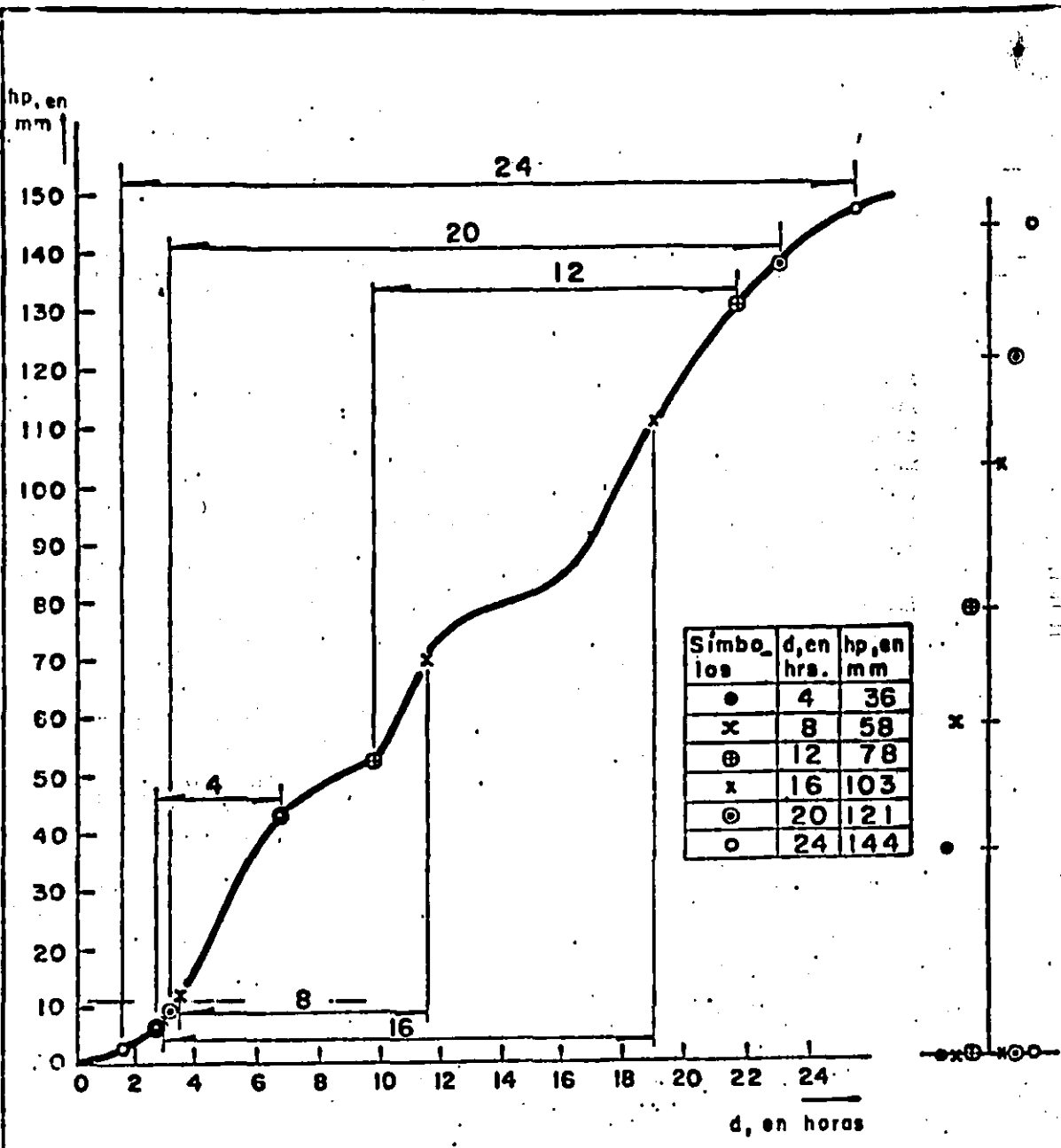


FIG. IV.8 Análisis de una curva masa para obtener las máximas variaciones de altura de lluvia en relación con diversos intervalos de duración de la misma

Ejemplo de aplicación.

Se tienen los datos de intensidades máximas en la tabla IV.3

Como dichos datos se encuentran en intensidad de lluvia $i = hp/t$, habrá que obtener para cada valor de la intensidad su correspondiente altura de precipitación "hp" en relación con su duración; hecho esto para cada duración "d", se ordenan los valores en forma decreciente de mayor a menor, y se obtiene para cada duración su período de retorno asociado "Tc", que en términos de series de excedentes anuales resulta, - - $Tc = n/m$; $n = 26$.

En la tabla IV.4 se tienen los valores de hp para $d = 5$ min.

TABLA IV.3. INTENSIDAD MAXIMA DE LLUVIA (MM/HR.)

FECHAS		5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
1938	Feb 20	120.0									
	Jul 29	120.0	114	97.2	87.2	80.0	63.3	52.5	41.4	33.5	28.0
1939	ABR 12	132.0	109.8	84.0	80.1	58.0	40.5	31.5	24.1	19.3	16.10
1940	Jun 24		64.2	49.2	43.2						
	Ago 9	96.0	96.0			40.0	37.6	29.6	21.9	17.5	14.6
1941	May 5	79.2	52.2	39.6	31.5	21.0	14.0	10.5	7.9		
	Jun 9									7.7	6.9
1942	Jul 4		96.0	80.0	77.7	72.0	74.0	66.0	50.1	40.3	33.9
	Jul 5	148.8		80.0							
1943	Sep 6	126.0	76.2	59.2	48.3	34.4	23.1	17.4	14.6	14.4	12.6
1944	Oct 7	92.4	63.6	56.0	48.6	40.0	34.7	30.0	24.2	23.4	23.0
1945	Ago 30	86.4	61.8	51.2	42.6	36.0	26.7	24.7	24.0	23.4	22.3
1946	Ago 30	102.0	58.2	50.4	45.0	31.4	21.1	15.8	11.9	9.5	7.5
1947	Jul 30		60.0	56.0	51.3	42.6	31.3	24.0			
	Ago 4								21.5	20.4	17.9
	Ago 25	120.0	60.0								
1948	Jul 7	76.8	57.6	44.0	35.1	25.0	24.7	20.0			
	Sep 9							20.0	16.7	15.8	13.1
1949	Sep 19	98.4	57.0	46.8	54.0	40.0	30.7	30.0	25.5	22.5	19.3
1950	Mar 3							6.8	6.5	5.6	4.7
	Jul 13			23.0	18.3	12.6	8.4				
	Ago 18	57.6	28.8								
1951	Jun 24	128.4	93.0	80.0	85.0	62.2	47.3	36.4	27.3	21.8	18.2
1952	Abr 23	66.0									
	Jun 7		46.8	34.0	27.0	18.4	12.7	10.0	7.5	6.7	5.9

TABLE IV.3 (CONTINUACION)

FECHAS		MINUTOS										
		5	10	15	20	30	45	60	80	100	120	
1953	Jul 4	120.0				40.0	40.0					
	Oct. 3	120.0	67.8	56.0	48.6	40.0	40.0	35.0	28.5	22.8	19.0	
1954	Oct. 5						14.0	12.0	9.6	8.6	7.1	
	Oct. 8	96.0	54.0	37.2	27.9	18.6						
1955	Jul. 8	96.0	48.0									
	Nov. 2		48.0	46.0	43.5	37.0	27.3	27.5	25.5	24.0	24.0	
1956	May 15	150.0	93.0	76.0	60.0	41.0	33.0	25.5	19.1	15.3	12.8	
1957	Sep 21	90.0	66.0	48.0	42.9	38.0	25.3	21.6	19.3	16.0	14.5	
1958					SIN DATOS							
1959	Jun 14	68.4		36.0	27.6	18.6	13.3	11.4	11.4	9.1	7.8	
	Ago 13		40.8									
1960	Ago 11	117.6	70.2	60.0	54.0	40.0	27.4	20.6	15.8	12.9	11.3	
1961	Jul 10	85.2	42.6	28.4	21.3	14.2	9.4	7.1	5.3	4.3	3.6	
1962	Sep 10	162.0	111.0	80.0	62.1	60.0	51.3	43.5	45.0	36.0	40.0	
1963	May 17	96.0	60.0	40.0	34.5					16.3	15.0	
	Jun 16					27.0	27.0	22.3	17.3	16.3		
1964	May 31	120.0	105.0	71.2	53.4	35.6	24.7	17.8	13.4	10.7	8.9	

TABLA IV. 4 VALORES DE hp para d = 5 min.

AÑO	i (mm/hr)	hp (mm)
1938	120 x 5/60	10.0
1939	132.0	11.0
1940	96.0	8.0
1941	79.2	6.6
1942	148.8	12.4
1943	126.0	10.5
1944	92.4	7.7
1945	86.4	7.2
1946	102.0	8.5
1947	120.0	10.0
1948	76.8	6.4
1949	98.4	8.2
1950	57.6	4.8
1951	128.4	10.7
1952	66.0	5.5
1953	120.0	10.0
1954	96.0	8.0
1955	96.0	8.0
1956	150.0	12.5
1957	90.0	7.5
1958	SIN DATOS	
1959	68.4	5.7
1960	117.6	9.8
1961	85.2	7.1
1962	162.0	13.5
1963	96.0	8.0
1964	120.0	10.0

Acomodando los valores de hp de mayor a menor
y calculando para diferentes duraciones como
se muestra en la tabla IV.5

TABLA IV.5 OBTENCION Y ORDENACION DE VALORES.

Orden (m)	T _o años	d _{min.}									
		5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
1	26.0	13.5	19.0	24.3	29.0	40.0	55.5	66.0	66.8	67.2	80.0
2	13.0	12.5	18.5	21.0	28.5	36.0	47.5	52.5	60.0	60.0	67.8
3	8.67	12.4	18.3	20.0	26.7	31.1	38.5	43.5	55.2	55.8	56.0
4	6.50	11.0	17.5	20.0	25.9	30.0	35.5	36.4	38.0	40.0	48.0
5	5.20	10.7	16.0	20.0	20.7	29.0	30.4	35.0	36.4	39.0	46.0
6	4.33	10.5	15.5	19.0	20.0	21.3	30.0	31.5	34.0	39.0	44.6
7	3.71	10.0	15.5	17.8	18.0	20.5	28.2	30.0	34.0	38.0	38.6
8	3.25	10.0	12.7	15.0	18.0	20.0	26.0	30.0	32.3	37.5	38.0
9	2.89	10.0	11.7	14.8	17.8	20.0	24.8	29.2	32.1	36.3	36.4
10	2.60	10.0	11.3	14.0	17.1	20.0	23.5	27.5	32.0	34.0	35.8
11	2.36	9.8	11.0	14.0	16.2	20.0	23.0	25.5	29.2	32.2	32.2
12	2.17	8.5	10.7	14.0	16.2	20.0	20.6	24.7	28.7	29.2	30.0
13	2.00	8.2	10.6	12.8	16.1	19.0	20.5	24.0	25.7	27.2	29.2
14	1.86	8.0	10.3	12.6	15.0	18.5	20.3	22.3	25.5	26.7	29.0
15	1.73	8.0	10.0	12.3	14.5	18.0	20.0	21.6	23.1	26.3	26.2
16	1.63	8.0	10.0	12.0	14.4	17.8	19.0	20.6	22.3	25.5	25.6
17	1.53	8.0	9.7	12.0	14.3	17.2	18.5	20.0	21.1	24.0	25.2
18	1.44	7.7	9.6	11.7	14.2	15.7	18.5	17.8	19.5	21.5	22.6
19	1.37	7.5	9.5	11.0	11.7	13.5	17.3	17.4	17.9	17.8	17.8
20	1.30	7.2	9.0	10.0	11.5	12.5	15.8	15.8	15.9	15.8	15.8
21	1.24	7.1	8.7	9.9	10.5	10.5	10.5	12.0	15.2	15.2	15.6
22	1.18	6.6	8.0	9.3	9.3	9.3	10.5	11.4	10.8	13.8	14.2
23	1.13	6.4	7.8	9.0	9.2	9.3	10.0	10.5	10.5	12.8	13.8
24	1.08	5.7	7.1	8.5	9.0	9.2	9.5	10.0	10.0	11.2	11.8
25	1.04	5.5	6.8	7.1	7.1	7.1	7.1	7.1	8.7	9.3	9.4
26	1.00	4.8	4.8	5.9	6.1	6.3	6.3	6.8	7.1	7.2	7.2

Cene $i = K T^h d^n$, en función de hp será:

$hp = K T^h d^n$, por logaritmos se tiene:

$$\text{Log } hp = \text{Log } k + h \text{ Log } T_e + n \text{ Log } d$$

siendo:

$$\begin{array}{ll} Y = \text{Log } hp & , \quad b_0 \text{ Log } k \\ X_1 = \text{Log } T_e & , \quad b_1 = h \\ X_2 = \text{Log } d & , \quad b_2 = n \end{array}$$

Para determinar los parámetros b_0 , b_1 , y b_2 , se toman 10 grupos de valores de la tabla IV.5, a fin de simplificar como se muestra en la tabla IV.6.

TABLA IV.6 ORDENACION Y CALCULO.

Orden	hp (mm)	Te (años)	d (min)	Y Log hp	X ₁ Log Te	X ₂ Log d	X ₁ ²	X ₂ ²	X ₁ X ₂	YX ₁	YX ₂
1	13.5	26.0	5	1.1303	1.4150	0.6990	2.0022	0.4886	0.9890	1.599	0.790
2	18.5	13.0	10	1.2672	1.1139	1.0000	1.2407	1.0000	1.1139	1.411	1.267
3	20.0	8.67	15	1.3010	0.9380	1.1761	0.8789	1.3832	1.1031	1.220	1.530
4	25.9	6.50	20	1.4133	0.8129	1.3010	0.6608	1.6926	1.0575	1.148	1.838
5	29.0	5.20	30	1.4624	0.7160	1.4771	0.5126	2.1818	1.0576	1.047	2.160
6	30.0	4.33	45	1.4771	0.6365	1.6532	0.4051	2.7330	1.0522	0.940	2.441
7	30.0	3.71	60	1.4771	0.5694	1.7782	0.3242	3.1619	1.0125	0.841	2.626
8	32.3	3.25	80	1.5092	0.5119	1.9031	0.2620	3.6217	0.9741	0.772	2.872
9	36.3	2.89	100	1.5599	0.4609	2.0000	0.2124	4.0000	0.9218	0.718	3.119
10	35.8	2.60	120	1.5539	0.4150	2.0792	0.1722	4.3230	0.8628	0.644	3.230
SUMA				14.1514	7.5895	15.0669	6.6711	24.5858	10.1445	10.340	21.873

Resumiendo

$$\begin{aligned} \sum X_1 &= 7.5895 & ; & \sum X_1^2 &= 6.6711 \\ \sum X_2 &= 15.0669 & ; & \sum X_2^2 &= 24.5858 \\ \sum X_1 X_2 &= 10.1445 & ; & \sum Y &= 14.1514 \\ \sum X_1 Y &= 10.340 \\ \sum X_2 Y &= 21.873 \end{aligned}$$

Como se vió en IV.1.4.5.1.

$$U = \begin{bmatrix} 10 & 7.5895 & 15.0669 \\ 7.5895 & 6.6711 & 10.1445 \\ 15.0669 & 10.1445 & 24.5858 \end{bmatrix} \quad V = \begin{bmatrix} 14.1514 \\ 10.340 \\ 21.873 \end{bmatrix}$$

Resolviendo el sistema se tiene:

$$B = \begin{bmatrix} b_0 \\ b_1 \\ b_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2.4645 \\ - 0.8301 \\ - 0.2769 \end{bmatrix}$$

Como $b_0 = \text{Log } k$, por antilogaritmos se tiene:

$$\begin{aligned} b_0 &= \text{antilog } (2.4645) \\ b_0 &= 291.4 \end{aligned}$$

La ecuación queda:

$$Y = 291.4 - 0.8301 X_1 - 0.2769 X_2$$

Como $\text{Log } h_p = \text{Log } k + h \text{ Log } T_e + n \text{ Log } d$

$$\text{Log } h_p = 2.4645 - 0.8301 \text{ Log } T_e - 0.2769 \text{ Log } d$$

$$\text{Log } h_p = \text{Log } K - (\text{Log } T_e^{0.83} + \text{Log } d^{0.28})$$

$$\text{Log } h_p = \text{Log } K - (\text{Log } T_e^{0.83} d^{0.28})$$

$$\text{Log } h_p = \text{Log } \left(\frac{K}{T_e^{0.83} d^{0.28}} \right)$$

Por antilogaritmos:

$$hp = \frac{291.4}{T_e^{0.83} d^{0.28}} \text{-----(A)}$$

Tomando otra serie de la tabla IV.5

Orden (m)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
hp (mm)	80.0	60.0	55.2	36.4	30.4	21.3	18.0	15.0	11.7	10.0
Te(años)	26.0	13.00	8.67	6.50	5.20	4.33	3.71	3.25	2.89	2.60
d (min)	120	100	80	60	45	30	20	15	10	5

Mediante el mismo procedimiento utilizado en la tabla IV.6, se obtiene:

$$b_0 = 0.513 = \text{Log } K$$

$$b_1 = 0.427 = h$$

$$b_2 = 0.398 = n$$

Con lo cual la ecuación queda:

$$\text{Log } hp = \text{Log } K + h \text{ Log } T_e + n \text{ Log } d$$

$$\text{Log } hp = \text{Log } K + \text{Log } T_e^{0.43} + \text{Log } d^{0.40}$$

$$\text{Log } hp = \text{Log } (K T_e^{0.43} d^{0.40})$$

Tomando antilogaritmos:

$$hp = 3.258 T_e^{0.43} d^{0.40} \text{---(B)}$$

Obteniendo algunos valores de "hp" con las expresiones encontradas A y B para comparación con los valores reales.

hp real (mm)	Te (años)	d (min)	hp Calculada	
			A	B
44.6	4.33	120	22.59	41.52
60.0	13.00	80	10.16	56.68
24.7	2.17	60	48.68	23.40
30.0	4.33	45	29.74	28.05
10.0	1.30	20	101.30	12.09
19.0	26.00	10	10.23	33.22

De la comparación de los valores calculados con los reales se puede concluir que la relación B proporciona un mejor ajuste a los datos reales, por tanto la ecuación final es:

$$hp = 3.258 T_e^{0.43} d^{0.40}$$

Con la ecuación anterior se puede deducir los datos para 1958 como se muestra a continuación.

Duración	5	10	15	20	30	45	60	80	100	120
Te	1.23	1.28	1.35	1.42	1.42	1.28	1.35	1.50	1.42	1.42
hp	6.8	9.10	10.95	12.56	14.77	16.60	19.06	22.38	23.90	25.71

Con la ecuación (B) se construyen las curvas hp - d - Te, para diferentes períodos de retorno. Como se muestra en la fig. IV.9

IV.3 CAUDALES DE DISEÑO.

En los sistemas de riego en proyecto una práctica común, conveniente y económica, consiste en aprovechar la disposición general de la red hidrográfica de la región en que se localiza dicho Sistema, para alojar los canales principales de drenaje.

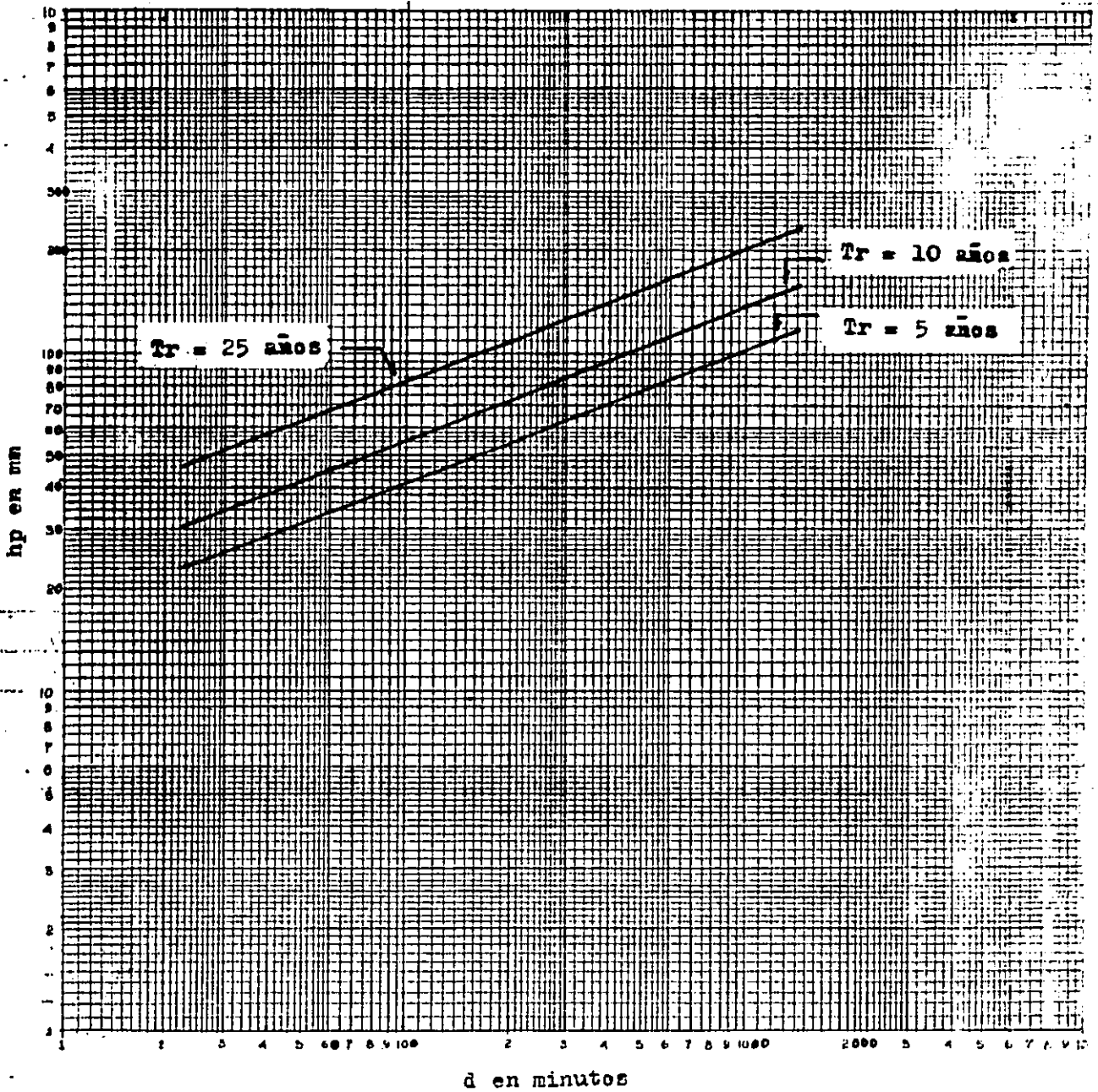


FIG. IV. 9 CURVAS $hp - d - Tr$

La función primordial que desempeña esta red consiste en alejar y conducir los caudales de escurrimiento superficial, provenientes de las tormentas que se abaten en la cuenca hidrográfica del Sistema de riego en proyecto. Además, existen otros objetivos de no menor interés, aunque de menor cuantía, consistentes en desalojar en un tiempo perentorio el agua proveniente de las lluvias que caen en la misma zona de riego, así como, en ocasiones, abatir en las zonas bajas niveles freáticos, desalojar los desfuegos de la red distribuidora y el exceso de agua que originan las malas prácticas de riego, para evitar que vayan a perjudicar los cultivos; por último, alejar las aguas excedentes del riego.

Como consecuencia de las diversas funciones que desempeña la red de drenaje es fácil comprender que sea la encargada de proteger la zona de riego contra las probables inundaciones causadas por las avenidas; y al mismo tiempo, evitar que cuando éstas ocurran, ocasionen daños a las diversas estructuras hidráulicas que componen el Sistema y perjuicios a las tierras de regadío.

IV.3.1 METODOS PARA CALCULAR LOS CAUDALES MAXIMOS.

1) Método de Chow.

Este método es aplicable en cuencas no mayores de 250 Km². Se requiere del conocimiento de las curvas de intensidad ó altura de precipitación - duración - frecuencia en una estación de la zona homogénea donde se encuentra la cuenca - en estudio. A esta estación, donde se hace el análisis de las curvas, se le llama base.

El gasto máximo está dado por la expresión:

$$Q = A I Y Z$$

donde:

- A = Area de la cuenca, en Km²
- Q = Gasto máximo, en m³/seg.
- X = Factor de escurrimiento
- Y = Factor climático
- Z = Factor de reducción

El factor de escurrimiento se expresa como:

$$X = \frac{Peb}{d}$$

Donde Peb es la precipitación en exceso, en cm., de la estación base para una duración de tormenta de d horas:

Esta precipitación en exceso puede calcularse sobre la base de la precipitación total como:

$$Peb = \frac{(Pb - \frac{508}{N} + 5.08)^2}{Pb + \frac{2032}{N} - 20.32}$$

Donde Pb es la precipitación total de la estación base en cm., para una tormenta de t horas y una frecuencia determinada -- (curvas i - d - Tr ó hp - d - Tr). N es un factor función del tipo y uso del suelo de la cuenca en estudio.

El factor climático se calcula como:

$$Y = 2.78 \frac{P}{Pb}$$

Donde $\frac{P}{Pb}$ es la relación de alturas de lluvia, entre la zona en estudio y la estación base, para una tormenta con duración de un día y período de retorno de 50 años. Si no se dispone de estos datos; esta relación podrá hacerse entre alturas de lluvia de la tormenta que proporcione el coeficiente más desfavorable entre la zona en estudio y la estación base.

El factor de reducción "Z", fig. IV.10, es la relación entre el gasto de pico de un hidrograma unitario debido a una lluvia de duración d y el escurrimiento de la misma intensidad de lluvia supuesta de duración infinita. Se puede calcular a partir de la relación $\frac{d}{tp}$, considerando "d" como

la duración de la tormenta en estudio y tp como el tiempo de retraso de la tormenta, el cual se acepta como el centro de la tormenta en el momento en que se presenta el gasto máximo. Este tiempo de retraso es función de las características de la cuenca y se puede obtener para un estudio en particular del análisis de cuencas adyacentes.

Para la zona estudiada por Chow, se obtuvo que el valor de tp se puede calcular como:

$$tp = 0.00505 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64}$$

Siendo: tp = tiempo de retraso en horas
 L = longitud del cauce principal, en m.
 S = pendiente del cauce principal, en porcentaje; se puede calcular empleando la fórmula de Taylor y Schwarz. ref. 1

$$S = \left[\frac{m}{\frac{1}{\sqrt{S_1}} + \frac{1}{\sqrt{S_2}} + \dots + \frac{1}{\sqrt{S_m}}} \right]$$

donde:

m = número de segmentos iguales
 S = pendiente media del tramo en estudio
 S_1, S_2, S_m , pendiente de cada segmento aplicando la fórmula $S = \frac{H}{L}$

Aplicación del método de Chew.

Se pide obtener el gasto máximo con un período de retorno de - 25 años, en una cuenca donde se dispone de la siguiente información:

Area de la cuenca en estudio	20 Km ²
Longitud del cauce principal	5.8 Km.
Pendiente	0.324 ‰
Uso de la tierra	
Cubierta	pastizales 3 ‰
	cultivos de surco 33 ‰
	cereales 64 ‰

Condición de la superficies normal, surcos rectos.
Tipo de suelos (tabla IV.7)
Curvas hp - d - Tr, fig. IV.9.

Solución:

a) Cálculo de N

N es un coeficiente que depende del uso y tipo de suelo, tabla IV.8

Pastizal	0.3 x 84 = 2.5
Cultivos del surco	0.33 x 90 = 29.7
Cereales	0.64 x 88 = <u>56.3</u>
	88.5

Se toma N = 89

b) Cálculo de la precipitación en exceso P_{eb} como no se conoce la duración de la tormenta más desfavorable, se supondrán - diversos valores de esta hasta lograr el gasto máximo.

De la fig. IV.9, se obtienen, para Tr = 25 años, y diversos valores de "d" (duración de la tormenta), valores de "hp" (altura de precipitación).

Para cada valor de "d" se obtendrá P_b = hp. conocido P_b y el valor de N se calculará el valor de P_{eb}, como se muestra a- continuación, tabla IV.9.

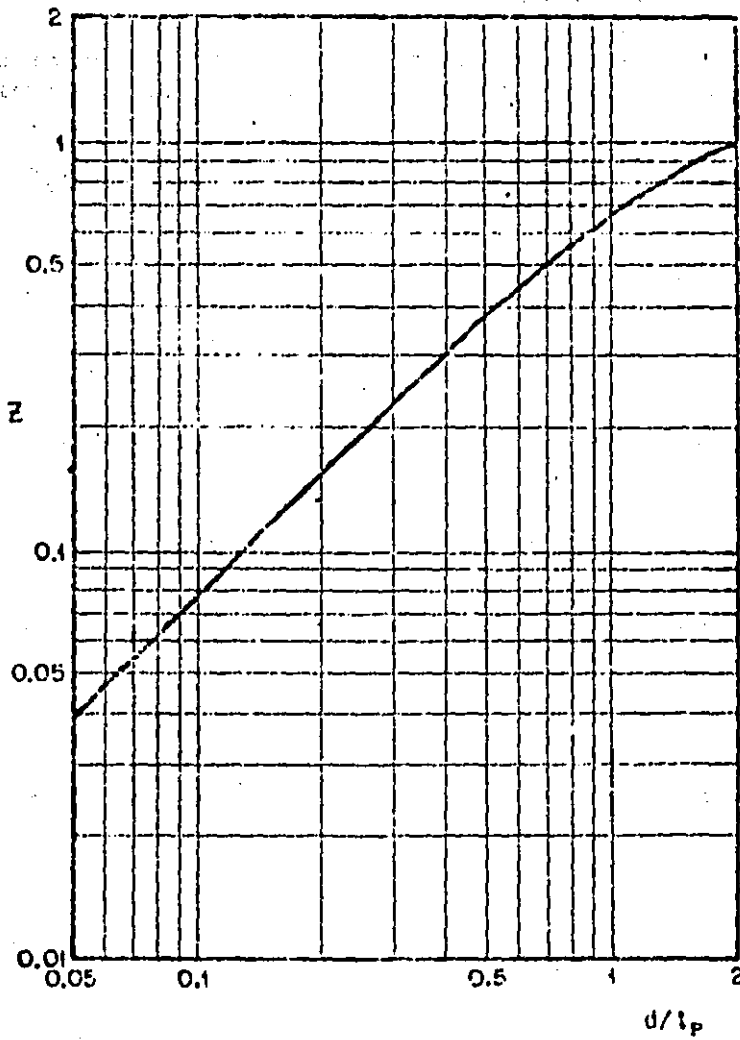


FIG. IV.10 Relación entre Z y d/t_p

TABLA IV. 7 , CLASIFICACION-DE-SUELOS.

TIPO	
A	Potencial de escurrimiento mínimo. Incluye arenas profundas con poca limo y arcilla y a los loess muy permeables.
B	Incluye a los suelos arenosos menos profundos que el tipo A y loess menos profundos e menos compactos que el del tipo A. El grupo en conjunto, tiene una infiltración superior a la media después de su completo humedecimiento
C	Comprende suelos poco profundos y los que contienen cantidades considerables de arcilla y coloides, aunque menos que los del tipo D. El grupo tiene una infiltración inferior a la -- media después de la presaturación.
D	Potencial de escurrimiento máximo. Incluye principalmente arcillas con alto porcentaje de hinchamiento; también incluye algunos suelos poco profundos con subhorizontes casi impermeables cerca de la -- superficie.

TABLA IV.8 SELECCION DEL NUMERO DE ESCURRIMIENTO N

Uso de la tierra o cobertura	Condición de la superficie	Tipo de suelo			
		A	B	C	D
Rosques (sembrados y cultivados)	Esparcido o baja transpiración	45	66	77	83
	Normal	36	60	73	79
	Denso o alta transpiración	25	55	70	77
Caminos	De tierra	72	82	87	89
	Superficie dura	74	84	90	92
Bosques naturales	Muy esparcido o baja transpiración	56	75	86	91
	Esparcido o baja transpiración	46	68	78	84
	Normal	36	60	70	76
	Denso o alta transpiración	26	52	62	69
	Muy denso o alta transpiración	15	44	54	61
Descanso (sin cultivo)	Surcos rectos	77	86	91	94
Cultivos de surco	Surcos rectos	70	80	87	90
	Surcos en curvas de nivel	67	77	83	87
	Terrazas	64	73	79	82
Cereales	Surcos rectos	64	76	84	88
	Surcos en curvas de nivel	62	74	82	85
	Terrazas	60	71	79	82
Leguminosas (sembradas con maquinaria o al voleo) o potrero de rotación	Surcos rectos	62	75	83	87
	Surcos en curvas de nivel	60	72	81	84
	Terrazas	57	70	78	82
Pastizal	Pobre	66	79	86	89
	Normal	49	69	79	84
	Buena	39	61	74	80
	Curvas de nivel, pobre	47	67	81	88
	Curvas de nivel, normal	25	59	75	83
	Curvas de nivel, buena	6	35	70	79
Potrero (permanente)	Normal	30	58	71	78
Superficie impermeable		100	100	100	100

TABLA IV.9 CALCULO DE Feb.

Duración de la tormenta d (hrs).	Precipitación total hp (cms)	Precipitación en exceso Feb (cms)
(1)	(2)	(3)
1.25	73.13	69.49
1.50	78.66	75.01
2.00	88.26	84.60
3.00	103.79	100.12
4.00	116.45	112.77
5.00	127.33	123.64
6.00	133.96	133.26

Para calcular X hay que dividir en la tabla IV. 9 la columna - 3 por la columna 1.

Para calcular Y se considera que existen las mismas condiciones meteorológicas entre la zona donde está la estación - base y la zona en estudio, e sea que $P/P_b = 1.0$.

$$Y = 2.78 \frac{P}{P_b} = 2.78$$

Para calcular Z, se deberá conocer el tiempo de retraso t_p .

$$t_p = 0.00505 \left[\frac{5800}{\sqrt{0.324}} \right]^{0.64} = 1.85 \text{ hrs.}$$

Conocido t_p , con ayuda de la fig. IV.10 se obtiene Z, en dicha figura se observa que cuando $d \geq 2t_p$, Z es constante e igual a 1.

Dicho gasto, como A y Y son constantes quedará en función de X y Z.

Así, se tiene:

$$Q = A X Y Z = (20)(2.78)(X)(Z)$$

$$Q = 55.6 X Z.$$

TABLA IV. 10 CALCULO DEL GASTO MAXIMO.

Duración de la tormenta (hrs)	I (cm/hr)	$\frac{d}{tp}$	Z	Q (m^3/seg)
1.25	55.59	0.676	0.500	1545.40
1.50	50.01	0.811	0.560	1557.11
3.00	36.71	1.622	0.820	1673.68
4.00	28.19	2.162	1.000	1567.35
5.00	24.73	2.703	1.000	1374.99
6.00	22.21	3.243	1.000	1234.88

En la tabla anterior se ve que el gasto máximo es de 1673.68 $m^3/seg.$, para una duración de tormenta de 3 hrs.

2) HIDROGRAMA UNITARIO. TRIANGULAR DEFINICION.

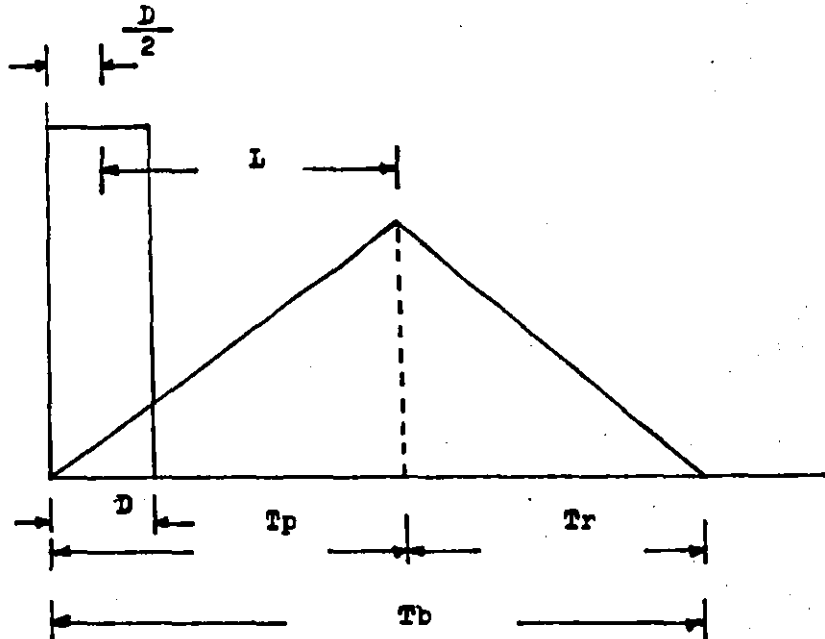
Es el hidrograma de escurrimiento directo que resulta de una lluvia de altura unitaria, que se distribuye uniformemente en la superficie de la cuenca, con una intensidad uniforme, durante un determinado tiempo.

Al aplicar este método, debe notarse que tiene implícitas las siguientes suposiciones:

- a) La lluvia se distribuye en forma uniforme en toda su duración e período de tiempo seleccionado.
- b) La lluvia se distribuye en forma uniforme en toda la superficie de la cuenca.
- c) El tiempo base del hidrograma de escurrimiento, debido a una cierta lluvia de duración unitaria es constante.
- d) Las ordenadas de los hidrogramas, con una base común son directamente proporcionales a la cantidad total de escurrimiento representada por cada hidrograma.

- e) Para una cuenca dada, el hidrograma del escurrimiento - debido a un período dado de lluvia refleja todas las -- características de la cuenca.

El Hidrograma Unitario se representa de la siguiente manera, ref.11.



donde:

- D = duración de la tormenta en horas
- q_i = intensidad máxima, en plg/hora
- t_p = tiempo de pico en horas.
- Tr = tiempo en horas, desde la intensidad máxima al extremo del triángulo
- $t_r = H t_p$; $H = 1.67$
- Tb = tiempo base del hidrograma en hrs.

L = Retraso, tiempo del centro del exceso de precipitación a la hora del máximo, en horas.

Q = escurrimiento de concentración (duración del recorrido de concentración del agua desde el punto hidráulicamente más distante al punto de interés).

Deducción de Q.

Mediante el triángulo se obtiene:

$$Q = \frac{q_i T_p}{2} + \frac{q_i T_r}{2}$$

$$q_i = \frac{2 Q}{T_p + T_r} ; T_b = T_p + T_r$$

Como $T_r = H T_p$, en la que H es una constante que se determina para cada cuenca y cuyo valor es, según los análisis hechos por el Soil Conservation Service, de 1.67.

Según lo anterior se tiene:

$$q_i = \frac{2}{(1+H)} \frac{Q}{T_p}$$

Como $L = 0.6 t_c$, s.c.s. ref. 11, e introduciendo el área, la ecuación general queda:

$$q_p = \frac{484 A Q}{D/2 + 0.6 T_c} ; T_p = D/2 + 0.6 T_c$$

donde: $T_b = (1+H) T_p = 2.67 T_p$

Según Chow, ref. 10, para cuencas no mayores de 3000 Km² el tiempo de concentración se puede valorar como:

$$t_c = 0.01 \left(\frac{L}{\sqrt{S}} \right)^{0.64}$$

donde:

- L = longitud del cauce principal, en m.
- S = pendiente media del cauce en porcentaje
- Tc = tiempo de concentración, en horas.

Para cuencas mayores de 3000Km^2 se usa la siguiente expresión, según Rowe, ref. 1.

$$T_c = \left(\frac{0.81 L^3}{H} \right)^{0.385} ; \text{ Sistema métrico.}$$

Siendo:

- L = longitud del cauce principal, en Km.
- H = diferencia de elevación entre los extremos del cauce principal, en m.

En el sistema inglés se tiene:

$$T_c = \left(\frac{11.9 L^3}{H} \right)^{0.385}$$

donde:

- L en millas
- H en pies.

Ejemplo de aplicación:

Se requiere determinar el H.U.T.

Datos:

- A = 8 mi²
- Tc = 3 hrs.
- D = 2 hrs.
- Q = 1 pulgada.

Solución:

$$T_p = \frac{D}{2} + 0.6 T_c = \frac{2}{2} + 0.6(3.0)$$

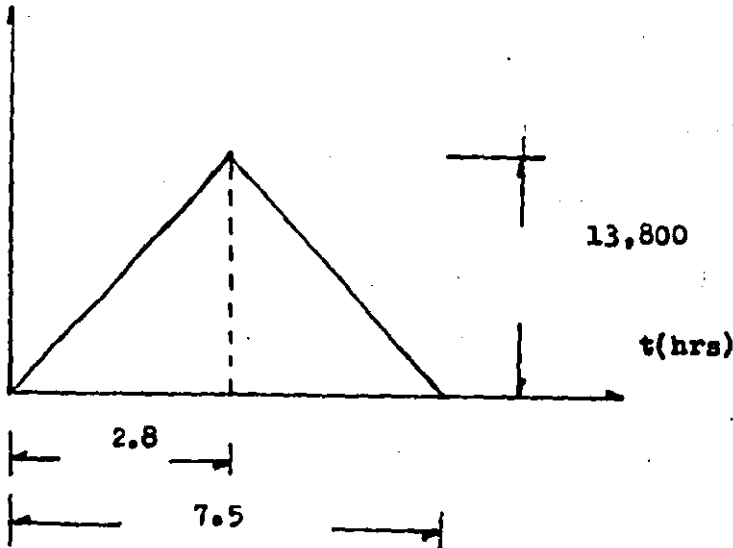
$$T_p = 2.8 \text{ hrs.}$$

$$q_p = \frac{484 A Q}{T_p} = \frac{484 (8)(1)}{2.8} = 13800 \text{ ft}^3/\text{seg.}$$

$$T_b = 2.67 T_p = 2.67 (2.8) = 7.5 \text{ hrs.}$$

El Hidrograma Unitario queda.

PIES CUBICOS POR SEGUNDO



3) **HIDROGRAMA UNITARIO PARA INCREMENTOS VARIABLES DE PRECIPITACION.**

CONSIDERACIONES GENERALES.

Precipitación en exceso.- Se define como la parte de la lluvia que contribuye al escurrimiento directo, siendo éste el producido por el escurrimiento superficial y en menor e mayor grado por el escurrimiento subsuperficial.

Para tomar en cuenta estos factores, su efecto, en cuencas naturales, se tiene el número de escurrimiento "N" el cual esta en función del uso del suelo y las características de este, tabla IV.8.

SUPOSICIONES BASICAS.

- a) Los efectos de todas las características físicas de una cuenca de drenaje se reflejan en la forma del hidrograma de la tormenta para esa cuenca.
- b) En un punto dado de una corriente, las ordenadas de la descarga de diferentes hidrogramas unitarios del mismo tiempo unitario de precipitación en exceso, son mutuamente proporcionales a los volúmenes respectivos.
- c) El hidrograma de escurrimiento directo de una tormenta producto de una serie de lluvias de precipitación en exceso o de lluvia continua de intensidad variable, puede construirse con una serie de hidrogramas superpuestos, siendo cada uno de ellos el resultado de un solo incremento de precipitación en exceso de duración unitaria.

El escurrimiento directo se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$Q = \left(\frac{P - 0.25S}{P + 0.85S} \right)^2$$

En la que:

- Q = escurrimiento directo en pulgadas
P = precipitación de la tormenta en pulgadas.
S = diferencia potencial máxima entre P y Q, en pulgadas, a la hora que comienza la tormenta.

S, se puede determinar en función del número de escurrimiento "N", dado en la tabla IV.8, mediante la siguiente expresión, ref. 11.

$$N = \frac{1000}{10 + S} \quad ; \quad S = \frac{1000 - 10 N}{N}$$

Como la ecuación para el escurrimiento directo no permite utilizar la retención mínima que resulta después de la saturación del suelo, los estudios hechos con el infiltrómetro indican que, todos, excepte los suelos impermeables de arcilla tienen una infiltración constante después de su saturación, que puede variar, de aproximadamente 0.05 plg/hr. a una mayor de 1.0 plg/hr, dependiendo del tipo de suelo.

Las infiltraciones van aumentando progresivamente en sus mínimos que están asociados con cada uno de los grupos hidrológicos de los suelos dados en la tabla IV.7.

Como no se dispone de datos para proponer volúmenes seguros, se sugiere que los siguientes volúmenes de retención mínima para los grupos de suelos que no pertenezcan a la clase D, sean los que se usen.

Para el grupo de suelos A, 0.10 plg/hr y para el grupo de suelos B y C, 0.05 plg/hr.

A continuación mediante un ejemplo se explica el procedimiento a seguir para determinar el H.U. para incrementos variables de precipitación.

**DETERMINAR EL GASTO MAXIMO MEDIANTE EL
HIDROGRAMA UNITARIO PARA INCREMENTOS
VARIABLES DE PRECIPITACION.**

DATOS:

Area de la cuenca: $A = 61 \text{mi}^2 \approx 158 \text{Km}^2$
Longitud del dren principal : $L = 18.5 \text{mi} \approx 30 \text{Km.}$
Diferencia de elevación: $H = 400 \text{ft} \approx 122 \text{m.}$
Suelo tipo B
 $N = 65$

TABLA IV. 11, DETERMINACION DEL ESCURRIMIENTO DIRECTO.

Tiempo hrs.	Altura de lluvia hp plg.	Incremento de lluvia plg.	Incremento de lluvia plg.	Lluvia acumulada P en plg.	Escurrimiento Acum. plgs.	inote. plgs.	Incremento de las pérdidas Pulg.
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
0 - 1	10.4	10.4	1.7	1.7	0.08	0.08	1.62
1 - 2	13.6	3.2	1.9	3.6	0.80	0.72	1.18
2 - 3	15.9	2.3	2.3	5.9	2.28	1.48	0.82
3 - 4	17.8	1.9	10.4	16.3	11.3	9.02	1.40
4 - 5	19.5	1.7	3.2	19.5	14.3	3.0	0.20
5 - 6	21.2	1.7	1.7	21.2	15.9	1.6	0.10
6 - 12	25.5	4.3	4.3	25.5	20.0	4.0	0.30
12 - 24	28.3	2.8	2.8	28.3	22.73	2.2	0.60
24 - 28	30.9						

- 1) Tiempo en incremento de 1 hora para las primeras 6 horas y de 6 hrs. para las siguientes. Cuando $T_0 \neq 24$ horas el escurrimiento del período 24 - 28 hrs. - se desprecia por tener poco efecto en el proyecto.
- 2) Altura de lluvia hp tomada de las curvas $hp - d - Tr \text{ ó } i - d - Tr$.
- 3) Incremento de la lluvia, al inicio 10.4 y después: 13.6 - 10.4 = 3.2 y así sucesivamente.

4) Incremento de la lluvia. Por especificaciones del - Bureau Reclamation, ref. 11, la precipitación por incrementos durante el período máximo de 6 hrs. debe ordenarse por magnitudes descendentes obtenidas antes por el siguiente orden de secuencia de magnitudes, 1 durante 6 hr: 6, 4, 3, 1, 2, 5. Este es un orden conveniente que da una avenida calculada mayor.

5) Lluvia acumulada. Viene de acumular la lluvia del inciso anterior, así: $1.7 + 1.9 = 3.6 + 2.3 = 5.9$, etc.

6) Esguerrimiento directo acumulado. Con los datos de 5) como $Q = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S}$,

$$N = \frac{1000}{10 + S} ; S = \frac{1000 - 10N}{N}$$

Si $N = 65$ ∴ $S = 5.385$
con $P = 1.7$ y S , se obtiene que $Q = 0.08$
con $P = 3.6$ y S , $Q = 0.80$
Continuando de la misma manera se obtienen los valores de la columna (6)

7) Incremento del esguerrimiento viene de determinar los incrementos de la columna (6), así se tiene:

$$\begin{aligned} 0.80 - 0.08 &= 0.72 \\ 2.28 - 0.80 &= 1.48 \\ 11.3 - 2.28 &= 9.02 \end{aligned}$$

8) Incremento de las pérdidas. viene de restar la columna (4) con la columna (7)

Así, $1.7 - 0.08 = 1.62$ plg/hr.
 $1.9 - 0.72 = 1.18$
 $1.7 - 1.60 = 0.10$.

En el caso de 6 - 12 horas se tiene:

De la columna (6) $20 - 15.9 = 4.10$, en la columna (7) sería 4.10 . Restando (4) con (7), $4.3 - 4.10 = 0.20$ plg/ 6 hrs. = 0.033 pulg/hr. $0.033 < 0.05$ pulg/hr., según lo visto anteriormente para tipo de suelos B, por lo que hay que tomar como mínimo 0.05 pulg/hr. y calcular nuevamente el escurrimiento. Así, se tiene:

$$0.05 \text{ pulg/hr} \times 6 \text{ hrs} = 0.30 \text{ pulg en 6 hrs.}$$

Se toma 0.3 y se calcula la columna (7) nuevamente:

$$4.3 - 4.0 = 0.3 \text{ pulg.}$$

Para $t = 12 - 24$ hrs.

$$22.73 - 20.0 = 2.73$$

$$2.8 - 2.73 = 0.07 \text{ plg/ 12 hrs.} = 0.006 \text{ plg/hr} < 0.05$$

Se toma 0.05 plg/hr $\times 12$ hr = 0.60 y se calcula el escurrimiento.

$$2.8 - 0.6 = 2.2 \text{ columna (7)}$$

TABLA IV.12 DETERMINACION DE LOS HIDROGRAMAS.

Tiempo hrs.	Incremento de escurrimiento plg.	qp para 1 plg.	qp para los incrementos de escurrimiento		Hidrograma de los incrementos de esc.		
			ft ³ /seg.	M ³ /seg.	hora inicio	hora máxima	hora final.
(1)	(9)	(10)	(11)	(11)	(12)	(13)	(14)
0 - 1	0.08	5900	470	13.32	0	5	13.4
1 - 2	0.72	5900	4250	120.44	1	6	14.4
2 - 3	1.48	5900	8730	247.39	2	7	15.4
3 - 4	9.02	5900	53100	1504.78	3	8	16.4
4 - 5	3.0	5900	17700	501.59	4	9	17.4
5 - 6	1.60	5900	9440	267.52	5	10	18.4
6 -12	4.0	5900	15760	446.62	6	13.5	26.0
12 -24	2.20	5900	6180	175.13	12	22.5	40.0

9) Se toman los valores de (7)

10) qp para 1 plg.
con.

$$T_p = \frac{D}{2} + 0.6 T_c$$

$$T_b = 2.67 T_p$$

$$q_p = \frac{484 A Q}{T_p}$$

Si $T_c < 24$ hrs se calculan los hidrogramas unicamente para $D = 24$ hrs.

- a) Cuando $T_c < 3$ hrs se toma $D = \frac{1}{2}$ hr de incremento para las primeras 6 hrs.
- b) Cuando T_c varia de 3 a 10 hrs: $D = 1$ hr.
- c) Cuando T_c varia de 10 a 15 hrs: $D = 2$ Hrs.
- d) Cuando T_c varia de 15 a 30 hrs: $D = 3$ hrs.

En este caso:

$$T_c = \left(\frac{11.9 L^3}{H} \right)^{0.385} = \left(\frac{11.9 \times (18.5)^3}{400} \right)^{0.385} = 7.5 \text{ hrs.}$$

Como $T_c < 24$ hrs, se desprecia el hidrograma para $D = 24-48$ hrs. además, como T_c varia de 3 a 10 hrs. se toma $D = 1$ hr. Así, se tiene:

Para $D = 1$ hr.

$$T_p = \frac{1}{2} + 0.6 (7.5) = 5 \text{ hrs.}$$

$$T_b = 2.67 (5) = 13.4 \text{ hrs.}$$

$$q_p = \frac{484 (61) (1)}{5} = 5900 \text{ ft}^3/\text{seg.}$$

Para $D = 6$ Hrs.

$$T_p = \frac{6}{2} + 0.6 (7.5) = 7.5 \text{ hrs.}$$

$$T_b = 2.67 (7.5) = 20 \text{ hr.}$$

$$q_p = \frac{484 (61) (1)}{7.5} = 3940$$

Para D = 12 hrs.

$$T_p = \frac{12}{2} + 0.6 (7.5) = 10.5 \text{ hrs.}$$

$$T_b = 2.67 (10.5) = 28 \text{ hrs.}$$

$$q_p = \frac{484 (61) (1)}{10.5}$$

- 11) q_p para los incrementos de escurrimiento.
viene de multiplicar la columna (9) por la (10)
- 12) Se toma el tiempo en intervalos de una hora.
- 13) Se toman los valores de T_p .
en $t = 0$ se tiene $T_p = 5$ hrs. para $D = 1$ hr.
y como la variación es horaria hasta $D = 6$ hrs,
con $t = 5$ horas al inicio.
En el intervalo de 6 - 12 horas, se tiene
 $t = 6$ hrs. (inicio), $D = 6$ hrs, $T_p = 7.5$ hrs.
entonces $7.5 + 6 = 13.5$
En el intervalo de 12 - 24, $t = 12$ (inicio), $D = 12$ hrs.
 $T_p = 10.5 + 12 = 22.5$.
- 14) Hora final.

Para $D = 1$ hr., $T_b = 13.4$

Se le suma 1 hr. hasta el intervalo de 6 - 12 hrs.
así, $T_b = 13.4 + 1 = 14.4$, etc.

En el intervalo de 6 - 12 hrs, se tiene al inicio
 $t = 6$ hrs.

$T_b = 20 \text{ hrs.} + 6 \text{ hrs.} = 26 \text{ hrs.}$

En el intervalo de 12 - 24 hrs, se tiene al
inicio $t = 12$ hrs. con lo cual:

$T_b = 28 \text{ hrs.} + 12 \text{ hrs.} = 40 \text{ hrs.}$

Una vez determinados los hidrogramas de los incrementos de escurrimiento, se grafican (columnas 11, 12, 13, y 14) y se suman las ordenadas para obtener el hidrograma total y con este el gasto máximo, fig. IV. 11.

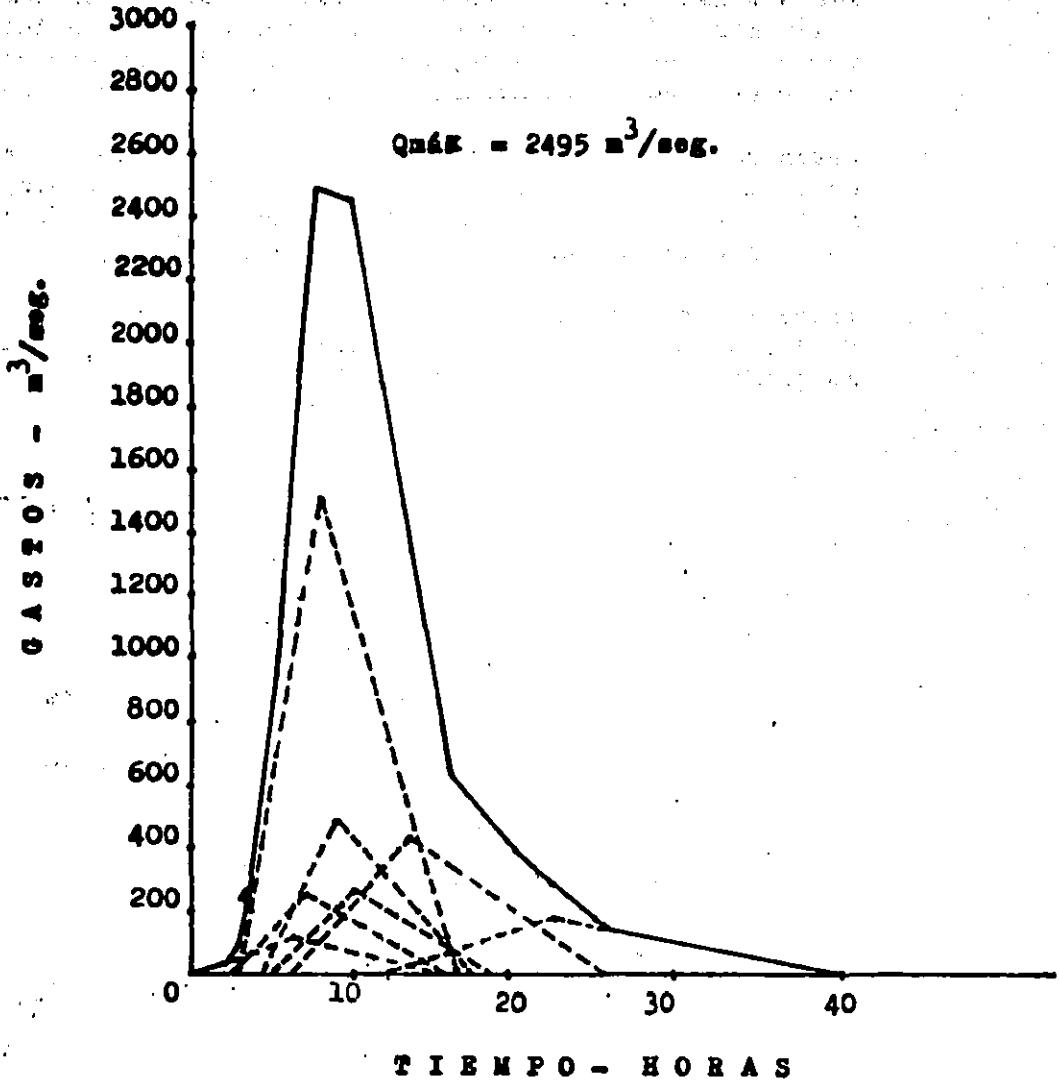


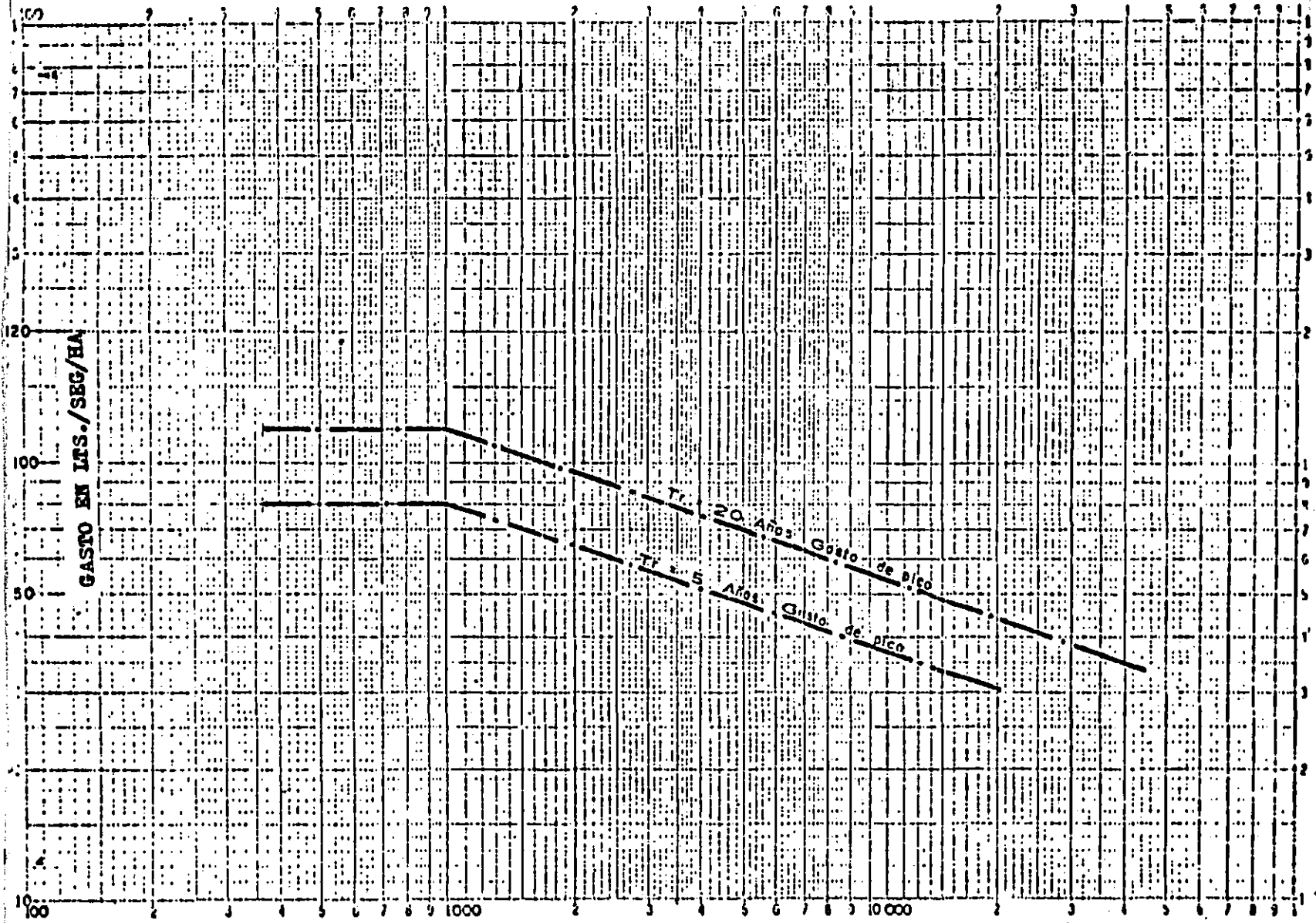
Fig. IV.11 Hidrograma total de la tormenta.

IV. 3.2 OBTENCION DE LOS COEFICIENTES UNITARIOS DE DRENAJE.

Una vez determinada el gasto máximo, ya sea mediante los métodos vistos en este capítulo, o bien, por cualquier otro método, se procede a calcular los coeficientes unitarios de drenaje, que resultan de dividir dicho gasto, entre la superficie en hectáreas por drenar.

Estos valores se grafican en papel logarítmico, en el cual las abscisas representarán la superficie bruta en hectáreas y las ordenadas los valores de los coeficientes unitarios de Drenaje, en lts./seg/ha.

Procediendo de la misma manera con las áreas tributarias de los drenes en estudio se obtienen todos los puntos de la gráfica correspondiente, gráfica IV.1.



GRAFICA IV. 1 SUPERFICIE EN HAS.

Fuente, ref. 12.

- 4) Mediante los datos mostrados en la tabla, determinar cual de las ecuaciones tiene una correlación mejor y si es significativa.

X_1	6	24	25	13	17	3
X_2	11.5	7	4	11	6.8	3
Y	22	23	26	27	19	7

1) $Y = a_1 + b_1 X_1 + b_2 X_2$

2) $Y = a X_1^{b_1} X_2^{b_2}$

- 5) Determinar el gasto de escurrimiento directo máximo en una cuenca donde se tienen los siguientes datos:

$A = 88.8 \text{ Km}^2$, $S = 0.008$, $L = 8 \text{ Km}$, $N = 80$

La estación base se encuentra dentro de la cuenca y - las lecturas correspondientes a las curvas $i - d - Tr$, para un período de retorno de 10 años son las siguientes:

d (hrs)	0.5	1.0	1.5	1.80	2.0	2.5	3.0
i (cm/hr)	7.5	6.0	4.5	3.8	3.5	2.5	2.0

Sol. $245 \text{ m}^3/\text{seg.}$

- 6) Determinar el gasto máximo mediante el hidrograma unitario para incrementos variables de precipitación, con los datos de la cuenca del problema (5) y usando las curvas $hp-d-Tr$, fig. IV.9, del ejemplo, para un período de retorno de 5 - años.

V. METODOS DE RIEGO.

Riego es la aplicación artificial del agua al terreno con el fin de administrar a las especies vegetales la humedad necesaria para su desarrollo.

Los métodos de riego se clasifican en primer término de acuerdo con la forma de aplicación del agua al suelo, en segundo término con la forma de distribución del agua en el mismo. A continuación se mencionan algunos de los diferentes métodos de riego. ref.3.

- V.1 SUPERFICIALES**
- V.1.1 INUNDACION**
- V.1.1.1 Regaderas en contorno**
- V.1.1.2 Melgas**
- V.1.1.3 Curvas a nivel**
- V.1.1.4 Cuadros o tazas**

- V.1.2. POR LINEAS**
- V.1.2.1. Surcos**
- V.1.2.2. Corrugaciones**

- V.2 AEREOS**
- V.2.1 ASPERSION**
- V.3 MIXTOS**
- V.3.1 GOTEO**

V.1 METODOS DE RIEGO SUPERFICIALES
V.1.1 POR INUNDACION

V.1.1.1 REGADERAS EN CONTORNO.

Este método consiste en llevar el agua hasta el campo por medio de Regaderas más ó menos equidistantes que parten de una regadera de cabecera. Las regaderas pueden hacerse siguiendo el contorno del terreno que sea a nivel ó con pendiente en cuyos casos la equidistancia entre las zanjias variará o no de acuerdo a la configuración topográfica del terreno. El agua se descarga al terreno con sifones ó se deja derramar sobre el bordo inferior de la regadera ó se descarga por aberturas a una zanja igualadora paralela, la que derrama sobre el terreno. El agua se extiende en forma indefinida en sentido de la pendiente, el escurrimiento sobrante se recoge en las regaderas inferiores para volver a utilizarse.

ADAPTACION Y DISEÑO.

Suelos:
Pendiente del terreno:

Todo tipo
0.5 al 15%
Máximo 4% si hay peligro de erosión por lluvias ó en suelos con texturas de ligeras a gruesas.

Infiltración básica:
Distancia entre regaderas:
Gasto en regaderas:

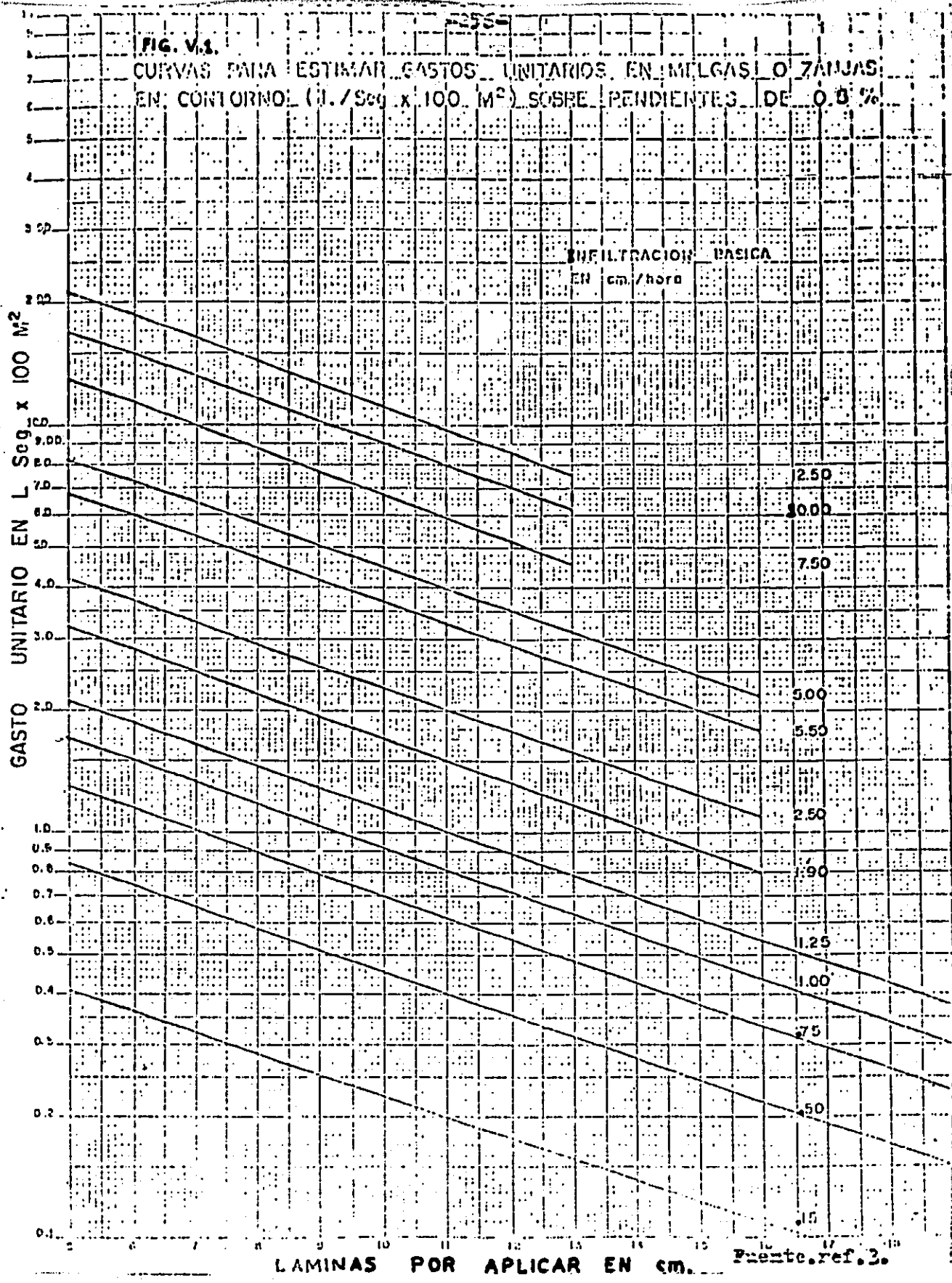
0.25 a 7.5 cm/hr
15 a 50 m
 $Q = \frac{q LW}{100}$

donde:

Q = Gasto requerido en regaderas en L.p.s.
q = gasto según fig. V.1
L = Esparcimiento entre regaderas en m.
W = Longitud de la regadera en contorno que debe regarse a un tiempo, en m.

FIG. V.3.

CURVAS PARA ESTIMAR GASTOS UNITARIOS EN MIEGAS O ZANJAS EN CONTORNO (l./Seg. x 100. M²) SOBRE PENDIENTES DE 0.3 %



LAMINAS POR APLICAR EN cm. Fuente.ref.3.

Cultivos: Todos los que cubren el terreno como granos, pastos y alfalfa

Eficiencia de Riego: 50 a 65%

CARACTERISTICAS IMPORTANTES.

1. Bajos costos de establecimiento.
2. Se requiere muy poca preparación superficial del terreno aún con topografía irregular.

LIMITACIONES.

1. Baja eficiencia de aplicación (con mucho cuidado del 50- al 65%) lo que se traduce en gasto excesivo de agua.
2. Poca uniformidad en la distribución del agua
3. Costo elevado de operación ya que requiere mucha mano de obra.
4. Peligro de erosión.
5. Problemas de drenaje en las partes bajas del campo.

Este método presenta ciertas características favorables a su empleo como son: establecimiento en zonas agrícolas en donde el agua y la mano de obra son abundantes. En el caso de los Distritos de Riego no es recomendable.

V.1.1.2 METODO DE RIEGO EN MELGAS.

El método de riego en melgas es un método de riego por inundación controlada. El campo que se va a regar se divide en franjas por medio de bordos paralelos y cada franja se riega en forma independiente de las demás.

Las fajas entre bordos deben tener una pendiente mínima en el sentido lateral ó anchura y una cierta pendiente en el sentido de riego ó longitud. El agua se aplica en la parte superior de las fajas por medio de sifones, cajas de aplicación ó compuertas y en forma rústica practicando aberturas en el bordo de las regaderas.

El gasto derivado a la melga debe ser tal, que se distribuya sobre toda la faja sin rebasar la altura de los bordos, y -- que el volumen de agua deseado se aplique en un tiempo igual ó poco menor que el necesario para que el suelo absorba la cantidad neta requerida. Este método constituye una de las formas más eficientes de aplicar el agua de riego cuando las condiciones del suelo, cultivo, caudal de agua disponible y topografía lo hacen posible.

ADAPTACION:

Suelos	Todo tipo; opera mejor en suelos de texturas media a pesada.
Pendientes	0.5% ó menos. si la cosecha no cubre el suelo se acepta hasta el 2%. si la cosecha forma alfombra se acepta hasta el 4%.
Infiltración básica:	menores de 7.2 cm/hr.
Anchos	variable de 3 a 36 m.
Longitud:	variable de 50 a 840 m.
Altura de bordos:	20 a 32 cm.
Tirante máximo:	15 cm.
Gastos:	

Calcular con:

$$Q = \frac{q L W}{100}$$

donde:

- Q = Gasto requerido por Melga en L.p.s.
- q = Gasto unitario requerido ajustado por pendiente, según Figs. V.1 y V.2(L.p.s./100m²)

L = Longitud de Riego en m.
W = Ancho de melga en m.

El gasto obtenido en la fig. V.1 es el que corresponde a una pendiente de 0.5% por lo que se ajustará con una corrección por pendiente que se obtiene en la fig. V.2, entrando con la pendiente de riego y obteniéndose el factor de corrección, - este factor multiplicado por el gasto unitario dá el gasto unitario requerido ajustado.

TIEMPO DE APLICACION DEL GASTO

$$T = \frac{Lr}{3.6 q}$$

Siendo:

T = Tiempo en horas para aplicar la lámina Lr.

Lr = Lámina de riego neta en cm.

q = Gasto unitario según figs. V.1, y V.2.

Cultivos:

Se adapta a cultivos que cubren el suelo como: cereales, al -- falfa, huertos frutales y riegos de presiembra a cultivos de -- escarda.

Eficiencias de 55 a 75%

EFICIENCIAS RECOMENDADAS PARA DISEÑO

Pendiente	Infiltración básica				cm/hr.	
	Menor de 0.76	0.76 - 1.27	1.52 - 5.08	5.08 - 10.16		
0.00 - 0.05	75	75	70			60
0.05 - 0.50	70	70	75			70
0.50 - 1.00	65	70	70			70
1.00 - 2.00	60	65	70			75
2.00 - 4.00	55	60	65			60
4.00 - 6.00	50	55	60			55

FACTOR DE CORRECCION POR PENDIENTE

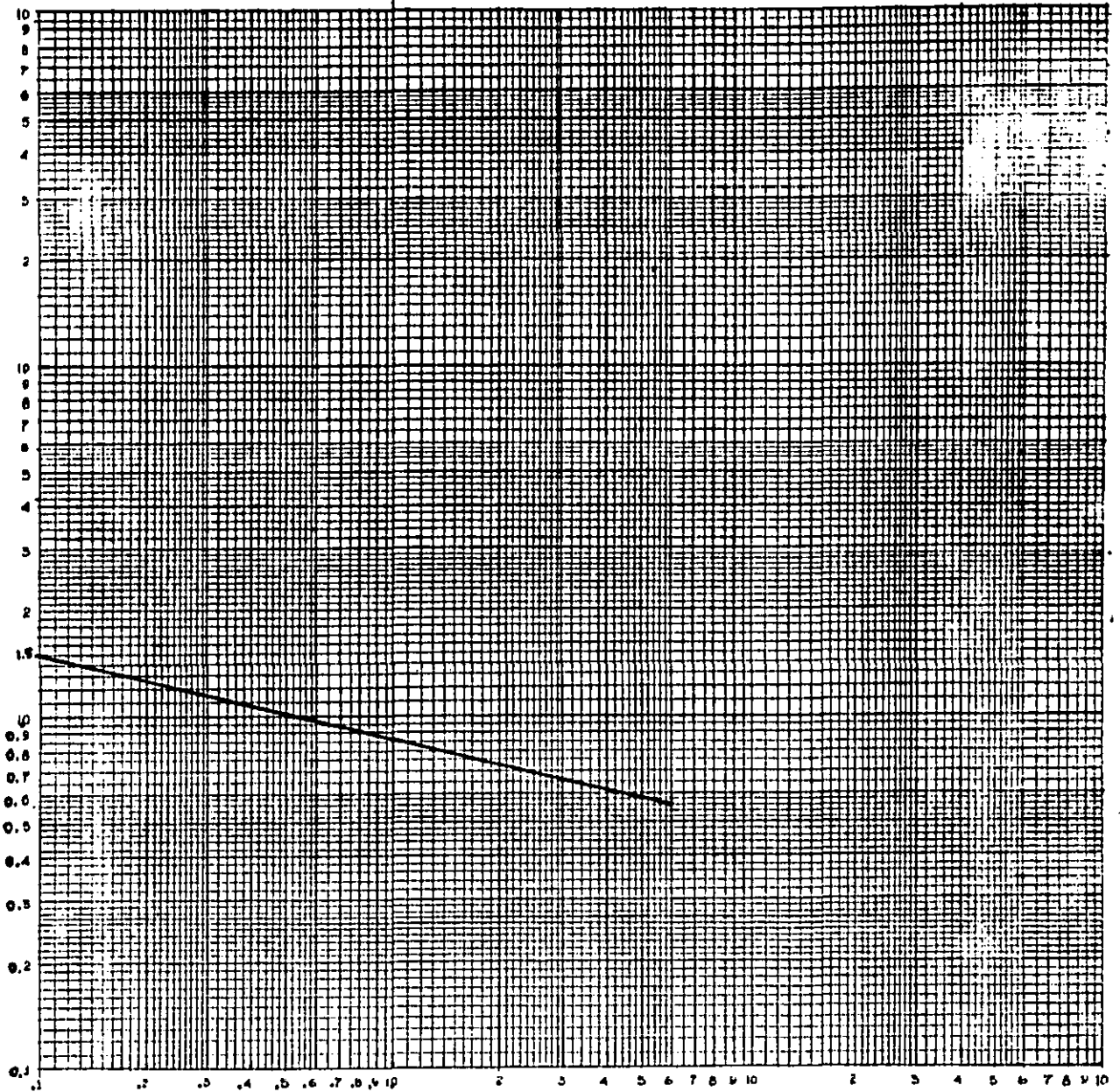


FIG. V.2 PENDIENTE DE RIEGO EN PORCIENTO.

Nota.-- Para láminas de aplicación requeridas menores de 6.35 cm. Usar eficiencias de 5% más bajas que las mostradas en la tabla.

DISEÑO:

SECUELA DE DISEÑO PARA LOS METODOS DE RIEGO POR MELGAS, REGADERAS EN CONTORNO Y CURVAS-DE NIVEL.

DATOS PARA DISEÑO:

1. Plano del terreno.
 - superficie
 - curvas de nivel con equidistancia vertical de 10 cm.
 - Nivel de Operación de los canales alimentadores.
2. Cultivo que se va a implantar.
3. Textura del suelo.
4. Láminas de Riego.
5. Eficiencia del Riego.
6. Infiltración básica ó curva de velocidad de infiltración.
7. Ancho de implementos cosechadores.

INCONGNITAS DE DISEÑO.

1. Dirección del trazo de las melgas
2. Pendiente del trazo S (%)
3. Anchura de melgas W (m)
4. Longitud de riego L (m)
5. Lámina de riego L_r (cm)
6. Gasto por melga q (L.p.s)
7. Tiempo total de riego T_r (días)

Soluciones:

Se auxiliara con las graficas mostradas en las figs. V.1, V.2, V.3, V.4 y V.5.

Examinando cuidadosamente el plano del terreno se divide en tablas regulares que tengan aproximadamente una configuración y pendiente semejantes. En cada una de estas tablas se deberán tener los datos enunciados antes.

En cada tabla se llevará a cabo el siguiente análisis.

- 1.- Teniendo en cuenta que la pendiente transversal de las melgas debe ser mínima, se orientará la dirección de las melgas de manera que la pendiente mayor sea a lo largo de las mismas dentro de los límites marcados por el método, cuidando en algunos casos de hacer los cambios de dirección mínimos necesarios para evitar "altos" ó bajos debido a la microtopografía del terreno.
- 2.- De acuerdo al sentido de la pendiente y el lugar de entrada de agua se resta del valor de la cota de la curva de nivel en el punto más alto de la tabla el valor de la cota del extremo inferior, midiendo la distancia entre los dos puntos en forma paralela a la dirección de las melgas. La pendiente "S" será igual:

$$S = \frac{N - N_2}{D} \times 100$$

donde:

N = Cota del punto más alto de la tabla (m)
N₂ = Cota del punto más bajo de la tabla (m)
D = Distancia entre cotas
S = pendiente en (%)

- 3.- El ancho de las melgas se selecciona procurando que la pendiente transversal sea mínima y considerando la anchura de los implementos cosechadores, así el ancho de melga será múltiplo de esta dimensión (2 ó 3 veces el ancho de una cortadora por ejemplo), también se toma en cuenta si hay pendiente transversal, que la diferencia de nivel entre bordos no sea mayor de 5 cm.

- 4.- **Lámina de Riegos:** la lámina de riego se define de acuerdo a las características de Planta - Suelo - Clima, pero si no se tiene se puede estimar de la siguiente manera: Observando el máximo uso consuntivo en el intervalo de riego mínimo se tiene la lámina mínima que debe ser repuesta, se aplica una eficiencia de riego de acuerdo al método y pendiente, la lámina de riego se obtiene de la fig. V.5.

$$L_r = \frac{L.u.c}{E_r}$$

donde:

L_r = Lámina de riego en cm.

L.u.c. = lámina que debe ser repuesta en cm.

E_r = Eficiencia de Riego en %

- 5.- **Longitud de melgas:** la longitud se dimensiona de acuerdo al terreno sin sobrepasar los límites mencionados anteriormente, infiltración básica y también a las dimensiones de la tabla en cuestión procurando que las longitudes sean lo más uniforme posible. Si se conoce el gasto de dotación a la tabla (Q) se utilizará la fórmula del siguiente párrafo, despejando la longitud.

$$L = \frac{100 Q}{q W}$$

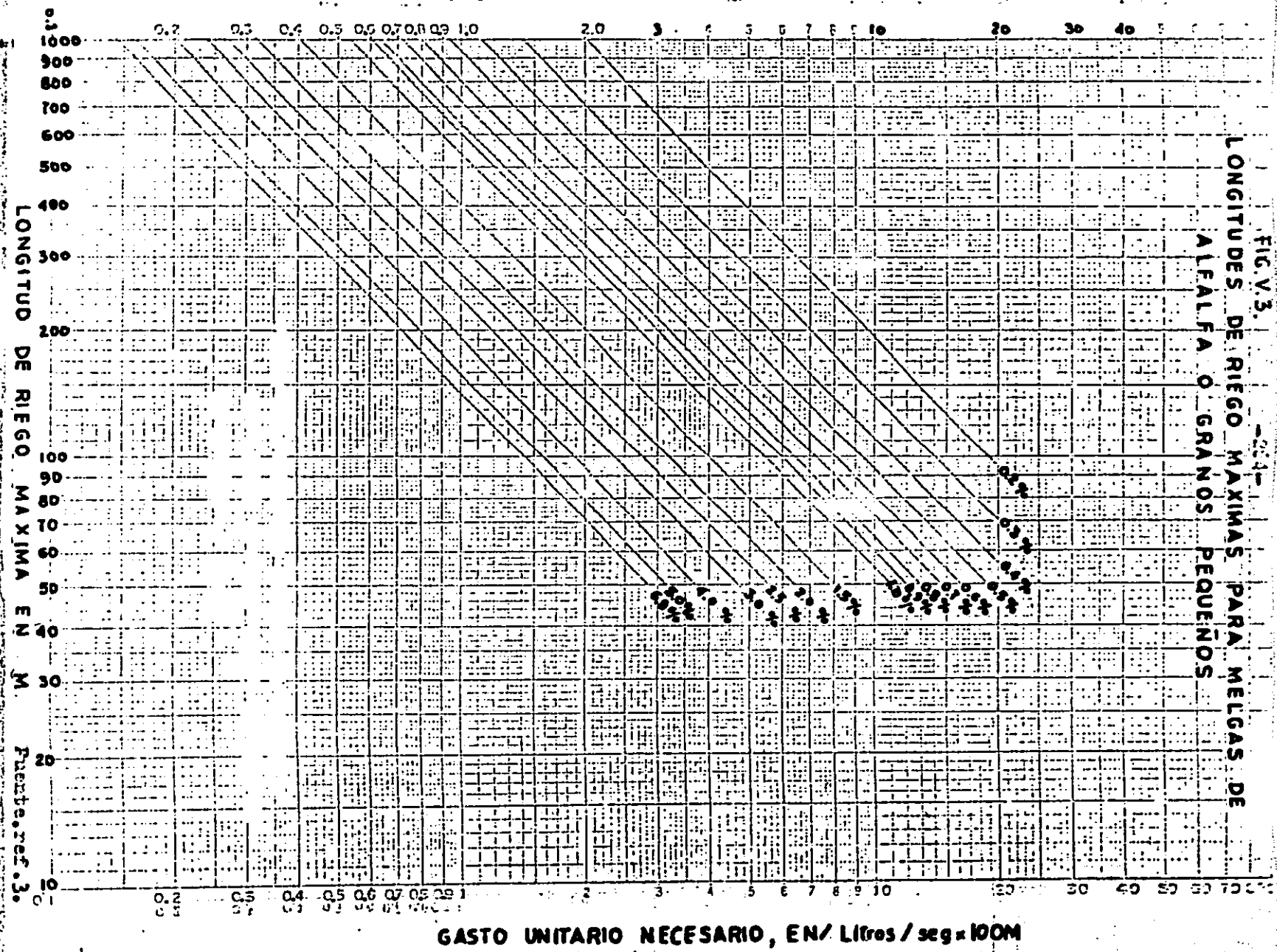
- 6.- **Gasto de melgas:** El gasto de riego por melgas se calcula con la ecuación $Q = \frac{q L W}{100}$. Puede obtenerse con el auxilio de la gráfica 100 de la fig. V.1, entrando con los datos de L_r e infiltración básica y comprobando la textura media del suelo y posteriormente por pendiente según la fig. V.2.

Se revisa el cálculo comprobando que la longitud máxima obtenida en la fig. V.3 sea mayor que la de diseño.

Se comprueba que el tirante de flujo no sea mayor que el especificado para este método mediante el uso de la fig. V.4, entrando con la pendiente (S) y el gasto/metro de ancho de melga (q).

- 7.- **Tiempo de riego por melgas:** Se calcula con la ecuación $T = \frac{L_r}{3.6 q}$, ya indicada.

FIG. V.3.
 LONGITUDES DE RIEGO MAXIMAS PARA MELGAS DE
 ALFALFA O GRANOS PEQUEÑOS



GASTO UNITARIO NECESARIO, EN/ Litros / seg x 100M

LONGITUD DE RIEGO MAXIMA EN M.

FIG. V.4

1965

GASTO MAXIMO NO EROSIVO PARA UN METRO DE ANCHO Y TIRANTES NORMALES DE FLUJO PARA PENDIENTES DE 0 A 12%

GASTO MAXIMO /m. NO EROSIVO

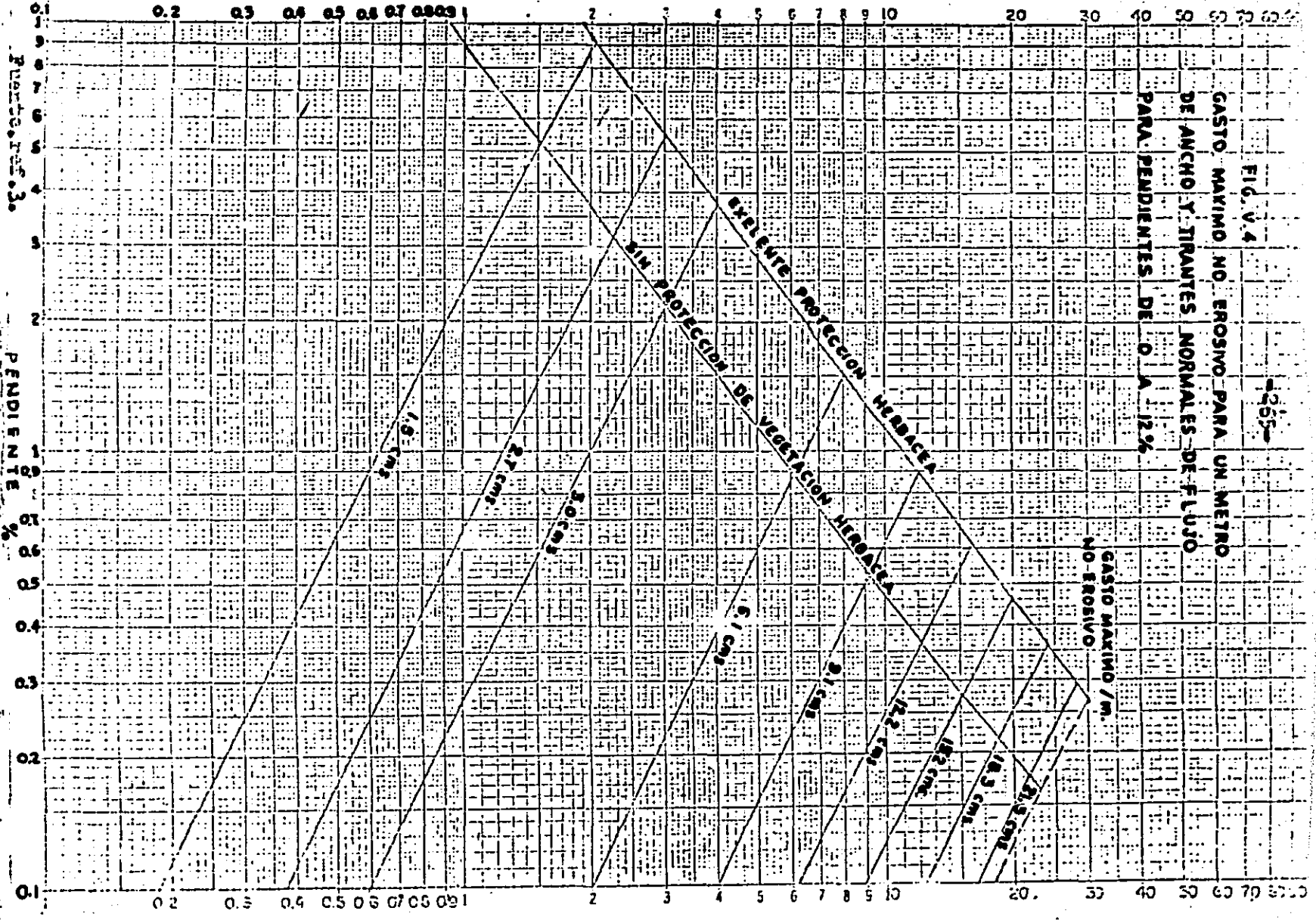
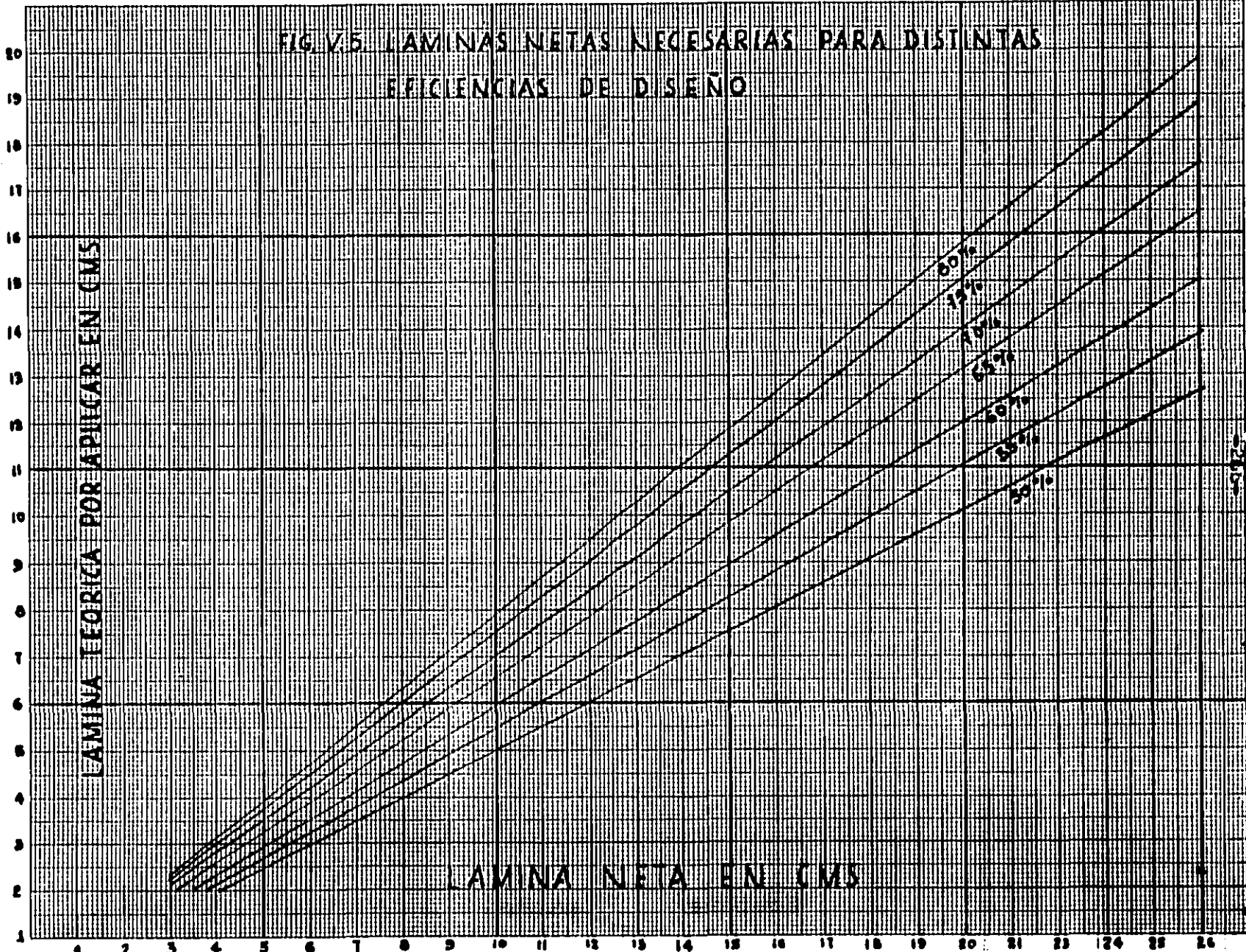


FIG. V.5 LAMINAS NETAS NECESARIAS PARA DISTINTAS EFICIENCIAS DE DISEÑO



8.- Tiempo total de riego del campo ó tablas: se calcula en la ecuación siguiente:

$$Tt = 416.67 \frac{TS}{WL}$$

dónde:

Tt = Tiempo de riego de la tabla en días.

T = Tiempo de riego por Melga en horas

S = Superficie de la tabla en ha.

L = Longitud de Melgas en m.

Todos los datos de solución se consignan en el plano para -- cada tabla.

A continuación se dá un ejemplo de aplicación.

EJEMPLO DE DISEÑO DE RIEGO POR MELGAS.

Suponiendo que el terreno fué dividido en tablas y en una de ellas se va a establecer un cultivo de acuerdo con los datos que se anotan:

PLANO:	Se tendrá a levantamiento Topográfico.
CULTIVO:	Alfalfa.
INFILTRACION BASICA:	2.5. cm/hr.
LAMINA DE U.C. EN INTERVALO CRITICO	Crítico: 10 cms.
EFICIENCIA DE RIEGO:	80%
ANCHO DE CORTADORA:	3.66 m.

SOLUCION:

1.- Dirección de las melgas: La pendiente mínima es en sentido N - S y la pendiente mayor E - W, se tomará esta última - dirección.

2.- La pendiente del terreno es:

$$S = \frac{6.0 - 1.0}{10} \times 100 = \frac{5}{10} = 0.5 \%$$

Como S = 0.5 % el gasto no tendrá ajuste por pendiente.

- 3.- Anchura de Melgas: El ancho de melgas ya que la pendiente es mínima, el dueño quiere dar dos pasos de implemento por Melga, con lo cual se tiene:

$$W = 2 \times 3.66 = 7.32 \text{ m}$$

- 4.- Longitud de Melgas: Como la tabla tiene 1000 m. de longitud es bastante larga, se divide en dos fracciones de 500 m cada una, lo cual da: $L = 500 \text{ m}$.
- 5.- La lámina de riego se obtiene de acuerdo con la fig. V.5, entrando con la lámina de U.C. en el intervalo crítico y 80% de eficiencia, con lo cual se tiene:

$$L_r = 12.5 \text{ cm.}$$

- 6.- Gasto por Melgas: Entrando a la fig. V.1, con $L_r = 12.5 \text{ cm.}$ y Infiltración básica de 2.5 cm/hr da aproximadamente un $q = 1.7 \text{ L.p.s/100 m}^2$ por melga.

$$Q = \frac{q \ W \ L}{100} = \frac{1.7 \times 7.32 \times 500}{100} = 62.22 \text{ L.p.s/melga}$$

Revisandos

entrando con $q = 1.7 \text{ L.p.s/100 m}^2$ y $S = 0.5 \%$
En la fig. V.3, se obtiene:

$$L = 560 \text{ m.}$$

Longitud mayor a los 500 m diseñados, lo cual se considera correcto.

Calculando el tirante con $\frac{Q}{W}$ y $S \%$

se tiene:

$$\frac{Q}{W} = \frac{62.22}{7.32} = 8.5 \text{ L.p.s/m de ancho}$$

entrando en la fig. V.4

$$y \approx 9 \text{ cms} < 15 \text{ cms.}$$

Se considera correcto ya que es menor que el especificado.

7.- Tiempo de riego por Melga.

$$T = \frac{I_r}{3.6 q} = \frac{12.50}{3.6 \times 1.7} = 2.04 \text{ hrs./melga}$$

8.- Tiempo total de riego del campo.

Considerando que el campo donde se encuentran todas las Melgas es de 50 ha.

$$T_t = 416.67 \frac{TS}{LW} = \frac{416.67 \times 2.04 \times 50}{500 \times 7.32} = 11.61 \text{ días}$$

9.- Avance diario.

$$A = \frac{S}{T_t} = \frac{50}{11.61} = 4.31 \text{ Has/días.}$$

10.- Avance diario en unidades de riego.

$$A_u = \frac{24}{T} = \frac{24}{2.04} = 11.76 \text{ Melgas/24 horas}$$

CARACTERISTICAS:

- 1.- Se puede lograr una eficiencia de riego en el campo de buena a excelente.
- 2.- La necesidad de mano de obra es mínima comparada con otros métodos de riego.
- 3.- El ancho de fajas se puede diseñar para un funcionamiento adecuado de la maquinaria agrícola.
- 4.- Proporciona un medio excelente para evacuar rápidamente cualquier exceso de agua en la superficie.

LIMITACIONES:

- 1.- La topografía debe ser relativamente plana, ó los suelos suficientemente profundos para poderlos nivelar.

- 2.- El costo de nivelación puede ser tan alto que elimine el uso de melgas.
- 3.- El gasto disponible debe ser suficiente para que permita poder regar melgas de tamaño prácticos.
- 4.- En algunos suelos se forman costras después del riego que impiden labores iniciales.
- 5.- Es difícil aplicar en forma eficiente riegos ligeros -- menores de 5.0 cm. de lámina.

V.1.1.3 METODO DE RIEGO POR CURVAS A NIVEL.

Este método es una modificación del sistema de melgas. Las franjas de riego (llamadas bolsas en algunos lugares), se limitan por bordos que se trazan siguiendo una curva con nivel cero ó a nivel ó también siguiendo curvas con pendiente regulada. La anchura de las fajas es variable de acuerdo a la configuración del terreno o puede ser uniforme entre dos curvas a nivel. Las franjas obtenidas se acortan mediante bordos ó con regaderas transversales ó normales a las curvas de nivel. El agua se aplica con gastos fuertes, mayores que los necesarios a la velocidad de infiltración, extendiéndose rápidamente en la faja donde permanece hasta que se ha infiltrado el agua a la profundidad deseada.

Si el riego es el auxilio, el agua, al llenarse una franja se deriva a la siguiente y así sucesivamente.

Este método requiere un buen trabajo previo de nivelación y grandes gastos de agua. La construcción es sencilla ya que directamente en el campo se vá tratando con nivel montado y este dá la curva de nivel que vá siendo marcada por el tractor con un bordero.

Este método es casi el único para regar cultivos de arroz.

ADAPTACION:

SUELOS:

Pendientes:

De textura media a fina la superficie debe ser lisa, pendiente máxima 1 %, preferibles menores a 0.5 %

Anchuras:

Las que dá una equidistancia entre curvas de nivel menor de 4 cms.

Longitud:

Procurando que las franjas tengan superficie de 2000 a 8000 m² como máximo.

Altura de bordos:

20.32 cms.

Tirante máximo

15 cms.

Gasto:

34 L.p.s/ha como máximo

Cultivos:

deben ser capaces de resistir 12 o más horas de permanencia en el agua sin sufrir daño, como arroz, cereales, pastos, cultivos de escarda y de cobertura total y para riegos de presiembra hasta 80 %.

Eficiencias:

Diseños:

La secuela de diseño puede ser la misma que para Melgas, con los debidos ajustes de adaptación mencionados antes. Tiene el problema de que se tienen que alinear las superficies entre curvas de nivel trazadas para dimensionar el sistema.

CARACTERISTICAS:

1. Se logra fácilmente una distribución uniforme del agua de riego.
2. Bien planeado y operado se logran eficiencias de aplicación hasta del 80 %.
3. El agua drenada de una curva se puede volver a usar en la siguiente.
4. La pérdida por escurrimiento final queda limitada al agua procedente de lluvias.
5. Se puede aprovechar al máximo cualquier caudal de agua procedente de lluvias.
6. La cantidad de mano de obra es mínima en comparación con otros métodos, y no requiere mucha experiencia.

LIMITACIONES:

- 1.- El método de riego no es muy adecuado en suelos con -- infiltración de moderada a rápida.
2. Es difícil aplicar riegos con láminas menores de 5 cm.
3. Se requieren gastos fuertes..
4. El agua debe ser de buena calidad sobre todo en terrenos con infiltración lenta, ya que se acumulan rápidamente - las sales y son difíciles de lavar.
5. Suele ser necesario el emparejamiento a nivelación del - terreno.
6. Los bordos pueden sufrir daños fuertes por el oleaje de- bido a vientos fuertes.
7. Las cosechas susceptibles pueden sufrir daños por inunda- ción.

V.1.1.4 METODO DE RIEGO POR CUADROS O TAZAS.

Este es esencialmente un método de riego en Melgas que - son cuadradas y pequeñas.

Se forman cuadriculando en forma aproximadamente regular- con bordos, el terreno que se va a regar.

El agua se conduce por regaderas en general por cada dos- hileras de cuadros, aunque también se llega a conducir de cuadro hasta terminar una hilera completa.

Este método es hasta cierto punto rústico, pero se justi- fica en riego de frutales y/o en terrenos con microrelieve mucho muy irregular.

ADAPTACION:

Suelos :
Pendientes:

Todo tipo de suelos.
Irregular en terrenos faltos
de toda nivelación.

Dimensiones:	De 2 x 2 m a 8 x 8 m.
Altura de bordos:	20.32 cm.
Tirante máximo:	15 cm.
Gastos:	Variables.
Cultivos:	De cobertura total como trigo, cebada, avena, alpiste, pastos, almácigos, cártamo, alfalfa, y frutales.

LIMITACIONES:

1. El llenado individual de cada cuadro obliga a extremar -- la vigilancia para poder hacer un riego uniforme.
2. La mano de obra requerida es considerable por la forma-- ción de bordos.
3. Dificulta en extremo el uso de maquinaria agrícola para-- cultivos.
4. Sólo se recomienda en terrenos muy accidentados y previa preparación de rastreo y tabloneo.

V.1.2. POR LINEAS.

V.1.2.1 METODO DE RIEGO POR SURCOS.

Este método es uno de los más usados universalmente en -- los cultivos que se plantan en hileras y se presentan -- también muy frecuentemente en el riego de frutales. Los surcos son canales pequeños en los que el agua se infil-- tra en dirección vertical y lateral, al mismo tiempo que se mueve en el sentido de la pendiente. La superficie-- del suelo no se moja totalmente sino solamente se humede-- ce por infiltración. La duración del tiempo que el -- agua deba correr entre ellos dependerá de la cantidad de-- agua que se necesite para saturar la zona ocupada por las raíces, de la velocidad de infiltración en el suelo y la-- rapidez con que el agua se desplace lateralmente en el -- suelo.

En la mayor parte de los suelos el gasto inicial deberá ser mucho mayor que el correspondiente a la velocidad de infiltración, para lograr un avance rápido. En consecuencia, cuando el agua se acerca al extremo de los surcos debe ajustarse el gasto ó cortar el agua, para evitar pérdidas excesivas por escurrimiento ó bien tomar medidas para recuperar el excedente.

Los surcos usualmente se construyen en el sentido de la pendiente cuando estas no son excesivas, para evitar desbordamientos laterales.

ADAPTACION Y DISEÑO.

Suelos:

Cualquier tipo de suelos, excepto: arenas de infiltración rápida con distribución de agua lateral muy deficientes. Suelos con altas concentraciones salinas. Suelos que se agrietan produciendo peligro de desbordamiento del surco ó por erosión lateral.

Pendiente:

Menor de 1 % en surcos. Si la precipitación no es intensa se acepta hasta el 3 %. Si la precipitación es tal que provoca problemas de erosión se acepta como máximo 0.5 %. los terrenos deben ser parejos y con pendientes uniformes, en este caso los surcos pueden ser transversales a la pendiente natural del terreno que puede ser hasta del 15 %.

Infiltración:

De lenta a moderada, se mide en L.p.s/100 m. de surco, - tabla V.1.,

Anchura entre surcos:

Variable, normalmente se fija por el tipo de cultivo y la maquinaria agrícola que se vaya a usar.

Longitud:

Esta depende de la infiltración, el gasto máximo permisible en el surco, el que a su vez depende de la pendiente

y grado de erodabilidad del suelo.

Es la distancia que el gasto de riego adecuado máximo avanza en la cuarta parte del tiempo necesario para que la lámina requerida se infiltre en el suelo, en la tabla V.2 se dan las longitudes máximas recomendables.

Sección Transversal:

En V, 15 a 20 cm. de profundidad, 25 a 30 cm. de ancho en la parte superior.

Gasto máximo no erosivo:

Se calcula con:

$$Q = 0.631/S$$

donde:

Q = Gasto no erosivo por surco en L.p.s

S = pendiente del surco (%)

En surcos con pendientes planas los gastos pueden ser limitados por la capacidad del surco. Los surcos de hortalizas tienen capacidades de 1.3 a 1.6 L.p.s los surcos de tamaño medio como los del maíz de 1.9 a 2.5 L.p.s. y los grandes como los del algodón suelen llevar hasta 3.2 L.p.s.

Tiempo que se debe aplicar el gasto:

El tiempo estimado de aplicación es el necesario para que la lámina neta se infiltre, más el tiempo necesario para que el gasto de riego alcance el extremo final del surco que se está regando.

El tiempo de riego puede ser calculado como sigue:

1. Se divide la infiltración promedio (L.p.s/100 m surco) entre la separación de surcos (W) obteniéndose una infiltración promedio en el campo (cm/hr) (fig.V.6).
2. Se divide la lámina neta de aplicación necesaria entre la infiltración promedio en el campo para tener el tiempo de infiltración requerido.

TABLA V.1. INFILTRACION BASICA ESTIMADA CON RELACION A TEXTURA Y PENDIENTE,

Pendiente en %	TEXTURA DEL SUELO (1)							
	Fina	Moderadamente fina	Media	Moderadamente gruesa	Gruesa	Muy gruesa		
MELGAS Y ZANJAS EN CONTORNO I_b en cm/h (1)								
0.00 - 12.00	0.25 - 0.76	0.64 - 190	1.27 - 381	2.54 - 7.62	5.08 - 10.16	7.62		
SÚRCOS I_b en lps/100 M								
0.00 - 0.25	0.170 - 0.373	0.237 - 0.543	0.373 - 0.813	0.542 - 1.280	0.814 - 1.899	1.356	ó más	
0.25 - 0.50	0.136 - 0.305	0.203 - 0.441	0.305 - 0.678	0.475 - 1.017	0.678 - 1.560	1.153	" "	
0.15 - 1.00	0.136 - 0.271	0.203 - 0.407	0.271 - 0.542	0.407 - 0.949	0.610 - 1.356	1.017	" "	
1.00 - 2.00	0.102 - 0.237	0.136 - 0.339	0.237 - 0.475	0.339 - 0.814	0.542 - 1.153	0.862	" "	
2.00 - 4.00	0.068 - 0.203	0.136 - 0.271	0.203 - 0.407	0.271 - 0.678	0.407 - 0.949	0.678	" "	
CORRUGACIONES I_b en lps/100 M								
1.00 - 2.00	0.138 - 0.339	0.170 - 0.509	0.305 - 0.678	0.407 - 1.221	0.678 - 1.695	1.085	ó más	
2.00 - 4.00	0.102 - 0.305	0.170 - 0.407	0.237 - 0.610	0.339 - 1.017	0.509 - 1.424	0.814	" "	
4.00 - 8.00	0.102 - 0.271	0.136 - 0.339	0.203 - 0.509	0.305 - 0.814	0.475 - 1.221	0.678	" "	
ASPERSION I_b en cm/h. (1)								
0.00 - 4.00	0.250 - 0.510	0.510 - 1.020	0.760 - 1.780	1.270 - 2.540	1.780 - 3.310	2.540	ó más	
4.00 - 8.00	0.250 - 0.380	0.380 - 0.640	0.510 - 1.270	1.020 - 1.780	1.270 - 2.540	1.780	" "	
8.00 ó más	. . . - 0.250	0.250 - 0.380	0.380 - 0.760	0.760 - 1.270	1.020 - 1.780	1.270	" "	

(1) = Suelo desnudo con buena cobertura, las infiltraciones básicas pueden ser de 25 a 50% mayores.

(1) = Grupos de textura según la tabla.

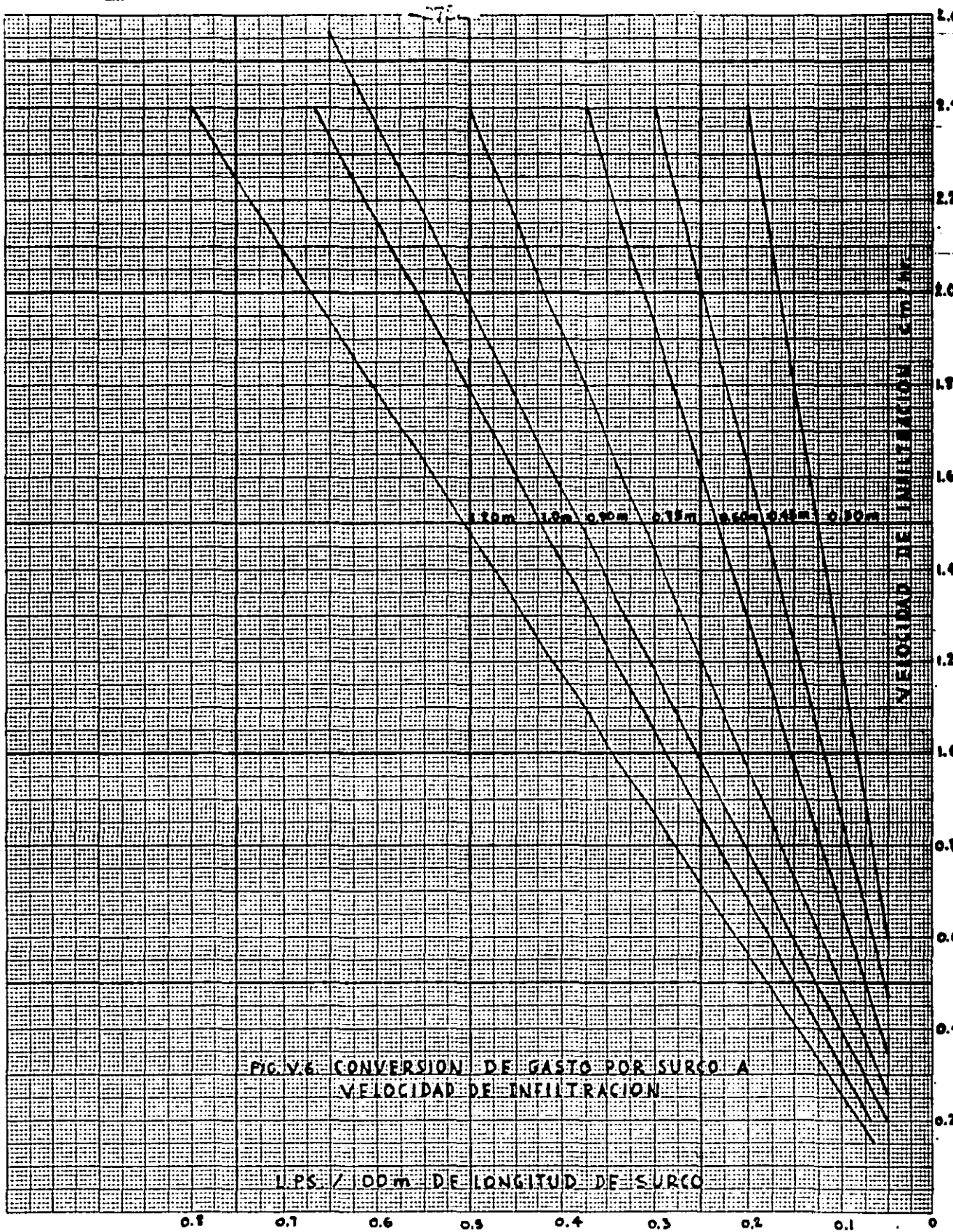
I_b = Infiltraciones básicas.

TABLA V.2 MAXIMA LONGITUD DE RIEGO PARA SÚRCOS Y CORRUGACIONES EN (metros)

Grupos de Textura del Suelo.

Pendien te.	Gasto	Fina		Moderadamente fina.		Medias		Moderadamente gruesas		Gruesas		Muy gruesas							
Lámina por aplicar en centímetros.																			
0.25	2.52	457	388	320	396	350	289	350	297	251	281	243	198	213	182	152	99	63	59
0.50	1.26	304	266	220	274	243	198	236	205	167	190	167	137	144	121	99	65	53	45
0.75	0.84	243	213	175	213	182	152	190	160	129	152	129	106	114	106	83	68	45	38
1.00	0.63	205	182	144	182	160	129	160	137	114	129	106	91	99	83	68	45	38	30
1.50	0.42	167	144	114	152	129	106	129	114	91	106	91	76	76	68	53	38	30	30
2.00	0.32	144	121	99	121	106	91	106	91	76	91	76	60	68	60	45	30	30	
2.50	0.25	129	106	91	114	91	76	99	83	68	76	68	53	60	53	38	30		
3.00	0.21	114	99	83	106	83	68	91	76	60	68	60	45	53	45	38	30		
4.00	0.16	99	83	68	91	76	60	76	60	53	60	53	45	45	38	30	30		
5.00	0.13	83	76	60	76	68	53	68	53	45	53	45	38	38	30	30			
6.00	0.11	76	68	53	68	60	45	60	53	38	45	45	38	38	30				
7.00	0.09	68	60	45	60	53	45	53	45	38	45	45	38	30	30				
8.00	0.08	68	60	45	60	53	38	53	45	38	38	38	30	30					

Fuente.ref.3.



3. Se multiplica el tiempo de infiltración por 1.25 para tener el tiempo total de riego necesario.

Si la velocidad de infiltración no es conocida, se puede aproximar a partir de la infiltración básica en surcos multiplicada por el factor de suelo que se muestra a continuación.

Textura del suelo	Factor
De finas a moderadamente finas	1.50
De medias a moderadamente gruesas	1.33
De gruesas a muy gruesas	1.20
Eficiencias: de 65 a 70 %	

EFICIENCIAS DE DISEÑO RECOMENDADAS PARA RIEGO EN SURCOS Y CORRUGACIONES.

Pendiente %	Efic. Surcos %	Efic. corrugaciones %
0.0 - 0.5	70	-
0.5 - 1.0	65*	-
1.0 - 2.0	65	65
2.0 - 4.0	-	60
4.0 - 8.0	-	55

* Usese para surcos en contorno.

Cultivos:

Todos los cultivos de escarpa y que se siembran en hileras: maíz, sorgo, algodón, soya, legumbres, caña, de azúcar y frutales.

EJEMPLO DE DISEÑO DE RIEGO POR SURCOS.

Suponiendo la misma tabla de diseño por melgas. Con los datos siguientes:

Cultivo:	Algodón
Textura:	Medía, migajón limoso.
Infiltración básica en surcos	0.475 L.p.s/100 m.
Lámina que se va a reponer:	7 cm.
Eficiencia:	70 %

Soluciones:

1. Los surcos se orientan en el sentido de la mayor pendiente E - W

2. La pendiente es:

$$S = \frac{6.0 - 1.0}{1000} \times 100 = 0.5 \%$$

3. Como la separación de surcos la fija el cultivo, en el caso del algodón se acostumbra surcos de 0.90 m.

4. Longitud.- De la tabla V.2, para textura media dá L = 236m. Por razones de construcción como son 1000 m, se adoptan longitudes de surco de 250 m.

$$L = 250 \text{ m.}$$

5. Gasto por surco.

$$Q = 0.631/S = 0.631/0.5 = 1.26 \text{ L.p.s.}$$

6.- Tiempo de riego.

$$\text{Como la infiltración básica} = 0.475 \text{ L.p.s./100 m}$$

a) Se calcula la infiltración promedio multiplicándola por el factor 1.33 de suelos de textura media.

$$I_p = 0.475 \times 1.33 = 0.6318 \text{ L.p.s./100 m.}$$

b) Dividiéndola por el espaciamiento se obtiene la infiltración media en el campo.

$$V_{ip} = \frac{360 I_p}{E} = \frac{360 \times 0.6318}{90}$$

$$V_{ip} = 2.5272 \text{ cm/hr.}$$

c) $Tr = \frac{1.25}{V_{ip}} Lr$

Calculando la lámina de riego L_r

$$L_r = \frac{L u.c.}{E_r} = \frac{7.0}{0.7} = 10 \text{ cms.}$$

$$T_r = \frac{1.25 \times 10}{2.5272} = 4.9461 \text{ horas.}$$

Se toma: $T_r = 5$ horas.

d) Si se cuenta con un gasto en la bocatoma de 100 L.p.s., considerando una eficiencia de conducción de 97 % se tendrán 97 L.p.s para alimentar.

$$N. \text{ surcos} = \frac{97}{1.26} = 77 \text{ surcos.}$$

que dá una superficie

0.90m de ancho
77 surcos
 $L = 250$ m.

$A = 0.90 \times 77 \times 250 = 17325 \text{ m}^2 = 1.7325 \text{ ha/serie}$
con avance de:

$T = 5$ hrs. de riego por surco
 $A = 1.7325$ ha
El avance es: $1.7325/5 = 0.3465$ ha/hr.
Se considera 0.35 ha/hr = 8.31 ha/día

En la fig. V.7 se muestran los surcos y sus dimensiones.

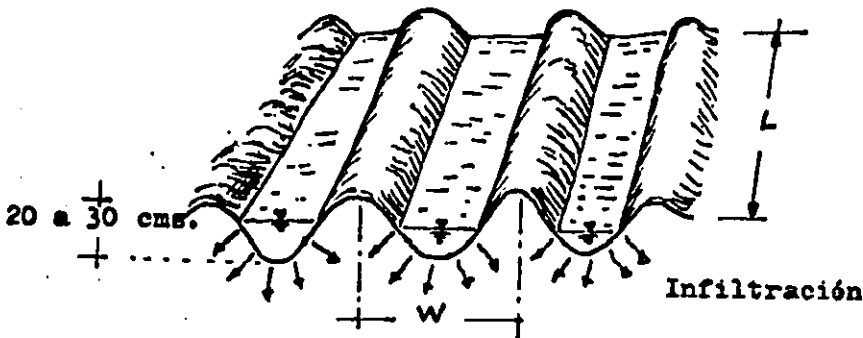


Fig. V.7 Dimensiones de los surcos y formas de infiltración

CARACTERISTICAS IMPORTANTES.

- 1.- Se pueden usar gastos grandes ó pequeños según el número de surcos que se requieran alimentar a la vez.
- 2.- Debido a lo anterior, se adoptan sistemas de entrega: desde gasto continuo a demanda libre.
- 3.- La eficiencia es elevada si se maneja bien el agua.
- 4.- Los mismos surcos sirven para evacuar en forma controlada el agua de lluvia.
- 5.- El método se puede usar en terrenos que tengan pendientes fuertes.

LIMITACIONES:

- 1.- Se requiere mayor cantidad de mano de obra.
- 2.- Requiere una regulación cuidadosa del gasto a cada surco - para evitar romperlos ó no tener desperdicios de agua.
- 3.- El método de riego no es adecuado para aplicar riegos ligeros menores de 5 cm.
- 4.- Si se rompen los surcos es necesario repararlos a pesar -- del cultivo.

V.1.2.2 RIEGO POR CORRUGACIONES.

Es un método a base de surcos pequeños y juntos, el cual produce una inundación parcial de la superficie. El agua de riego no cubre todo el campo, sino que se aplica por pequeños surcos igualmente espaciados a través del campo. El agua que escurre por dichos surcos penetra en el suelo y se difunde lateralmente para regar las áreas comprendidas entre ellos. Los cauces deben espaciarse de manera que permitan una difusión lateral adecuada.

La duración del tiempo que debe correr el agua por los "surquitos" depende de la cantidad de agua que se necesite para reponer la humedad en la zona ocupada por las raíces y de la velocidad de infiltración en el suelo. Los gastos iniciales -- deben ser mayores que la infiltración, para lograr un avance -- rápido. Por lo que el gasto debe regularse para evitar -- pérdidas por escurrimiento excesivo ó bien proveer regaderas -- inferiores para aprovechar los excedentes.

ADAPTACION Y DISEÑO:

Suelos:

Textura fina a moderadamente gruesa. No se adapta a -- suelos con textura gruesa, muy permeables ó salinos. -- util- en suelos que forman costra.

Pendiente:

Se usa: En terrenos con 1 a 8 %
Se adapta: A zonas con pendientes irregulares pero los surcos -- deben tener pendientes continuas.

La pendiente transversal debe ser notablemente menor que la -- pendiente en la dirección del riego.

Infiltración:

De lenta a moderada, se mide en L.p.s./100 m de corrugación. -- tabla V.1.

Separación entre corrugaciones
de 46 a 56 cm.

Espaciamiento recomendado en corrugaciones:

Lámina que debe ser repuesta.	Textura del suelo pesado y franco	Media arenosa	Migajonosa
cm	cm	cm	cm
5.1	46.0	46.0	46.0 *
7.6	51.0	46.0	46.0 *
10.2	56.0	51.0	46.0
12.7	61.0	56.0	51.0
15.2	76.0	61.0	56.0

(*) Anchura mínima práctica . Puede requerir aplicación extra de agua. El tiempo necesario para proporcionar humedecimiento lateral.

Longitud: Véase método de riego en surcos
Sección transversal V ó U, 10 cm de profundidad
Gasto máximo no erosivo; se calcula con
 $Q = 0.79/S$ en la que:

Q = Gasto en l.p.s

S = Pendiente de corrugaciones en %

Tiempo de riego: Calcular como en surcos

Eficiencias: Ver tabla en surcos

Cultivos: De cobertura total: trigo, cebada, alpiste, linaza, avena, pastos, alfalfa, etc.

V.2. METODOS DE RIEGO AEREOS.

V.2.1 RIEGO POR ASPERSION.

Con este método de riego, el agua se aplica a la superficie del suelo, asperjada semejando la lluvia. La aspersión es generalmente producida por bombeo, aunque también puede ser por gravedad si la fuente de agua está suficientemente elevada sobre el área que se va a regar.

Con una cuidadosa selección del tamaño de las boquillas, elevadores, presión de operación, espaciamiento de aspersores, el agua puede aplicarse de modo uniforme a una velocidad basada en la infiltración del suelo, evitando por lo tanto escurrimiento y el daño a cultivos y terreno.

El agua de riego se bombea de la fuente de abastecimiento, se lleva por tuberías a los aspersores y se lanza al aire.

Hay diferentes tipos de salida de agua:

1. Aspersores giratorios.
2. Aspersores fijos.

3. Líneas oscilantes de boquillas.
4. Tubos perforados.
5. Mangueras de plástico perforadas.

De acuerdo con las líneas & tuberías de conducción los sistemas pueden ser:

1. Permanentes. Toda la tubería fija, con válvulas para colocar aspersores. Se usan en huertos, parques, campos deportivos, etc., generalmente las tuberías van enterradas.
2. Semi-permanentes. Líneas principales fijas y líneas laterales portátiles.
3. Portátiles. Líneas principales y laterales portátiles. Las líneas de conducción son de acero, asbesto, cemento, aluminio y de plástico.

ADAPTACION:

Suelos:

Todo tipo de suelos con velocidad de infiltración mayor de 0.5 cm/hr. se adapta bien a los suelos de poca profundidad que impiden realizar trabajos de nivelación para -- utilización de otros métodos.

Pendientes:

En cualquier topografía compatible con el cultivo. Principalmente pendientes fuertes, topografía irregular.

Espaciamiento entre laterales:

Variable de 6.10 m (20') a 73.20 (240') los más usuales - 12.20 m (40') y (60'). Esto se debe principalmente a que los tramos estandar en tuberías son de 6.10 m (20') y - 9.15 m (30').

Espaciamiento de aspersores:

Variable de acuerdo a las capacidades de los aspersores desde 6.10 m (20°) a 73.20 (240°) los más usuales 12.20 m (40°). — Influye también la velocidad del viento de acuerdo con las siguientes especificaciones:

Vel. del viento en Km/hr.	Espaciamiento entre aspersores en % del diámetro de humedecimiento (D.H).
0	65 % D.H.
Hasta 6	60 % D.H.
Hasta 8	60 % D.H.
Mayor de 8	30 - 20 % D.H.

Presión en los aspersores.

Variable de acuerdo a suelos, cultivos, velocidades de infiltración, clima, Desde 0.3515 Kg/cm² (5 PSI) a 8.44 kg/cm² (120 PSI).

Rangos de diámetro de :

Humedecimientos: 6.10 m (20°) a 122.0 m (400°)

Se calculan con: $Q_s = \frac{E_a \times E_L \times I}{360}$

donde:

Qs = Gasto necesario en el aspersor en l.p.s.

Ea = Espaciamiento entre aspersores

EL = Espaciamiento entre laterales.

I = Grados de aplicación en cm/hr.

El gasto de los aspersores se calcula con:

$$Q = 0.0104D^2 p^{1/2}$$

donde:

Q = Gasto en el aspersor en L.p.s.

D = Diámetro del aspersor en m²

p = Presión en el aspersor en Kg/cm²

Tanto el diámetro del aspersor, la capacidad del mismo, presión de operación y diámetro de humedecimiento viene dado en los catálogos suministrados por el fabricante.

Gasto total del sistema:

Se calcula con $Q = 26.13 \frac{A L_r}{T_0 \times H_0}$

donde:

Q = Gasto requerido por el sistema en L.p.s.

A = Area en has.

L_r = Lámina de riego máxima en intervalo de riego crítico en cms.

T₀ = Tiempo de operación (int. de riego crítico), días.

H₀ = Horas de operación.

Los laterales se calculan de manera que:

1. Sean de tamaño uniforme.
2. Las pérdidas de carga entre el primer tramo y el último no sean mayores del 20 % de la presión de operación de los -- aspersores.

3. La presión necesaria al principio del lateral ó en el principal en ese punto se calcula de la siguiente manera:

$$P_m = P_s + \frac{3}{4} H_f$$

donde:

P_m = Presión en el lateral, Kg/cm² ó PSI

P_s = Presión media de operación en el lateral, Kg/cm² ó PSI.

H_f = Pérdidas de carga por fricción en la tubería principal, m

Si se requiere determinar la presión en el rociador:

$$P_o = P_s - H_f/4$$

donde:

P_o = Presión del rociador en Kg/cm² ó PSI.

El tamaño del tubo principal se determina con:

1. Gasto total que va a conducir en diversos tramos.
2. Se diseña con alguna fórmula de flujo en tuberías.
3. Se van variando los diámetros de tubería para tener en balance hidráulico todo el sistema.

La selección de bombas:

1. En función del gasto y la carga total de bombeo, constituida por:
 - a) Profundidad del nivel dinámico del agua, H_s .
 - b) Pérdidas de carga por fricción en la tubería principal, H_f .
 - c) Diferencia de elevación entre la bomba y el punto más alto de descarga, H_e .

- d) Pérdidas de carga por fricción en los laterales, HL.
- e) Altura de los elevadores de los aspersores, Hr.
(todo en metros)
- f) Presión requerida en las boquillas, Hb
todo en metros.

Potencia en el eje de la bomba:

$$HPe = \frac{Hr Q}{76 Eb} \text{ en la que:}$$

HPe = Potencia en caballos.

Hr = Carga en metros

Q = L.p.s.

Eb = Eficiencia de la bomba en %.

Eficiencia según se muestra a continuación.

Condición existente	Eficiencia de riego
Climas secos y calientes	60 %
Climas moderados	70 %
Climas húmedos fríos	80 %

CARACTERISTICAS:

1. No es necesaria la nivelación de tierras.
2. Se pueden regar eficientemente terrenos de pendiente muy pronunciada.
3. Se elimina ó reduce sustancialmente el costo de nivelación.
4. Se pueden aprovechar eficientemente pequeños gastos para riego.
5. Se elimina el escurrimiento superficial del agua de riego.
6. Se regula perfectamente el agua aplicada a las cosechas.
7. Se pueden aplicar eficientemente riegos muy ligeros, menores de 5 cm.

8. Es posible aplicar fertilizantes solubles en el agua, herbicidas e insecticidas.
9. Se puede regular la penetración del fertilizante en el momento oportuno durante los riegos.
10. El riego por aspersión se puede utilizar para proteger los cultivos contra heladas.
11. El costo de mano de obra suele ser menor que en otros métodos.

LIMITACIONES:

1. El viento distorsiona la forma de distribución del agua y puede no ser uniforme.
2. Los frutos blandos que están madurando deben protegerse de la aspersión.
3. Para un uso económico del equipo es necesario un abastecimiento estable del agua.
4. El agua tiene que ser limpia, sin arena y sin grandes cantidades de sales disueltas.
5. Los laterales superficiales pueden impedir las operaciones agrícolas.
6. El método de riego por aspersión suele exigir mayores inversiones iniciales que cualquier otro método.
7. Se requiere mayor cantidad de equipo especial sujeto a depreciación.
8. Las necesidades de energía ó potencia son grandes debido a las presiones con que funcionan los aspersores.
9. En regiones con vientos calientes no pueden regar suelos con velocidades de infiltración muy bajas.

**PROCEDIMIENTO DE PLANEACION DEL SISTEMA
DE RIEGO POR ASPERSION.**

1. Se hace un inventario de las fuentes disponibles y condiciones de operación incluyendo información de suelos, topografía, suministro de agua, fuentes de energía y programas de operación en campos regionales.
2. Se determina por las Oficinas regionales de la S.A.R.H., - los datos referentes a: láminas e intervalos de riego que se aplican a los cultivos de la zona. Si no hay datos, deben determinarse ó bien emplearse los métodos indicados en estudios de relaciones agua - suelo - planta.
3. Determinar el intervalo de riego mínimo con lámina de riego máxima.
4. Determinar la mejor distribución de líneas de tuberías - - principales y laterales para la operación simultánea de -- todos los aspersores requeridos.
5. Determinar la velocidad de aplicación óptima del agua menor que la Infiltración básica.
6. Determinar el espaciamiento entre aspersores, gasto, tamaño de boquillas y presión de la operación para la velocidad de aplicación óptima del agua.
7. Determinar con los catálogos y dato anterior el tipo de aspersor requerido.
8. Determinar el gasto requerido por el sistema.
9. Determinar el número de aspersores que operando simultáneamente se requieren para satisfacer el gasto requerido por - el sistema.
10. Determinar los tamaños de tuberías requeridos en laterales.
11. Determinar los tamaños de tubería.
12. Determinar la presión total máxima. requerida en cada lateral.

- 13.- Seleccionar la bomba y meter para máxima eficiencia de operaci3n dentro del range de condiciones de operaci3n.
- 14.- Preparar planes, programas e instrucciones para una - - distribuci3n y operaci3n adecuadas.

V.3 METODOS DE RIEGO MIXTOS.

V.3.1 RIEGO POR GOTEO.

El riego por goteo es la aplicación de agua filtrada y fertilizante soluble a la zona radicular de la planta, conduciendo ésta solución a través de tubería a presión, hasta una red de -- salidas espaciadas a distancias relativamente cortas y descartando el líquido con una presión prácticamente nula, manteniendo el suelo en condiciones óptimas de humedad, para el buen desarrollo del cultivo. ref.13.

V.3.1.1 CONDICIONES DE HUMEDAD.

Como ya se mencionó, cuando el suelo está completamente saturado, o sea que todos los espacios que existen están llenos de -- agua, la planta no puede succionarla o tiene que ejercer esfuerzos mayores de los necesarios para hacerlo, lo mismo pasa cuando el suelo se encuentra cerca del punto de marchitez permanente; la planta gasta energía extra, para obtener agua que con -- tanta tenacidad retiene el suelo, con el riesgo de que si la -- humedad llega a ese punto de marchitez, la planta empieza a morir y ya no se recupera aunque se le proporcione nuevamente -- agua. Dentro de estos dos rangos se encuentra lo que se denomina capacidad de campo, es decir el contenido de humedad después de un riego pesado, una vez eliminado el exceso de agua -- por la acción de la fuerza de gravedad, que normalmente resulta a las 48 horas, dependiendo de la permeabilidad del suelo en -- estudio. Cuando el suelo se encuentra a capacidad de campo se tienen las mejores condiciones de humedad para la planta, ya que requiere un mínimo de esfuerzo, para tomar las substancias nutritivas, empleando el esfuerzo que le resta; en desarrollarse, en tener mayor floración y por consiguiente, mayor cantidad de fruto.

El riego por goteo normalmente moja parte del volumen del suelo potencial, por eso el desarrollo del sistema radicular de un -- cultivo, está limitado al área de humedad que rodea cada emisor y debe existir un área mojada mínima para el crecimiento óptimo.

En la gráfica V.1 se puede notar que al aplicar el riego por -- gravedad, se satura el suelo al ser el aire excluido, creando -- los problemas ya mencionados a la planta, al cabo de 3 días el suelo se ha drenado y se encuentra a capacidad de campo, provo--

cando en la zona radicular la condición mas favorable, y conforme pasan los días el esfuerzo de humedad se va acercando al punto de marchitez permanente donde la planta tiene que extender sus raíces para succionar el agua que necesita, al cumplirse la frecuencia de riego, la planta vuelve a estar en un suelo saturado, estas demasías y escasez de agua en el suelo provocan que la planta no se desarrolle adecuadamente. En riego por goteo la planta no tiene que "sufrir" para tomar el agua, ya que el suelo se encuentra con un esfuerzo de humedad óptimo al regar más frecuentemente y con la cantidad demandada por el cultivo.

V.3.1.2 MOVIMIENTO DEL AGUA A TRAVES DEL SUELO.

Las fuerzas gravitacional y capilar mueven el agua desde el emisor a través del perfil del suelo, fig. V.8, las líneas de contorno indican las zonas de igual contenido de humedad y la-

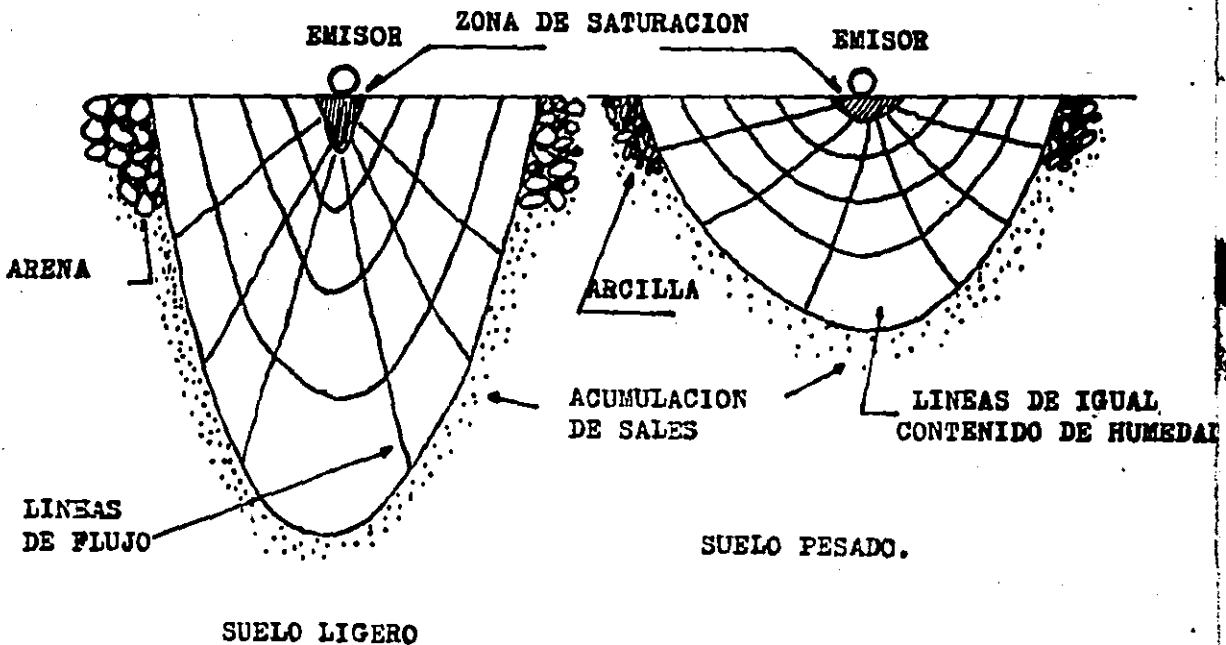
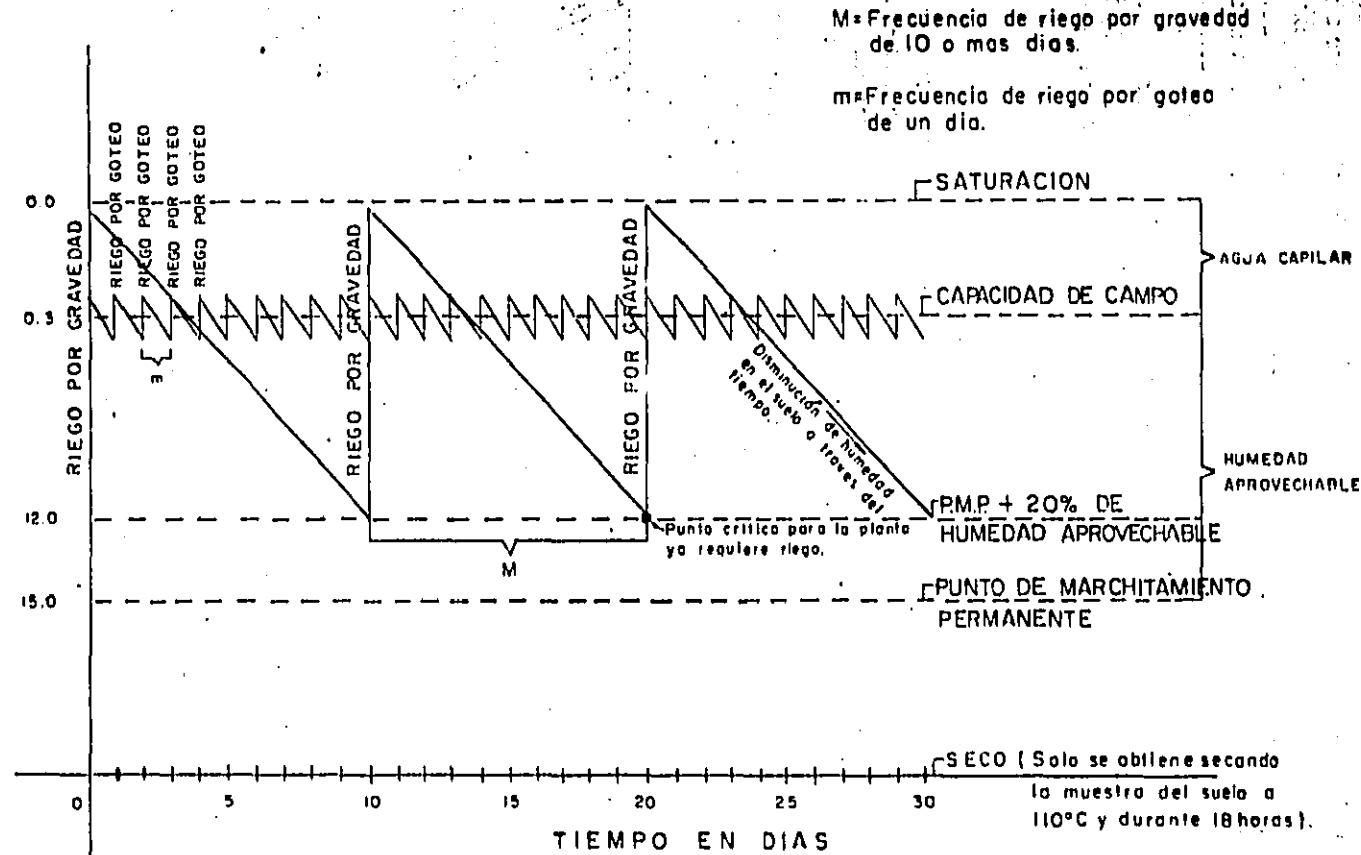


FIG. V.8 FORMA DEL BULBO DE HUMEDAD EN SUELO LIGERO Y PESADO.

ESFUERZO DE HUMEDAD DEL SUELO EN Kg/cm.²



GRAFICA V.1 ESFUERZOS DE HUMEDAD DEL SUELO EN RIEGO POR GOTEO Y EN RIEGO POR GRAVEDAD.

Puente.ref.13.

radiación de líneas desde el emisor representan la dirección del movimiento del agua. En general las raíces de la planta tienden a encontrarse donde las condiciones para absorber el agua son mejores; humedad adecuada con buena aireación y baja salinidad.

El bulbo de humedad que se forma en suelo ligero toma una forma alargada y delgada, en el caso de suelo pesado la forma es achatada, poco profunda y amplia. Se debe conocer las dimensiones del bulbo de humedad en cada proyecto para darle un traslape adecuado en función de la separación de los goteros y obtener uniformidad en el riego.

Si no se cuenta con pruebas de bulbo de humedad de la zona en proyecto, se puede considerar para frutales separaciones de 1.00 m. entre goteros en suelos ligeros y de 1.20 en suelos pesados, para hortalizas se utilizan goteros de 2 l.p.h., a cada 50 cm. en suelos ligeros y a cada 70 cm. en suelos pesados.

Los goteros no deben moverse de su posición original, ya que la planta desarrolla raíces hacia donde se encuentra la humedad y si se mueve el emisor, la planta tendrá que desarrollar más raíces hacia la nueva zona humedecida.

El riego por goteo es ideal para regar cultivos que crecen bajo cubiertas de plástico, por que las líneas del emisor pueden colocarse debajo de estas cubiertas.

Típicamente un sistema de riego por goteo, moja solo una porción de la superficie del suelo, en las plantaciones de espaciado ancho, tales como viñedos y huertos. Este mojado parcial conduce a muchos beneficios y pocos problemas.

V.3.1.3 BENEFICIOS DEL RIEGO POR GOTEO

Algunos beneficios que a continuación se mencionan pueden ser proporcionados por otro método de riego, pero la combinación de todos es única en riego por goteo.

V.3.1.3.1. EFICIENCIA EN EL USO DEL AGUA.

No es necesario nivelar el terreno, y no hay corriente superficial de agua a lo largo de los surcos, por lo tanto no hay

erosión del suelo ni pérdida de agua en el extremo del surco.

Existe uniformidad de aplicación de agua, ya que entre rangos permitidos, el emisor descarga la misma cantidad y se puede controlar el volumen de agua que requiere la planta diariamente.

El riego por goteo no es afectado por corrientes de aire y sólo en forma mínima por la evaporación, no habiendo desperdicio de agua por concepto de drenaje a las capas profundas del suelo ni por escurrimiento.

Las pérdidas de agua por evaporación en un sistema de riego por aspersión son del 2 al 5 % en condiciones normales, con vientos mayores de 15 %. En riego por gravedad también son importantes, por ejemplo; si se aplica una lámina de agua de 10 cm., en una superficie de una hectárea, lo que representa 1000 m³, en un suelo medio con una velocidad de infiltración de 1 cm/hr, tenemos que el tiempo requerido para que se infiltren los 10 cm. es de 10 hrs. y si se considera que en este tiempo hubo una evaporación de 7 mm, el volumen evaporado sería de 0.007 m x 10,000 m² que es igual a 70 m³/Ha. En riego por goteo el agua va directamente de la tubería al suelo y dentro del área sombreada por la planta, por lo que se puede decir que no se tienen pérdidas por evaporación.

Con la eficiencia de este sistema se puede regar más superficie con el mismo caudal que con otra forma de riego; de 1.3 Ha a 1.6 Ha. por cada litro por segundo que se disponga, dependiendo del uso consuntivo requerido para la plantación.

Por lo anterior se puede considerar que la eficiencia del riego por goteo es cercana al 100 %.

V.3.1.3.2. FERTILIZACION.

Los nutrientes en solución se introducen a la real de riego debidamente dosificados, con la frecuencia y para los fines perseguidos en la producción. Los nutrientes son aprovechados íntegramente ya que al encontrarse el agua en la conducción bajo un régimen turbulento se mezcla con el fertilizante y lo succionan las raíces al tomar el agua.

V.3.1.3.3 ECONOMICOS.

Con el objeto de que la inversión inicial de la instalación del sistema cuando se trate de árboles frutales, no sea alta, y ya que dependiendo del cultivo empiezan a producir a partir del tercer o cuarto año, se puede instalar durante los primeros años un sistema de riego por gravedad o aspersión móvil y posteriormente, cuando ya sea redituable, instalar el sistema definitivo de riego por goteo, dejando previsto que el equipo de bombeo - - cuente con la carga requerida para el riego por goteo desde el principio.

El riego por goteo dá lugar a un considerable ahorro de mano de obra al reducirse las labores de cultivo para la eliminación de hierbas puesto que la zona húmeda está perfectamente limitada a la planta, excepto en la época de precipitaciones pluviales.

Generalmente, en una zona de riego, existen dos tipos de cultivos, uno que va a dar beneficio y otro que perjudica, o sea, el cultivo que se siembra y las hierbas que llegan a tener hasta 50 % de área de riego.

El uso consuntivo en la hierba es de 3 a 5 mm/día.

Si se tiene un cultivo que tiene 200 días de crecimiento y un uso consuntivo de la hierba de 4 mm/día, el volumen por Ha., que se pierde es de:

$$200 \text{ días} \times 0.004 \text{ mm/día} \times 10,000 \text{ m}^2 \times 0.5 \text{ del Área} = 4000 \text{ m}^3/\text{Ha.}$$

Usualmente existen hierbas, guste o nó y es otro cultivo que utiliza el agua que se aplica, por ello, el crecimiento de las mismas es debido a que se moja la superficie del suelo.

Dado lo anterior, mientras menos se moje la superficie del suelo, menos hierbas se tendrán. En riego por goteo la superficie del suelo se moja menos, por lo tanto, se tiene menos hierba.

La fertilización y el riego reportan un mínimo de mano de obra.

la inversión necesaria para el control de plagas y enfermedades de las plantas cultivadas, se reducen considerablemente al reducir el área húmeda y no mojarse el follaje. Al tener mayor control en el riego, se logra mayor calidad en la producción agrícola.

Adelanta la época de cosecha, permitiendo llevar el producto al mercado antes que otros agricultores cuando se encuentra a mejor precio. Esto ocurre con más frecuencia en hortalizas y en menos escala en huertos.

V.3.1.3.4. TECNICOS.

El bulbo de humedad no permite la compactación y el agrietamiento de la tierra en el área radicular controlada con el riego. El control de plagas, enfermedades, cosecha o cualquier práctica agrícola, se puede realizar en el momento oportuno sin interferir con el riego.

Permite utilizar aguas con cierto porcentaje de salinidad hasta 3000 micromhos/cm., en suelos con buen drenaje interno, dando riegos frecuentes para mantener un alto contenido de humedad en el suelo y periódicamente dar riegos pesados, sin embargo, no es aplicable a cultivos sensibles a las sales.

V.3.1.4. PROBLEMAS DEL RIEGO POR GOTEO.

Los problemas que se han observado en el riego por goteo son:

- a) El taponamiento en los emisores debido a; sólidos en suspensión, a aguas con alto contenido de sales o carbonatos, a la sal, cuando los suelos son salinos y el gotero se encuentra en contacto con el suelo, a microorganismos y materia orgánica en el agua de riego y por último a raíces pequeñas que se meten al emisor, cuando es cubierto por arena a consecuencia del viento.
- b) La no aceptación de este sistema, tanto por técnicos como por campesinos por falta de conocimiento al respecto.

- c) La falta de operación adecuada, mantenimiento y supervisión en las zonas de riego, dan por resultado que la producción que se obtiene, no sea la que se espera.
- d) Actualmente, debido a que la inversión inicial es alta en comparación con otros sistemas de riego, sólo se aplica a cultivos altamente remunerativos, como frutales, hortalizas y flores.
- e) No existen en el mercado nacional fertilizantes como el fósforo y potasio, a precios económicos que sean completamente solubles en el agua y evitar que se tapen los goteros.
- f) La cantidad de agua que requiere el cultivo al cual se le aplica el riego, no está perfectamente definida, ya que cada investigador da sus puntos de vista debido a los experimentos que ha realizado y aunque se acercan con mayor o menor precisión a la realidad, no se han puesto de acuerdo para establecer la más indicada.
- g) En zonas áridas los animales como roedores y coyotes han destruido goteros y tubería de polietileno para tomar agua.

V.3.1.5 CAMPOS DE APLICACION DEL RIEGO POR GOTEO.

A raíz de la introducción del riego por goteo en México, y con base en los experimentos realizados, tanto en parcelas de demostración como plantaciones establecidas, se han determinado dos campos de aplicación de este tipo de riego.

Cuando se utilice como método de riego y cuando se emplee como sistema de distribución.

V.3.1.5.1 COMO METODO DE RIEGO.

El riego por goteo se justifica como método de riego, con base en las experiencias realizadas; en áreas de condiciones desérticas, en suelos de textura ligera y cuando se tiene alta salinidad en el suelo o en el agua, con aplicación fundamentalmente en cultivos en hileras, obteniéndose productividades altas que no serían factibles de lograr en las condiciones antes mencionadas con los métodos convencionales de riego.

- Demandas de Riego.

Una vez establecida la densidad de plantación que dé cobertura total, la demanda del cultivo se considera que es la evapotranspiración potencial, la cual tiene un valor que varía de 0.6 a 0.75 de la evaporación medida en el evaporómetro tipo A.

- Frecuencia de Riego.

Se recomienda mantener el suelo a capacidad de campo, para esto se requiere que el riego sea diario y con mayor razón, cuando el suelo, es arenoso (ligero), ya que siempre contará con aereación que es básica para cualquier cultivo, cuando el suelo es arcilloso (pesado) el riego cada dos días es recomendable.

Sin embargo, deberá tomarse en consideración el tipo de cultivo y las distintas fases de su desarrollo. Generalmente de 20 a 30 días, antes de la maduración del fruto se deberá suspender el riego, recomendándose al término de la recolección y manteniéndolo durante un mes para frutales de hojas caducas e interrumpiendo nuevamente el riego antes de la caída normal de las hojas.

- Horas de Riego recomendables.

Aunque se tiene la recomendación de que preferentemente se dé el riego diurno por coincidir con la mayor actividad fisiológica de la planta, no afecta que en la época de máxima demanda, dar riego durante las 24 horas, ya que el suelo tiene capacidad de retención de humedad, unos más que otros y no existen pérdidas de agua durante la noche por evaporación, actuando el suelo como almacenamiento hasta que la planta tome el agua, lográndose con esto regar más superficie con un gasto dado.

V.3.1.5.2 COMO SISTEMA DE DISTRIBUCION.

El goteo también puede utilizarse como sistema de distribución en cualquier clase de clima, condiciones de agua y suelo factibles de aprovechar con los sistemas de riego tradicionales, obteniéndose bajo resultados de igualdad de producción, ahorro en el agua de riego debido al incremento de eficiencia en la conducción y aplicación.

Demanda de Riego.

Cuando el goteo se utilice como sistema de distribución se recomienda que las demandas de agua de los cultivos se calculen mediante el método de Blaney y Griddle, modificado con los coeficientes de desarrollo.

- Frecuencia de Riego.

En este caso los riegos se efectuarán siguiendo los lineamientos establecidos para los sistemas convencionales de riego.

V.3.1.6. EQUIPOS Y COMPONENTES DE UN SISTEMA DE RIEGO POR GOTEO.

La alta eficiencia de conducción y aplicación de un sistema de riego por goteo, radica en que el agua es conducida a través de tuberías de distintos diámetros, desde la fuente de abastecimiento, hasta el sitio mismo en donde se encuentra la planta, entregando el agua por medio de emisores o goteros en gastos pequeños, esto obliga a que el conducto del emisor sea también pequeño, -- por lo que el agua no debe contener sedimentos que lo obstruyan.

V.3.1.6.1 EQUIPO DE BOMBEO.

La carga manométrica que requiere un sistema de riego por goteo, depende de la carga de operación del emisor que se utilice, de las pérdidas por fricción y de las pérdidas normales que tienen en cualquier sistema de conducción de agua en tubería. Para esto es necesario dar presión al sistema, ya sea con un equipo de bombeo o que la fuente de abastecimiento se encuentre a una elevación mayor, con respecto a la zona de riego.

V.3.1.6.2 CABEZAL DE DESCARGA.

Es el área de control, comúnmente se instala inmediato a la fuente de abastecimiento, elemento fundamental para llevar a cabo la medición, la filtración y el inyectado de los nutrientes, también se puede instalar dentro de la zona de riego, siendo uno o varios cabezales, dependiendo de las características del proyecto.

V.3.1.6.3 CONTROLES AUTOMATICOS.

Sirven para encender o apagar el equipo de bombeo, de acuerdo a un tiempo predeterminado o de acuerdo a un volumen de agua que se quiera enviar a la zona de riego.

V.3.6.4 SISTEMA DE FILTRACION

Deberán seleccionarse de acuerdo con la calidad del agua y partículas en suspensión que contenga, para que permita una filtración que no obture el emisor, y facilitar la operación del sistema de riego por goteo.

Pueden ser filtros de arena y grava, de mallas, decantadores de arena o una combinación de estos, los cuales deberán tener limpieza periódica, ya sea manual o automática, dependiendo de la cantidad de contaminantes que contenga el agua, ya sean orgánicas como algas, bacterias y plantas acuáticas o inorgánicas como arcilla, arena y minerales.

V.3.1.6.5 SISTEMA DE FERTILIZACION.

Dado que en el riego por goteo la zona que se humedece es mínima, la cantidad de raíces que desarrolla la planta se reduce al bulbo de humedad que forman los emisores, por lo cual la capacidad de la planta para extraer los nutrientes del suelo, también se reduce a la cantidad de raíces que tiene, debido a esto; uno de los principios básicos del riego por goteo es dar la fertilización a través del sistema, es decir que el agua que tome la planta ya contenga los nutrientes requeridos por esta.

El tanque fertilizante tiene conexión de entrada y conexión de salida, ambas se instalan en el cabezal de descarga y por medio de una válvula se controla el paso del agua a través del tanque y se logra la inyección del fertilizante por diferencia de presiones.

V.3.1.6.6 MANOMETROS.

Estos medidores de presión deben instalarse antes y después del tanque fertilizante para controlar por presión el paso de nutrientes que se inyectan a la red.

V.3.1.6.7 MEDIDOR DE GASTO Y VOLUMEN

Es una de las partes principales, y deberá tener características adecuadas de sensibilidad para registrar en rangos definidos la cantidad de agua proporcionada a la tierra, para evitar la -

aplicación de volúmenes escasos o abundantes que solo ocasionan; reducción en la producción, desperdicio de agua y deterioro de los suelos, todo ello en perjuicio del agricultor.

V.3.1.6.8 LINEA DE CONDUCCION.

Se utiliza cuando la zona de riego se encuentra distante de la fuente de abastecimiento, los diámetros son de acuerdo al gasto que conducen.

Las presiones de trabajo en PVC son de 7.1 a 11.2 Kg/cm² en medidas inglesas, en el sistema métrico, así como las de asbesto cemento son de 5, 7, 10 y 14 Kg/cm², para concreto reforzado se construyen de acuerdo con la presión que requiere la tubería.

Se deberá tomar en cuenta, cuando la tubería se tienda en terrenos accidentados, colocar válvulas de purga de aire en los puntos altos, al final de un tramo horizontal seguido de una bajada brusca y aguas abajo de válvulas de cierre, si todos los puntos requeridos no son purgados en forma permanente, se tiene que:

- a) El gasto de agua se reduce
- b) Puede haber taponamiento
- c) Se puede producir golpe de ariete.

En los puntos bajos se deberán dejar válvulas para el vaciado de la tubería.

V.3.1.6.9 LINEA PRINCIPAL DE ALIMENTACION.

Es la de mayor importancia debido al gasto que conducen. Abastecen a las líneas secundarias y se instalan de los mismos materiales que en las tuberías de conducción.

En el caso que la zona de riego tenga varias líneas principales, se instalan válvulas de seccionamiento, por si se hace alguna reparación, queda aislada esta zona y todas las demás líneas siguen operando.

V.3.1.6.10 TUBERIAS SECUNDARIAS.

Son aquellas que van conectadas a la línea principal, siendo el material más adecuado PVC y polietileno de media a alta densidad, los diámetros más utilizados son de 3/4" a 2".

Se recomienda que las líneas secundarias se instalen de tal forma que puedan abastecer a las líneas regantes en ambos lados, -- con lo que se logra una economía en el proyecto al reducir el -- número de secundarias.

En caso de utilizar tubería flexible, se colocará sobre la superficie y si es rígida (PVC) se entierra, ya que no soporta los -- agentes de intemperismo.

V.3.1.6.11 TUBERIAS REGANTES

Son las de menor diámetro, generalmente de 1/4" y es donde se -- instalan los emisores o goteros, algunos tipos de tubería combi -- nan la función de la línea y la del emisor, como es el caso de -- la tubería de doble pared y la tubería porosa, la forma en que -- estas líneas se conectan a la línea secundaria, es mediante -- abrazaderas de inserción, tes o cruces prefabricadas de materia -- les plásticos.

La longitud máxima de la línea regante en el caso de los gote -- ros de operación a carga constante, será aquella que como máxi -- mo dé una diferencia de presión del 20 % de la carga de opera -- ción del emisor, entre el último de la línea regante y el pri -- mero de la línea inicial, después de la válvula de control o -- regulador de gasto, lográndose con esto una variación de gasto -- en los goteros del 10 % en toda la zona de riego, siendo la -- tolerancia permitida.

Estas líneas regantes se construyen de polietileno y están di -- señadas para soportar los agentes de intemperismo, debido a -- que generalmente se instalan sobre la superficie, también pue -- den instalarse enterradas, pero esto encarece el proyecto y -- tiene la desventaja que al hacer las labores culturales puede -- romper la tubería. En ambos casos el emisor siempre debe -- estar sobre la superficie, para detectarlo cuando esté tapado -- o no esté trabajando dentro de los límites de la tolerancia. -- Unicamente la tubería porosa debe instalarse enterrada y a una -- profundidad de 10 a 15 cm., ya que es condición para este tipo -- de línea regante, que se utiliza en hortalizas.

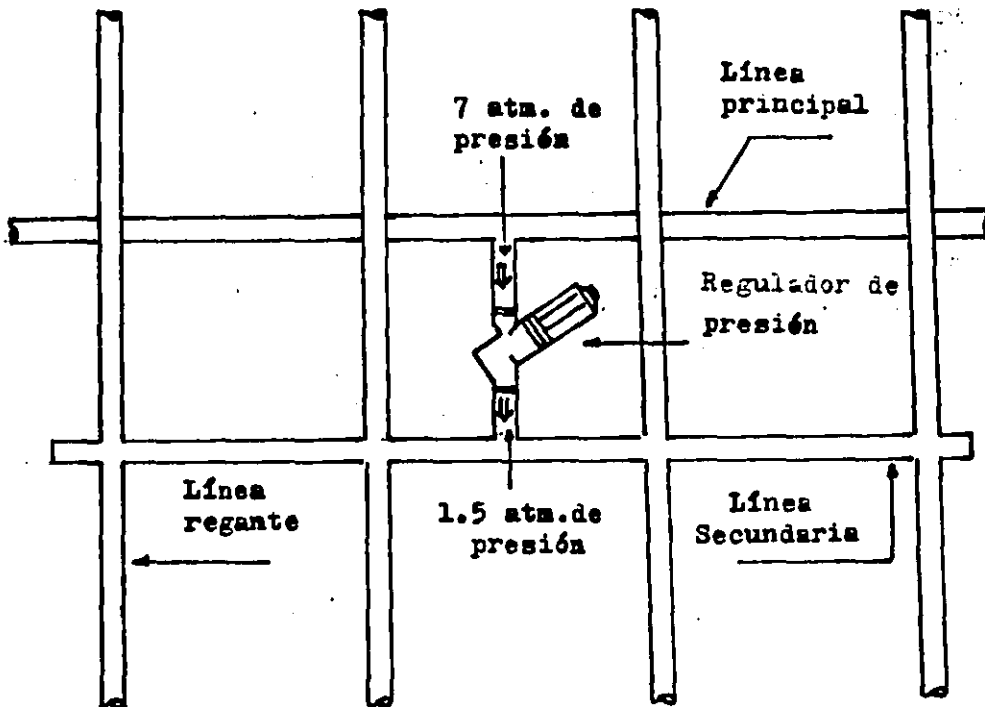
V.3.1.6.12 REGULADOR DE PRESION.

Se utiliza para regular la presión del agua en el sistema, sin importar la topografía o localización del equipo de bombeo, -- permitiendo que todos los emisores trabajen en un mismo rango de presiones, con lo cual se garantiza la uniformidad de aplicación de agua en la zona de riego, el regulador responde inmediatamente a los cambios de presión en la tubería, permaneciendo constante a la salida sin oscilaciones.

Este elemento se instala en la conexión de la línea principal a la secundaria y deberá preverse el gasto que va a pasar por él, ya que trabajan de ciertos límites de flujo, esta información la proporcionan los fabricantes.

El regulador de presión se puede substituir con una válvula de paso y un manómetro.

A continuación se presenta un croquis de su instalación.



LOCALIZACION DEL SITIO DONDE SE INSTALAN
LOS REGULADORES DE PRESION.

V.3.1.7 USO CONSUNTIVO.

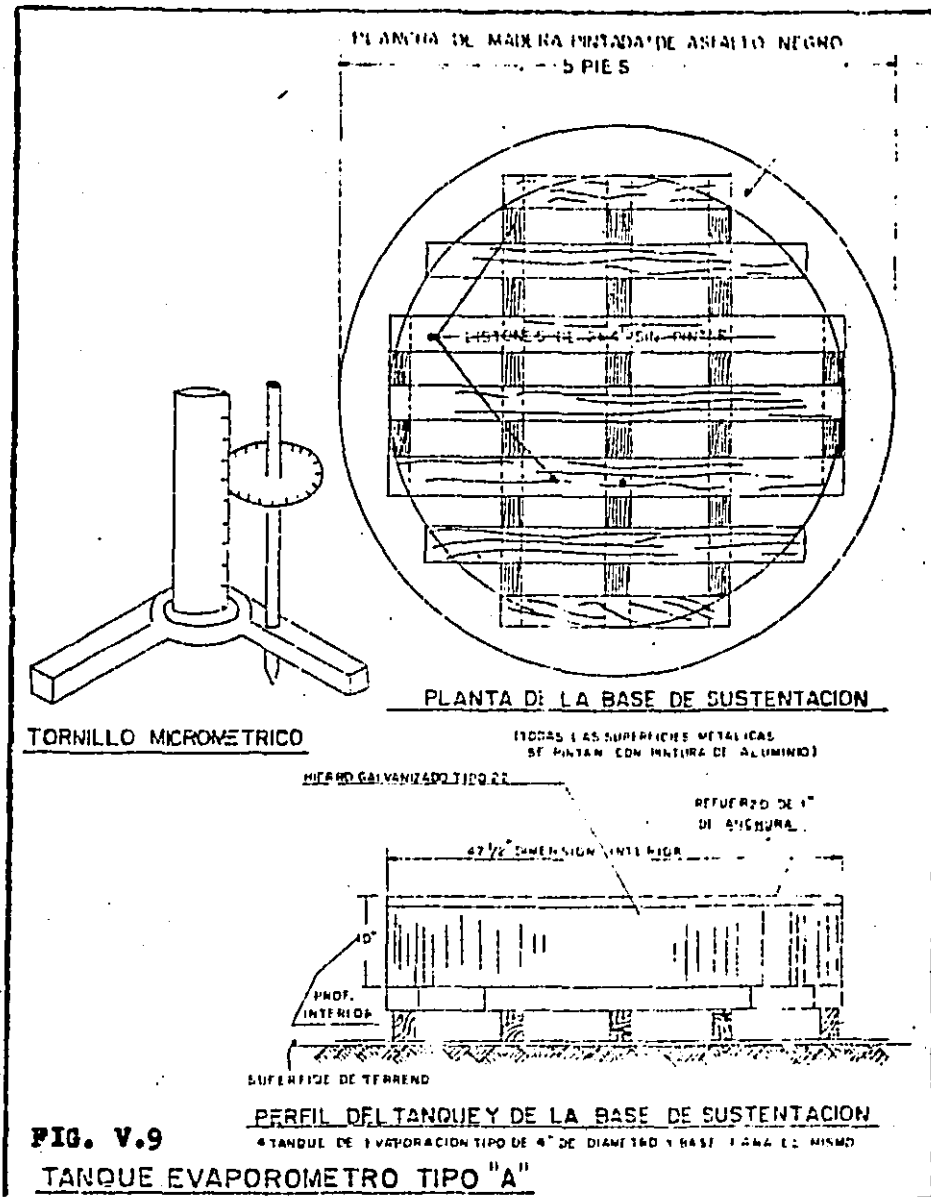
Para el cálculo del uso consuntivo en lo que respecta a riego por goteo, diferentes investigadores en diversos países han estudiado métodos para encontrar este valor, se mencionará el que se considera más importante hasta el momento, ya que de ello -- depende la superficie que se puede regar con un gasto dado, -- además de ser el dato requerido para poder iniciar el diseño -- hidráulico de un proyecto.

No se debe olvidar que aunque el uso consuntivo que se obtenga con este método va a estar cercano a la realidad, se deberá una vez establecida la plantación e iniciado el riego, seguir con estudios de la demanda de agua por la planta, para encontrar el verdadero valor del uso consuntivo y hacer los ajustes necesarios en beneficio del agricultor, además; si se cuenta con este dato de campo al elaborar otro proyecto en la misma zona que el anterior, se estará contando con información real.

Por lo anterior, es necesario instalar en la zona de riego un tanque evaporómetro clase "A", para que con base a las evaporaciones diarias se pueda encontrar el volumen diario por aplicar, o cada dos días dependiendo de la textura del suelo además instalar tensiómetros en sitios estratégicos y representativos dentro de la zona radicular del cultivo.

El evaporómetro clase "A" es un tanque de 1.22 m de diámetro y 25.4 cm. de altura, sobresaliendo su altura por encima del terreno a 40.6 cm. se coloca en un emparrillado negro de madera nivelado de 1.57 m de diámetro recortado al contorno, la conservación del nivel del agua con que se llena el tanque es de 2 a 4 pulgadas por debajo del borde. Generalmente la evaporación se mide diariamente con un tornillo micrométrico con aproximación de un centésimo de pulgada, o un centésimo de centímetro. Fig. V.9 .

Los tensiómetros deben ser instalados dentro del área húmeda del emisor a 45 cm., de este y a diferentes profundidades para obtener información de la mayoría de la zona radicular esto -- depende de cada tipo de planta, edad y tipo de suelo, como -- ejemplo podría ser; un tensiómetro a 30 cm., otro a 60 cm., un tercero a 90 cm., y un cuarto a 120 cm., la lectura de estos -



Fuente, ref. 5.

tensiómetros marca la tensión de humedad del suelo y sirve como guía para desarrollar el factor a utilizar con los datos -- del evaporómetro. Es importante hacer las lecturas diariamente a la misma hora, de preferencia en la mañana.

La lectura del tensiómetro debe estar en el rango de 5 a 20 -- centibares para tener el suelo buena humedad.

Con los datos de evaporación mensual de la estación climatológica más cercana al proyecto, de preferencia que tenga un mínimo de 10 años de observación, se toma el valor de evaporación-máxima media mensual y se divide por 30 ó 31, dependiendo de los días que tenga ese mes, para obtener la evaporación máxima media diaria, y se aplica la siguiente fórmula para encontrar el uso consuntivo. Ref.13.

$$U.C. = Ev \times 0.6 \times A.K \ 1. \ K2. \ K3.$$

donde:

U.C. = Uso consuntivo ($m^3/día$). por mas que las condiciones sean desfavorables; nunca el uso consuntivo será igual o mayor que la evaporación multiplicada -- por el área.

Ev = Evaporación máxima media diaria (m)

0.6 = Factor de transpiración potencial cuando la evaporación es medida en el evaporómetro-clase "A", si se utiliza otro tipo de evaporómetro-este valor cambia.

A = Area del cultivo (m^2)

K1 = Coeficiente que toma en cuenta la textura del suelo.

Los valores de K1, son los siguientes:

TEXTURA	K1
Arena gruesa o suelo superficial ligero con grava en el subsuelo	1.15
Arenas	1.10
Limos	1.05
Migajón y arcilla	1.00

K2 = Coeficiente de cobertura. Depende del tamaño del cultivo. Para el cálculo hidráulico se deberá tomar $K2 = 1$ ya que es cuando el cultivo está a pleno desarrollo y las necesidades de agua de la planta son máximas.

En hortalizas se tiene:

K2 = 0.5, cuando se ha sembrado la semilla para su germinación y en la primera semana.

K2 = 0.65 para la segunda semana.

K2 = 0.80 para la tercera semana.

K2 = 1.00 de la tercera semana en adelante.

En frutales:

K2 = 0.3 para el primer año.

K2 = 0.6 para el segundo año.

K2 = 1.00 para el tercer año en adelante.

K3 = Coeficiente de lavado del suelo.

sus valores son los siguientes:

K3 = 1, cuando el agua para riego tenga una conductividad eléctrica menor de 500 micromhos/cm., ya que no ocasiona efectos perjudiciales a las plantas.

K3 = 1.15 cuando el agua para riego tenga de 500 a 1000 micromhos/cm.

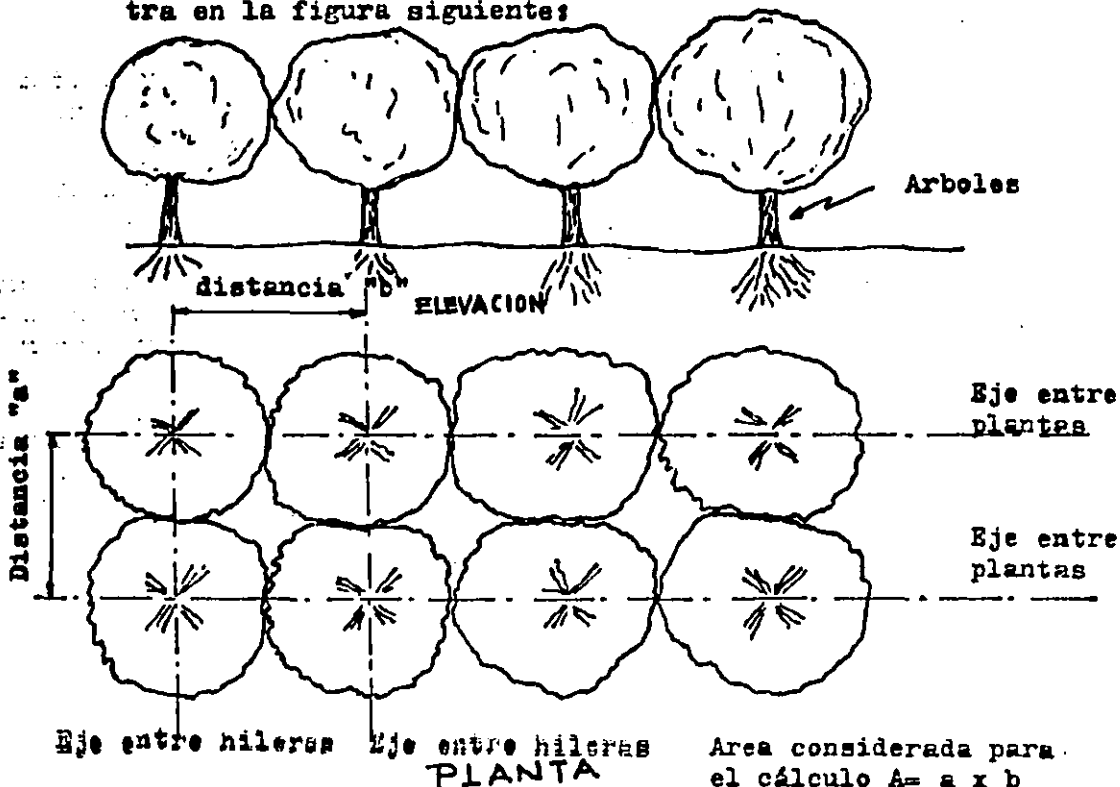
Para mayor salinidad deberán hacerse pruebas en el campo y encontrar el valor de $K3$, además faltan estudios que definan hasta que valor de conductividad eléctrica, ya no se puede utilizar el agua para riego en goteo.

A continuación se muestra un cuadro de tolerancia a la salinidad y sodicidad para diferentes cultivos evaluada a través de la conductividad eléctrica y el porcentaje de sodio intercambiable.

CULTIVO	C.E. micromhos/cm.	P.S.I. %
Higuera	500	10
VID	400	10
Frijol	200	20
Maíz	600	20
Alfalfa	500	40
Tomate	650	40
Melón	300	40
Calabaza	350	40
Algodón	1200	40

V.3.1.7.1 AREA QUE SE DEBE TOMAR EN CUENTA PARA EL CALCULO DEL USO CONSUNTIVO.

El cálculo del uso consuntivo en riego por goteo está apoyado en las experiencias realizadas, tomando como base la evaporación que se tiene en el evaporómetro tipo "A" y en considerar el cultivo a cobertura completa, esto es, como si el lote por regar estuviera sembrado totalmente de pasto ó alfalfa ó que las copas de los árboles se juntaran unas con otras, como se muestra en la figura siguiente:



Solución de a) Volumen de agua.

$$U.C. = Ev \times 0.6 \times K1 \times K2 \times K3$$

Datos:

K1 = 1.10 por ser suelo arenoso.

K2 = 1.00 por ser a máxima demanda

K3 = 1.15 por el valor de C.E.

Ev = 220 mm/mes = 220 mm/31 días.

Ev = 7.097 mm/día

Superficie de durazno = 30 Ha = 300,000 m²
a 6.0 m x 6.0 m.

Superficie de aguacate = 20 Ha = 200,000 m²
a 8.0 m x 8.0 m.

Volumen de agua para el durazno en la
superficie sembrada:

$$U.C. = 0.007097 \times 0.6 \times 300,000 \times 1.10 \times 1.00 \times 1.15$$

$$U.C. = 1615.98 \text{ m}^3/\text{día}.$$

Por árbol se tiene:

$$U.C. = 0.007097 \times 0.6 \times 6.0 \times 6.0 \times 1.10 \times 1.00 \times 1.15$$

$$U.C. = 0.194 \text{ m}^3/\text{día} = 194 \text{ lts}/\text{día}$$

Volumen de agua para el aguacate en la
superficie sembrada:

$$U.C. = 0.007097 \times 0.6 \times 200,000 \times 1.10 \times 1.00 \times 1.15$$

$$U.C. = 1077.32 \text{ m}^3/\text{día}$$

Por árbol se tiene:

$$U.C. = 0.007097 \times 0.6 \times 8.0 \times 8.0 \times 1.10 \times 1.0 \times 1.15$$

$$U.C. = 0.345 \text{ m}^3/\text{día} = 345 \text{ lts}/\text{día}.$$

De la fórmula de U.C. = $E_v \times 0.6 \times A \times K_1 \times K_2 \times K_3$.

Se han explicado los términos U.C., 0.6, K1, K2, y K3; con respecto a el área "A", la Secretaría de Recursos Hidráulicos ha adoptado que sea la separación entre plantas por la separación entre hileras para encontrar el volumen de agua que requiere el cultivo por unidad, o bien si se desea conocer el volumen de agua que requiere la zona de riego, el área "A" de la fórmula será la superficie de esa zona de riego.

Con lo anterior se cuenta con mayor seguridad de que no le falte agua al cultivo, ya que para conocer exactamente la cantidad de agua que requiere, se deben llevar controles y registros en forma estricta del volumen de agua que se esté aplicando cuando el sistema de riego ya esté en operación, pudiendo encontrarse más fácilmente en las hortalizas, ya que su ciclo vegetativo es corto, no así en los frutales, mismos que necesitan de 5 a 10 años de edad, para que estén en su máxima producción, siendo cuando más cantidad de agua requieren.

A continuación se presentan 3 ejemplos de cálculo del uso consuntivo, tiempo de riego y número de goteros.

1) Árboles frutales.

Se tiene una plantación que se encuentra en su máxima demanda de agua, con una superficie de 30 Ha., de durazno sembrado a 6.0 m. x 6.0 m. y 20 Ha., de aguacate sembrado a 8 m. x 8 m., la textura del suelo es arenosa, el agua de riego tiene una C.E. de 800 micromhos/cm., y la evaporación máxima media de un período de 10 años de observación resultó ser para el mes de mayo de 220 mm.

Determinar lo siguiente:

- a) El volumen de agua para satisfacer la máxima demanda por día para el durazno y para el aguacate en la superficie sembrada y por árbol.
- b) Tiempo de riego diario para el mes de máxima demanda, así como el número de goteros requeridos, tanto para el durazno como para el aguacate.

Solución b) Tiempo de riego diario empleando goteros de 2 litros por hora para el durazno.

$$\text{Tiempo de riego diario} = \frac{\text{Volumen requerido diario}}{\text{No. de goteros} \times \text{gasto por gotero.}}$$

El número de goteros recomendados y el gasto de cada uno de ellos, depende de la forma del bulbo de humedad, de la velocidad de infiltración, del tipo de gotero y del volumen de agua a aplicar. Se pueden utilizar de 4 a 6 goteros en árboles de follaje de área -- mediana como cítricos, durazno o pera y de 6 a 10 goteros en árboles de área de follaje grande como nogal y mango.

Instalando 2 goteros.

$$T R D = \frac{194 \text{ Lts/día}}{2 \text{ goteros} \times 2 \text{ Lts/hr.}} = 48.5 \text{ horas diarias.}$$

Como se puede ver lo anterior no es posible ya que el día tiene 24 horas.

Instalando 4 goteros.

$$T R D = \frac{194}{4 \times 2} = 24.25 \text{ horas/día}$$

El anterior resultado se puede aceptar y se está explotando al máximo la fuente de abastecimiento.

Instalando 6 goteros.

$$T R D = \frac{194}{6 \times 2} = 16.16 \text{ horas/día.}$$

Tiempo de riego empleando goteros de 4 litros para el aguacate.

Instalando 6 goteros.

$$T R D = \frac{345}{6 \times 4} = 14.37 \text{ horas/día.}$$

Instalando 8 goteros.

$$\text{TRD} = \frac{345}{8 \times 4} = 10.78 \text{ horas/día.}$$

El anterior tiempo de riego es conveniente si el proyecto - permite que se tengan 2 secciones mandando el agua primero a una sección y después a la otra, con un tiempo de riego total de 21.56 horas.

- 2) Cultivos en hilera, tales como vid, zarzamora, jobjoba y frambuesa.

Suponiendo que se tiene un gasto de 10 Lts/seg., y que - cualquiera de los cultivos antes mencionados están sembrados a 1.5 m. entre plantas y 3.0 m. entre hileras y - que las condiciones de textura del suelo, conductividad - eléctrica del agua de riego y la evaporación son las mismas del ejemplo 1, determinar la superficie máxima que - se puede regar cuando la planta requiera su máxima demanda.

Solución Volumen requerido diario

$$A = 3 \times 1.5 = 4.5 \text{ m}^2$$

$$\text{U.C.} = 0.007097 \times 0.6 \times 4.5 \times 1.10 \times 1.0 \times 1.15$$

$$\text{U.C.} = 0.0242 \text{ m}^3/\text{día/planta.}$$

Sin embargo, como el cultivo está en hileras requiere -- calcularse por franjas. Considerando que la longitud recomendable de la línea regante fuera de 40 m., que se va a instalar una línea regante por hilera de plantas -- y debido a que la separación entre hileras es de 3.0 m., la superficie de esa franja resulta de 40 m. x 3 m. = 120 m².

El volumen diario requerido para esa franja = U.C. = 0.007097 x 0.6 x 120 x 1.10 x 1.0 x 1.15.

$$\text{U.C.} = 0.646 \text{ m}^3/\text{día.}$$

En el cálculo del tiempo de riego, como la forma del bulbo de humedad depende de la textura del suelo, si lo recomendable en este ejemplo es instalar 4 goteros de 4 litros por hora a cada metro, se tendrían 40 goteros en la franja.

$$\text{TRD} = \frac{646 \text{ Lts/día}}{40 \text{ goteros} \times 4 \text{ Lts/hr/gotero}} = 4 \text{ hrs/día.}$$

El gasto total = 10 Lts/seg = 36000 Lts/hr.

Si se tienen goteros de 4 Lts/hr., el número de goteros que puede abastecer la fuente es:

$$\text{No. de goteros} = \frac{36,000 \text{ Lts/hr.}}{4 \text{ Lts/hr./gotero}} = 9000 \text{ goteros.}$$

La separación entre goteros es de 1.0 x 3.0 m., por lo tanto cada gotero cubre 3.0 m² y el área que se puede regar es de:

$$\text{AT} = 3.0 \text{ m}^2/\text{gotero} \times 9000 \text{ goteros}$$

$$\text{AT} = 27,000 \text{ m}^2.$$

Además como se puede regar las 24 horas del día, se pueden -- mandar los 10 Lts/seg. durante 4 horas a una sección, después -- mandar ese gasto por otras 4 horas a otra sección, y así sucesivamente y tener 6 secciones de 4 horas cada una, quedando -- que la superficie máxima regable con los 10 Lts/seg., es de -- 6 x 27,000 m² = 162,000 m² = 16.2 Ha.

3) En cultivos cuya separación es pequeña como hortalizas, al godón, fresa, melón, pepino, jitomate, caña de azúcar o -- similares.

La separación de la línea regante depende del tipo de cultivo, si es tomate de vara irá una línea regante por cada hilera de tomate, si es lechuga, col o repollo irá una línea regante en medio de dos hileras de estos cultivos y si es cebolla o zanahoria irá una línea regante al centro de cuatro hileras de estos cultivos.

Datos para el ejemplo:

Cultivo = tomate de vara

U.C. = 5 mm/día
Longitud de la línea regante = 30 m.
Terreno sin pendiente
Separación entre líneas regantes = 2 m.

El área de esta línea regante es de 30 m. x 2 m. = 60 m²,
el volumen que deberá entregar esta línea regante es de 60 m² x
U.C.

$$V = 60 \times 0.005 = 0.3 \text{ m}^3/\text{día} = 300 \text{ Lts}/\text{día}.$$

Para cultivos mencionados al principio de este ejemplo es más -
recomendable que se utilice tubería perforada o tubería porosa,
ya que resulta más económico que si se utilizaran goteros en si
por la gran cantidad que de estos se requiere. En este caso
emplearemos tubería de doble pared, con espaciamiento de orifi-
cios de 0.60 m x 2.44 m, tabla V.3, y si se cuenta con una pre-
sión hidráulica para la línea regante de 10.5 m., se tiene que-
el gasto que aporta esta tubería es de 86 Lts/hr., en toda su -
longitud, quedando el tiempo de riego de:

$$\text{TRD} = \frac{\text{Volumen que entregará la línea regante}}{\text{Gasto que proporciona la línea regante.}}$$

$$\text{TRD} = \frac{300 \text{ Lts}/\text{día}}{86 \text{ Lts}/\text{hr.}} = 3.48 \text{ hrs}/\text{día}$$

Por consiguiente todo el gasto disponible se mandaría a una - -
sección por un tiempo de 3.48 hrs. y si se va a regar 22 hrs./día
se puede tener:

$$\text{No. de secciones} = \frac{22 \text{ hrs}/\text{día}}{3.48 \text{ hrs}/\text{día}/\text{sección}} = 6.32$$

Se toman 6 secciones, con un tiempo de riego efectivo de 3.48
hrs/día/sección x 6 secciones = 21 horas/día.

Si se utiliza goteros de 2 lts/hr. a cada metro, se tiene que el
gasto que aporta esta tubería de 30 m. de longitud, es de 60
lts/hr.

El tiempo de riego queda:

$$\text{TRD} = \frac{300 \text{ Lts/día}}{60 \text{ Lts/hr.}} = 5 \text{ hrs/día}$$

$$\text{No. de secciones} = \frac{22 \text{ Hrs/día}}{5 \text{ hrs/día/sección}} = 4.4 = 4 \text{ secciones.}$$

Con un tiempo efectivo de riego de 5 hrs/día x 4 secciones = 20 hrs/día.

V.3.1.8 EMISORES.

El éxito del riego por goteo es debido fundamentalmente a la aplicación localizada del agua de riego en la zona radicular de la planta. Desde la iniciación del riego por goteo se han fabricado diversos tipos de emisores, y actualmente existe una gran variedad, tanto en el mercado nacional como internacional y por la importancia que se le está dando a este sistema seguirán diseñando más y perfeccionando los actuales, ya que no existe un gotero ideal para todos los proyectos porque de un diseño a otro se tienen diferentes factores como: el cultivo, el clima, el conocimiento del usuario sobre riego por goteo, el presupuesto con que se cuenta para el sistema, la mano de obra disponible, topografía, tipo de suelo y la calidad del agua de riego, por lo tanto se darán los lineamientos para definir cual es el gotero mas adecuado según el proyecto que se trate en particular.

V.3.1.8.1 CARACTERISTICAS QUE DEBEN SEGUIR LOS EMISORES.

- a) Que sean de fácil regulación (manual o automático) y que el gasto que entreguen esté en función de una presión preestablecida que se ha fijado en 10 m., ya que de las observaciones realizadas a la fecha, es la carga mínima que se requiere para ayudar a compensar los efectos de las diferencias de carga causadas por la topografía o pérdidas por fricción entre el primer gotero y el último de una línea regante.

- b) Que sean de fácil limpieza o reposición, ya que el principal problema en los emisores es el taponamiento, por lo que son mas recomendables los que tienen la sección transversal de flujo relativamente grande, y que su conexión no presenta fugas al estar operando el sistema.
- c) Que las características del material con que estén contruídos y la precisión de sus moldes en que se fabrican den la seguridad de que el emisor pueda llevar a cabo su cometido en un largo período, que sean resistentes al intemperismo, a los agentes químicos agrícolas, y que no permitan el paso de luz al interior para evitar el crecimiento de algas.

Debido a la cantidad de goteros que se utilizan en un sistema; el costo del emisor, así como el de su conservación deberá ser económico. Esto permitirá que el incremento de la superficie actual bajo este método sea más acelerado, ya que este tipo de riego presenta grandes ventajas.

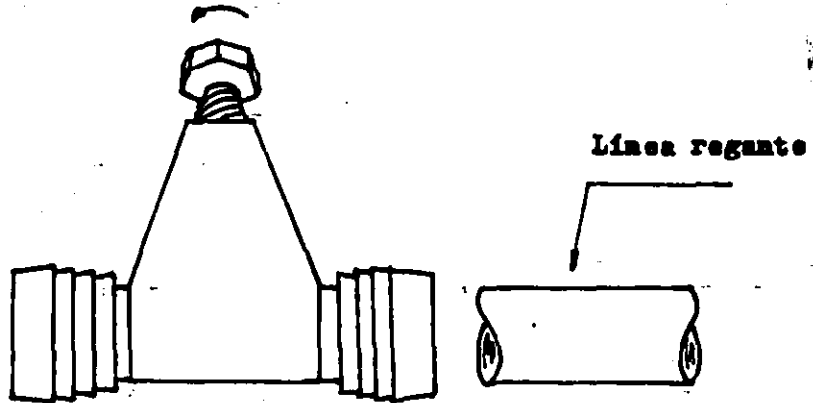
V.3.1.8.2 CLASIFICACION DE EMISORES.

Los emisores o goteros se pueden clasificar por su operación, por la forma en que disipan la presión y por la forma en que se conectan a la línea regante.

POR SU OPERACION.

Se dividen en goteros de regulación manual, automático de carga constante, automático de carga variable y compensadores de presión.

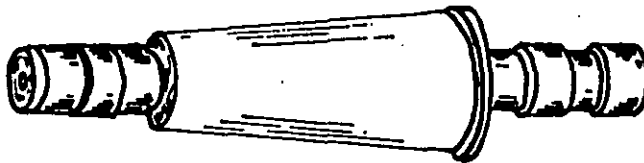
Los de regulación manual, son aquellos que trabajan con una manivela que es la que regula el gasto; de los que se han ensayado a la fecha, tanto en laboratorio como en plantaciones establecidas, se ha encontrado que en general no llenan los requisitos de fácil regulación, uniformidad en el gasto y requieren de considerable mano de obra para calibrarlos, siendo recomendable promover el mejoramiento de estos goteros, ya que su operación es factible a presiones bajas, lo que se traduce en economía para la inversión inicial y en la operación.



Gotero de regulación manual

Goteros automáticos de carga constante.

Son los más recomendables, ya que mediante la presión adecuada entregan el gasto requerido. A estos goteros se le han realizado las mismas pruebas que los de regulación manual y se ha observado que cumplen con la mayoría de las características -- para un emisor, como fácil instalación, uniformidad en el gasto y fácil operación.



Gotero automático de Carga Constante

Gotero Automático de carga variable.

En este tipo de gotero, el gasto varía de acuerdo con la longitud del micro-tubo, a mayor longitud, mayor pérdida por fricción y menor gasto. Son goteros constituidos por un tramo de tubería de polietileno de diámetro pequeño que varía entre 1.0 y 3.0 mm., conocido bajo el nombre de espagueti, se conectan directamente a la línea regante por un extremo y por otro sale el gasto. Estos goteros son de los más económicos que existen en el mercado, requieren de constante supervisión, mayormente después de la cosecha o al ejecutar prácticas agrícolas, para los que no están trabajando correctamente, debido a taponamien--

tos, ahorcamientos en la tubería, a los que se safan de la línea regante y a los que al realizar las labores de cultivo se enredan en las herramientas de trabajo.

Reparar los goteros que se encuentran en mal estado es fácil lograrlo, sin embargo debido a la cantidad de emisores que requiere el sistema y al desconocimiento en la conservación del equipo, los agricultores van dejando que se acumulen los que no operan adecuadamente con la consiguiente baja de eficiencia en el riego, llegando inclusive en un momento dado a pensar los usuarios que el sistema espagueti no es recomendable.

POR LA FORMA QUE DISIPAN LA PRESION.

Esta clasificación dá una idea inmediata de la forma como se mueve el agua en el emisor, siendo los de sendero largo, tubería de doble pared, tubería porosa y de orificio.

Emisores de sendero largo.

En este tipo de emisores son recomendables los de flujo turbulento. Estos tienen una sección transversal de 1.45 mm y 0.25 de longitud aproximadamente, con lo cual se logra -- menos problemas de taponamiento y la variación del gasto, -- respecto a la longitud también es menor.

Tubería de doble pared.

Esta tiene dos comportamientos que llevan agua a lo largo de los cultivos y la descargan en los puntos deseados, consiste básicamente en una tubería flexible dentro de otra o una encima de otra, el comportamiento principal es el que conduce el agua a través de la tubería y tiene una serie de orificios -- interiores que alimentan de agua al comportamiento secundario, reduciendo la presión 10 veces, este a su vez entrega el agua al suelo por las perforaciones que tiene, que son aproximadamente 4 veces más que en la cámara principal, permitiendo una igual distribución de agua con bajos gastos de emisión a una adecuada distancia.

Se utiliza en cultivos como lechuga, algodón, fresa, esparra-
gos, plátano, pifa, alcachofa, pepino, jitomate, caña de azú-
car y cultivos similares, su costo relativamente económico y
su mejor distribución de agua se tiene con pendientes menores
de 3%, si se tiene terrenos con mayor pendiente deberá dise-
ñarse el sistema de tal forma que la tubería de doble pared
sea instalada siguiendo curvas de nivel.

TABLA V.3 GASTO EN TUBERIA DE DOBLE PARED

Litros por hora para espaciamiento de orificios de 0.30 x 1.52 m.*				Litros por hora para espaciamiento de orificios de 0.45 x 1.82 m.*			
Longitud de Tubería (m)	PRESION (m)			Longitud de Tubería (m)	PRESION (m)		
	3.5	7.0	10.5		3.5	7.0	10.5
30	100	138	170	30	66	93	114
45	150	208	254	45	100	138	170
60	200	277	338	60	132	186	227
75	250	347	425	75	164	232	284
90	300	418	508	90	198	277	340
105	350	486	593	105	232	325	397
120	400	556	679	120	263	370	454
135	450	625	763	135	295	418	510
150	500	695	849	150	330	464	567
165	550	765	933	165	364	508	625
180	600	833	1017	180	395	556	681
200	650	904	1104	200	427	602	738
215	700	972	1187	215	461	650	795
Litros por hora para espaciamiento de orificios de 0.60 x 2.44 m.*				Litros por hora para espaciamiento de orificios de 0.90 x 3.65 m.*			
	3.5	7.0	10.5		3.5	7.0	10.5
30	50	68	86	30	34	45	57
45	75	105	127	45	50	68	84
60	100	138	170	60	66	90	111
75	125	178	213	75	84	114	141
90	150	207	254	90	100	136	168
105	175	240	297	105	116	160	195
120	200	277	340	120	134	182	225
135	225	311	384	135	150	204	252
150	250	345	427	150	168	227	282

165	230	380	468	165	184	250	308
180	305	413	510	180	200	273	336
200	230	450	554	200	218	295	363
215	355	483	595	215	234	318	393

0.30 x 1.52 *

Máxima longitud recomendada a una presión de 3.5 m.	121 m.
Máxima longitud recomendada a una presión de 7.0 m.	152 m.
Máxima longitud recomendada a una presión de 10.5 m.	182 m.

0.45 x 1.82 *

Máxima longitud recomendada a una presión de 3.5 y 7.0 m.	182 m.
Máxima longitud recomendada a una presión de 10.5 m.	213 m.

0.60 x 2.44 *

Máxima longitud recomendada a una presión de 3.5 m.	182 m.
Máxima longitud recomendada a una presión de 7.0 y 10.5 m.	275 m.

0.90 x 3.65 *

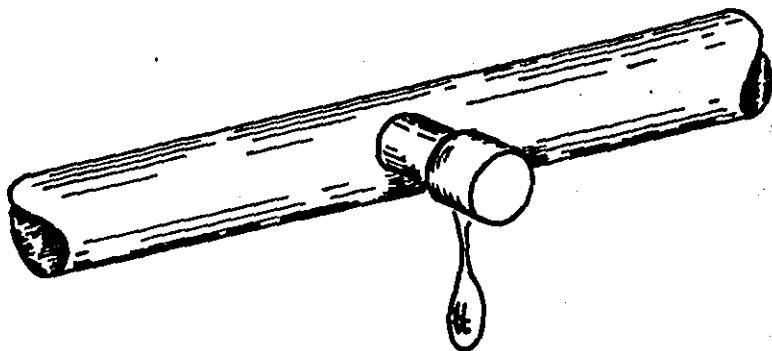
Máxima longitud recomendada a una presión de 3.5 m.	182 m.
Máxima longitud recomendada a una presión de 7.0 y 10.5	275 m.

Tubería porosa.

Esta al igual que la de doble pared tiene las funciones de lateral y emisor al mismo tiempo, están constituidas de material poroso que al introducir agua bajo presión exuda a través de toda la tubería, se instala enterrada a una profundidad de 15 cm. o a una profundidad que no llegue el equipo de labranza, y se utiliza en los mismos campos de aplicación que la tubería de doble pared.

Emisor de Orificio.

En los emisores de orificio la presión se disipa al pasar el agua a través de una pequeña boquilla y se puede provocar antes de la salida un remolino para tener mas pérdida, o colocar un tubo largo y delgado como medio adicional para disipar la presión, además que colocando varios tubos de este tipo con un mismo gotero, obtendremos diferentes bulbos de humedad alrededor del árbol.



EMISOR DE ORIFICIO

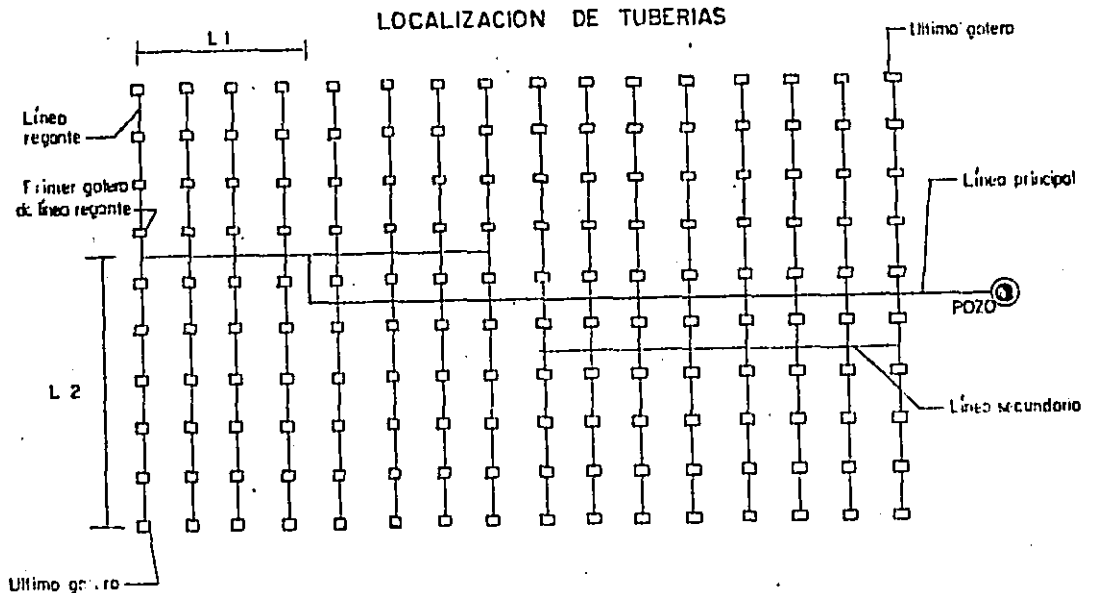
Existen aún más tipos de goteros, lo recomendable es ver los catálogos de los diferentes fabricantes.

V.3.1.9 CALCULO HIDRAULICO.

El gasto del gotero depende de la forma como disipa la presión, dimensiones transversales y longitudes del paso del agua, material y calidad industrial con que están contruidos, presión a la que operen y temperatura del agua. Cada fabricante indica el gasto que deben operar sus goteros y la presión de trabajo.

La separación entre goteros depende de las características del suelo; principalmente su textura, ya que a diferente suelo, -- también es diferente la forma y dimensiones que adopta el bulbo de humedad.

La longitud máxima de la línea regante y de la secundaria depende del tipo de gotero, del diámetro interior de la tubería y de la separación entre goteros. Para que a lo largo de todas las líneas regantes y en cada una de las salidas se mantenga el flujo constante, teniendo como tolerancia máxima una variación de gasto del 10 % entre el primero y el último gotero, debe -- tenerse una pérdida por fricción máxima del 20 % de la carga de operación de gotero, en regante y secundaria.



L 1 = Longitud línea secundaria considerado para el cálculo

L 2 = Longitud línea regante considerado para el cálculo

Ejemplo. Si se tiene un gotero que requiere una carga de -- operación de 12 m., la máxima pérdida por fricción en regante y secundaria es: $12 \text{ m.} \times 20 \% = 2.40 \text{ m.}$, de los 2.40 m. -- permitidos para perder por fricción en regante y secundaria, puede quedar un 60 % para la regante y un 40 % para la secundaria, por lo tanto:

Pérdida máxima por fricción en línea regante:

$$2.4 \times 60 \% = 1.44 \text{ m.}$$

Pérdida máxima por fricción en línea secundaria:

$$2.4 \times 40 \% = 0.96 \text{ m.}$$

Con lo anterior se logra tener una diferencia de gasto del -- 10 %, aunque el primer gotero esté cerca del equipo de bombeo y el último esté al final de la zona de riego.

La anterior se puede demostrar de la manera que se indica a -- continuación:

Desde el punto de vista hidráulico, los goteros funcionan como orificio, donde el gasto de descarga es función de la carga -- hidráulica y del área del orificio.

$$Q = CA \sqrt{2gh}$$

Q = Gasto del orificio

C = Coeficiente de descarga

A = Área del orificio

h = Carga hidráulica

g = Aceleración de la gravedad

En la línea regante o línea de goteros se tendrá una pérdida de carga por fricción, lo cual origina que la carga hidráulica -- de los goteros sea diferente y teniendo todos estos la misma -- área, todos tendrán gastos diferentes, si llamamos h_p y h_u a -- las cargas hidráulicas del primer y último gotero de una línea, sus gastos serán:

$$Q_p = CA \sqrt{2gh_p}$$

$$Q_u = CA \sqrt{2gh_u}$$

Con lo cual la relación de gastos del primero al último gotero será:

$$\frac{Q_p}{Q_u} = \frac{CA \sqrt{2gh_p}}{CA \sqrt{2gh_u}} = \frac{CA (2g)^{1/2} \sqrt{h_p}}{CA (2g)^{1/2} \sqrt{h_u}}$$

$$\frac{Q_p}{Q_u} = \frac{\sqrt{h_p}}{\sqrt{h_u}}$$

Si el terreno es plano la diferencia de cargas hidráulicas, - se deberá únicamente a la pérdida por fricción, si ésta se le denomina como un porcentaje de la carga del primer gotero se tendrá:

$$\sum hf = \gamma hp$$

donde:

$\sum hf$ = Pérdida de carga en la línea de goteros.

γ = Coeficiente

hp = Carga hidráulica del primer gotero.

por lo tanto:

$hu = (1 - \gamma) hp$; hu = Carga hidráulica en el último gotero.

La relación de gastos queda:

$$\frac{Q_p}{Q_u} = \frac{\sqrt{hp}}{\sqrt{(1 - \gamma)hp}} = \frac{1}{\sqrt{1 - \gamma}}$$

Aplicando la tolerancia del 10% en el gasto.

$$\text{Si } Q_p = 1 \therefore Q_u = 0.9$$

Sustituyendo

$$\frac{1}{0.9} = \frac{1}{\sqrt{1-\gamma}}$$

Despejando γ ;

$$\gamma = 0.19$$

En forma aproximada, se puede considerar que el valor de $\gamma = 0.20$ como límite, por lo que las pérdidas por fricción permisibles serán:

$$h_f = \gamma h_p = 0.20 h_p$$

Con lo anterior queda demostrado que la pérdida por fricción debe ser del 20% de la carga de operación del gotero.

Viscosidad Cinemática del Agua.

La viscosidad de los líquidos disminuye cuando aumenta la temperatura y no es afectada apreciablemente con cambios de presión.

Temperatura

Viscosidad Cinemática del agua.

°C	m ² /seg x 10 ⁶
5	1.520
10	1.308
15	1.142
20	1.007
25	0.897
30	0.804
35	0.727
40	0.661
50	0.556
65	0.442

Número de Reynolds.

Tipo de flujo
flujo laminar
Flujo de transición

Número de Reynolds
menor de 2000
Entre 2000 y 4000

Turbulento

Mayor de 4000

$$R = \frac{VD}{\nu} \quad \text{Donde :}$$

R = Número de Reynolds

V = Velocidad del agua a la entrada de la tubería (m/seg).

D = Diámetro interior de la tubería (m)

ν = Viscosidad Cinemática (m²/seg).

Rugosidad Relativa

Es el cociente que resulta de dividir el tamaño de las deformaciones del material de la tubería entre el diámetro interior de la misma.

Para un mismo material puede variar la rugosidad relativa, si el diámetro de la tubería es pequeño, la rugosidad relativa es grande y el factor de pérdidas de carga por fricción también.

$$Rr = \frac{E}{D}$$

donde:

Rr = Rugosidad relativa

E = Tamaño de las rugosidades de la tubería en m.

D = Diámetro interior de la tubería (m)

para tuberías plásticas se usa E = 0.0000015

Pérdidas de carga por fricción.

Para encontrar las pérdidas de carga por fricción en las líneas regantes y secundarias, se utiliza la fórmula de Darcy Weisbach el cual entre otros interviene el factor de pérdidas de carga - por fricción que depende de la rugosidad relativa y del número de Reynolds.

Fórmula de Darcy Weisbach

$$H_f = f \frac{L}{D} \frac{V^2}{2g}$$

donde:

Hf = Pérdida de carga por fricción (m)

L = Longitud total de la tubería (m)

V = Velocidad del agua a la entrada de la tubería (m/seg).

D = Diámetro interior de la tubería (m)

f = Factor de pérdidas de carga por fricción

Como generalmente los gastos de diseño se utilizan en Lts/seg., a continuación se dan las fórmulas de Reynolds y Darcy-Weisbach en Lts/seg.

$$R = \frac{Q}{2.827 D V}$$

$$H_f = \frac{fL}{D^5} \frac{Q^2}{1.568 \times 10^{-4}}$$

El factor de pérdidas de carga por fricción (f), que afecta a la fórmula de Darcy-Weisbach, toma diferentes valores según la variación del número de Reynolds.

Para valores de R. menores de 2000 (flujo laminar) se considera que:

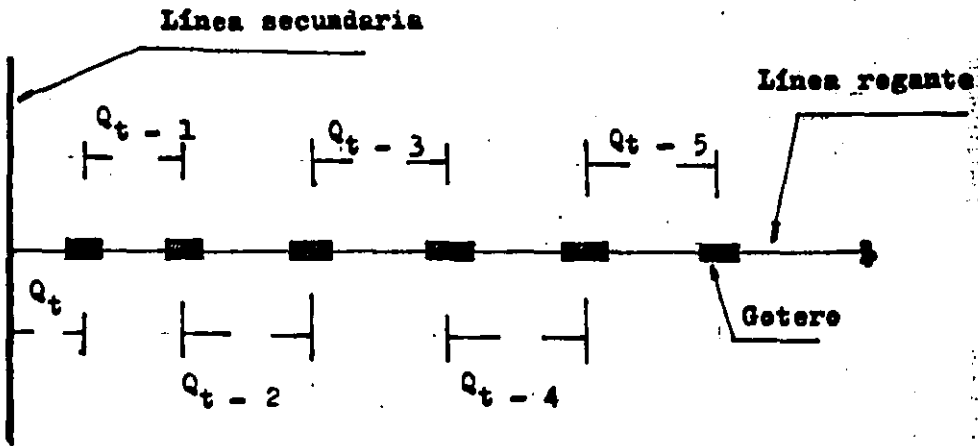
$$f = \frac{64}{R} ; \text{ Siendo R el número de Reynolds.}$$

Para número de Reynolds mayores a 2000, los valores de f, se dan en la gráfica V.2.

El coeficiente de pérdidas de carga por fricción para tubería de salidas múltiples, se aplica a la pérdida por fricción obtenida con la fórmula de Darcy-Weisbach. Este coeficiente -- interviene para evitar el cálculo de las pérdidas de carga por fricción, tanto en líneas regantes, como en líneas secundarias. En tantos tramos de tubería como gastos diferentes se tengan.

Ejemplo:

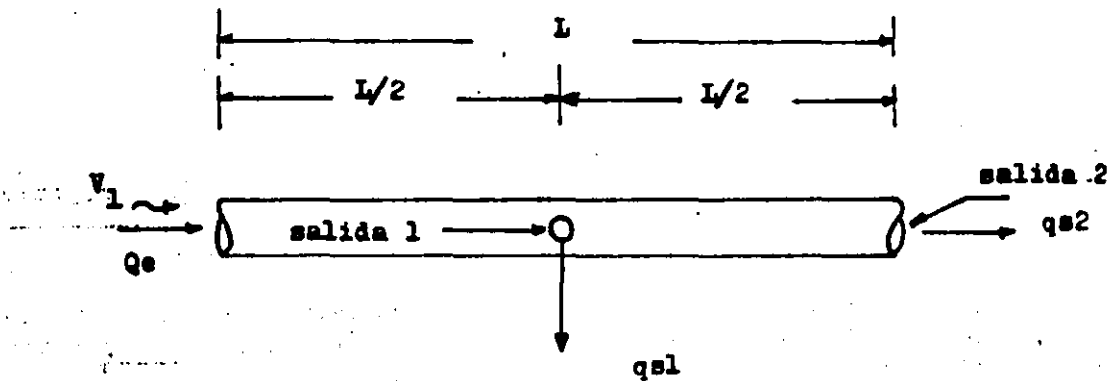
Si se tiene una línea regante de 60 m. de longitud y tiene insertado un gotero a cada metro, se tendrían que hacer 60 cálculos para encontrar las pérdidas de carga por fricción de la tubería entre cada gotero y luego sumarlas, ya que cada tramo de tubería tendría diferente gasto.



- Q_t = Gasto total que entra en la línea regante
- $Q_t - 1$ = Gasto total menos el gasto de un gotero
- $Q_t - 2$ = Gasto total menos el gasto de dos goteros
- $Q_t - n$ = Gasto total menos el gasto de n goteros.

Coeficientes de Salidas Múltiples.

Si se supone una línea de tubería en la cual se tengan dos salidas, una a la mitad del conducto y otra al final, de tal forma que el gasto de cada salida sea la mitad del - - gasto de entrada tendremos:



donde:

Q_e = Gasto de entrada

q_{S1} = Gasto de salida 1

q_{S2} = Gasto de salida 2

Mediante la fórmula de Darcy-Weisbach.

$$H_f = f \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g}$$

En el primer tramo se tiene:

$$hf_1 = f \frac{L}{2} \frac{v^2}{D^2g} = f \frac{L}{D} \frac{v^2}{2g} \left(\frac{1}{2}\right)$$

En el segundo tramo:

$$hf_2 = f \frac{L}{2} \left(\frac{v_1}{2}\right)^2 = f \frac{L}{D} \frac{v_1^2}{2g} \left(\frac{1}{8}\right)$$

Demostrando que la velocidad en el segundo tramo es la mitad de la velocidad en el primer tramo, debido a que las características de la tubería son las mismas.

como:

$$Q_e = A \times V_e$$

donde:

Q_e = gasto de entrada

A = área interior de la tubería

V_e = Velocidad de entrada del agua a la tubería.

si:

$$Q_e = q_{s1} + q_{s2} \text{ y } q_{s1} = q_{s2}$$

$$Q_e = q_{s1} + q_{s1} = 2q_{s1} \therefore q_{s1} = \frac{Q_e}{2}$$

Sustituyendo los gastos en función de la velocidad:

$$A v_s = \frac{A V_e}{2} \therefore v_s = \frac{V_e}{2}$$

Lo cual queda demostrado.

Por lo tanto las pérdidas de carga por fricción en los dos tramos son:

$$H_f = h_{f1} + h_{f2}$$

$$H_f = f \frac{L}{D} \frac{V_1^2}{2g} \times 0.625$$

Resultando que el coeficiente de salidas múltiples para dos salidas, es de 0.625. Es decir que la pérdida de carga en una tubería del mismo diámetro, separación de salida - constante, gasto de cada salida constante y en terreno plano será igual a la pérdida de carga por fricción de una tubería con una sola salida, multiplicada por 0.625. De forma análoga a la tubería de dos salidas se encuentran los coeficientes de salidas múltiples para 3,4, - - - -,n salidas, quedando la siguiente tabla.

Coefficientes de pérdidas de carga por fricción en tuberías con salidas múltiples.

Número de salidas	Coefficiente de Salidas múltiples.
1	1.000
2	0.625
3	0.518
4	0.469
5	0.440
6	0.421
7	0.408
8	0.398
9	0.391
10	0.385
11	0.380
12	0.376
13	0.373
14	0.370
15	0.367
16	0.365
17	0.363
18	0.361

19	0.360
20	0.359
22	0.357
24	0.355
26	0.353
28	0.351
30	0.350
35	0.347
40	0.345
50	0.343
100	0.338

Notas: Cuando el número de salidas es mayor de 100, el factor tiende a ser constante teniendo un valor de 0.333.

Pérdidas de carga localizadas.

Estas pérdidas de carga son producidas por reducciones, válvulas, filtros o aditamentos para control de la red de distribución y por los goteros. El tipo de gotero influye, porque en el mercado se encuentran notables diferencias en el sistema de conexión o adaptación de los goteros a las tuberías.

Pérdidas de carga localizadas.

Sub-índice 1 - Aguas arriba
 Sub-índice 2 - Aguas abajo

- Entrada de tanque a tubo con filo. $0.50 \frac{V_2^2}{2g}$
- Proyectada dentro del tanque. $1.00 \frac{V_2^2}{2g}$
- Redondeada $0.05 \frac{V_1^2}{2g}$
- Salida de tubo a tanque. $1.00 \frac{V_1^2}{2g}$
- Ensanchamiento repentino $(\frac{V_1^2 - V_2^2}{2g})^2$
- Contracción repentina. $K \frac{V_2^2}{2g}$

5. Codos, coples y válvulas	$K \frac{Vl^2}{2g}$
Valores de K	
Codos a 45°	0.35 - 0.45
Codos a 90°	0.50 - 0.75
Tes	1.50 - 2.00
Válvula de compuerta	
Abierta	0.25
Válvula check	3.00

En la tabla V.4, se dan las pérdidas de carga en válvulas y conexiones.

Topografía.

Es uno de los factores claves para el diseño hidráulico del sistema, siendo indispensable contar con planos de curvas de nivel, para conocer la topografía, cuando éste sistema de riego se aplica en pendientes fuertes, debe tomarse en cuenta la resistencia a la presión de la tubería, si se aprovecha la pendiente del terreno, puede obtenerse un diseño más económico en la tubería principal y en la secundaria al utilizar diámetros más pequeños, siempre y cuando la velocidad no exceda de 2m/s., no así en líneas regantes que se recomiendan que vayan paralelas a las curvas de nivel, para que los goteros den un gasto uniforme en toda la línea.

Carga Hidráulica para que opere el Sistema.

Este es el dato final que se debe tener al diseñar un sistema de riego por goteo, para adquirir el equipo de bombeo adecuado, o es la altura a la que se debe encontrar la fuente de abastecimiento (manantial, presa, canal, etc.), cuando se tiene desniveles entre esta y la zona de riego.










$$H_t = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 + h_6 + h_7 + h_8$$

TABLA V. 4
PERDIDA DE CARGA EN VALVULAS Y CONEXIONES

El cambio brusco de dirección del flujo en una tubería por medio de Codos, Tees, Válvulas y curvas causa pérdidas de presión. Es práctico común expresar esta pérdida en términos de un equivalente de longitud de tramo recto de tubería del mismo diámetro. Por ejemplo, La pérdida de carga en un codo de 2" equivale a la que se originaría en un tramo recto de tubo de igual diámetro y de 1.676 m. de longitud.

La tabla siguiente contiene pérdidas de carga para los piezas más usuales espezados en metros, de tramos rectos de tubería del diámetro correspondiente.

RESISTENCIA EN VALVULAS Y CONEXIONES

DIAMETRO DEL TUBO		LEDO ESTANDAR	CODO DE RADIO MEDIO	LEDO DE RADIO GRANDE	CODO IN 45°	TE	LUNGA DE 90° BORDO	VALVULA DE COMPUTATA ABIERTA	VALVULA DE GLOBO ABIERTA	VALVULA DE ANGULO ABIERTA
										
MM	PULG	LONGITUD DE TRAMO RECTO EQUIVALENTE A LA RESISTENCIA AL ESCURRIMIENTO								
13	1/2"	0.457	0.427	0.335	0.235	1.036	1.158	0.106	4.877	2.560
19	3/4"	0.671	0.548	0.427	0.305	1.372	1.524	0.143	6.705	3.658
25	1"	0.823	0.701	0.518	0.396	1.768	1.859	0.163	8.230	4.677
32	1 1/4"	1.128	0.914	0.732	0.488	2.377	2.591	0.244	11.278	5.486
38	1 1/2"	1.311	1.097	0.853	0.610	2.743	3.040	0.290	13.411	6.705
51	2"	1.676	1.402	1.067	0.762	3.353	3.962	0.366	17.374	8.534
64	2 1/2"	1.981	1.646	1.280	0.914	4.267	4.572	0.427	20.117	10.058
76	3"	2.469	2.073	1.554	1.158	5.187	5.485	0.518	25.908	12.602
89	3 1/2"	2.896	2.438	1.829	1.341	5.791	6.401	0.610	30.175	15.240
102	4"	3.352	2.774	2.134	1.524	6.706	7.315	0.701	33.528	17.678
114	4 1/2"	3.658	3.048	2.408	1.707	7.315	8.230	0.792	39.624	18.253
127	5"	4.267	3.658	2.713	1.859	8.230	9.449	0.864	42.672	21.239
152	6"	4.677	4.267	3.353	2.347	10.058	11.276	1.067	48.768	25.236
203	8"	6.401	5.485	4.267	3.048	13.106	14.935	1.372	67.056	33.528
254	10"	7.925	6.706	5.162	3.962	17.089	18.593	1.737	86.392	42.672
305	12"	9.754	7.025	6.096	4.572	20.117	22.250	2.042	103.632	51.815
355	14"	10.573	9.449	7.010	5.182	23.155	25.906	2.436	116.672	57.812
406	16"	12.602	10.668	8.230	5.791	26.518	30.460	2.743	131.064	67.056
457	18"	14.021	12.192	9.144	6.401	30.480	33.528	3.109	152.400	76.700
508	20"	15.650	13.106	10.363	7.010	33.528	35.576	3.658	170.688	85.344
559	22"	17.678	15.240	11.278	7.620	39.624	42.672	3.962	185.928	94.183
610	24"	19.202	16.134	12.192	8.534	42.672	45.720	4.267	207.264	100.832
762	30"	24.079	20.725	15.240	10.668	50.250	57.012	5.182	262.123	120.015
914	36"	28.351	21.679	16.288	13.106	60.350	67.056	6.090	304.800	152.400
1067	42"	36.517	24.656	21.545	15.240	78.052	72.243	7.010	365.750	182.532
1219	48"	41.182	28.523	24.994	17.678	86.320	91.410	7.925	428.720	207.264

Donde:

- Ht = Carga hidráulica para que opere el sistema (m)
- h1 = Carga requerida para que funcione el gotero
- h2 = Pérdida de carga por fricción en la línea regante.
- h3 = Pérdida de carga por fricción en la línea secundaria.
- h4 = Pérdida de carga en el regulador de presión.
- h5 = Pérdida de carga por fricción en la línea principal.
- h6 = Pérdida de carga en el cabezal (filtros, tanque fertilizante, decantadores de arena, válvulas, etc.).
- h7 = Pérdida de carga localizadas.
- h8 = Topografía, si es necesario subir el agua a un punto más alto del de la fuente de abastecimiento será un valor positivo, por el contrario, si hay que llevar el agua a un punto más bajo, el valor será negativo.

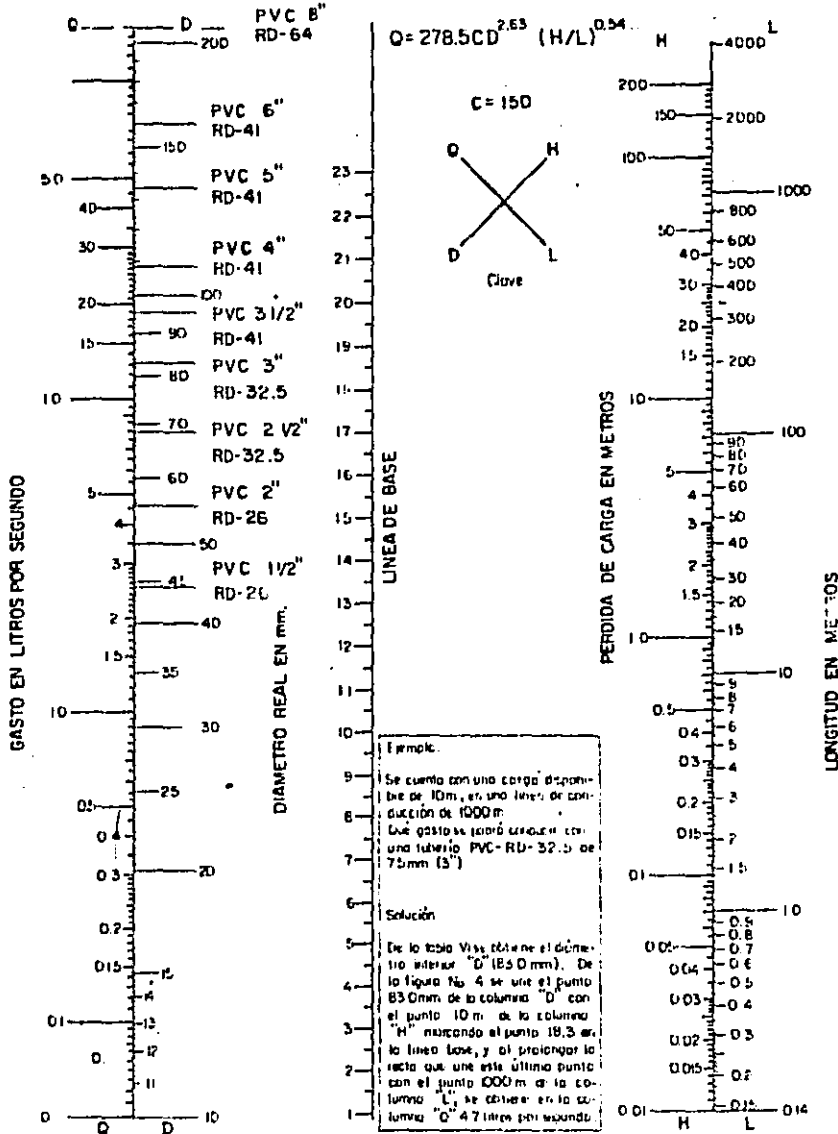
Las pérdidas de carga en la tubería principal, se calculan a base de nomogramas y con el gasto en -- Lts/seg., los más indicados son; el de Hazen Williams, Nomograma 1, cuando se utiliza tubería de P.V.C. y el de Scimemi, Nomograma 2, cuando se tiene tubería de asbesto cemento.

Ley de Pascal.

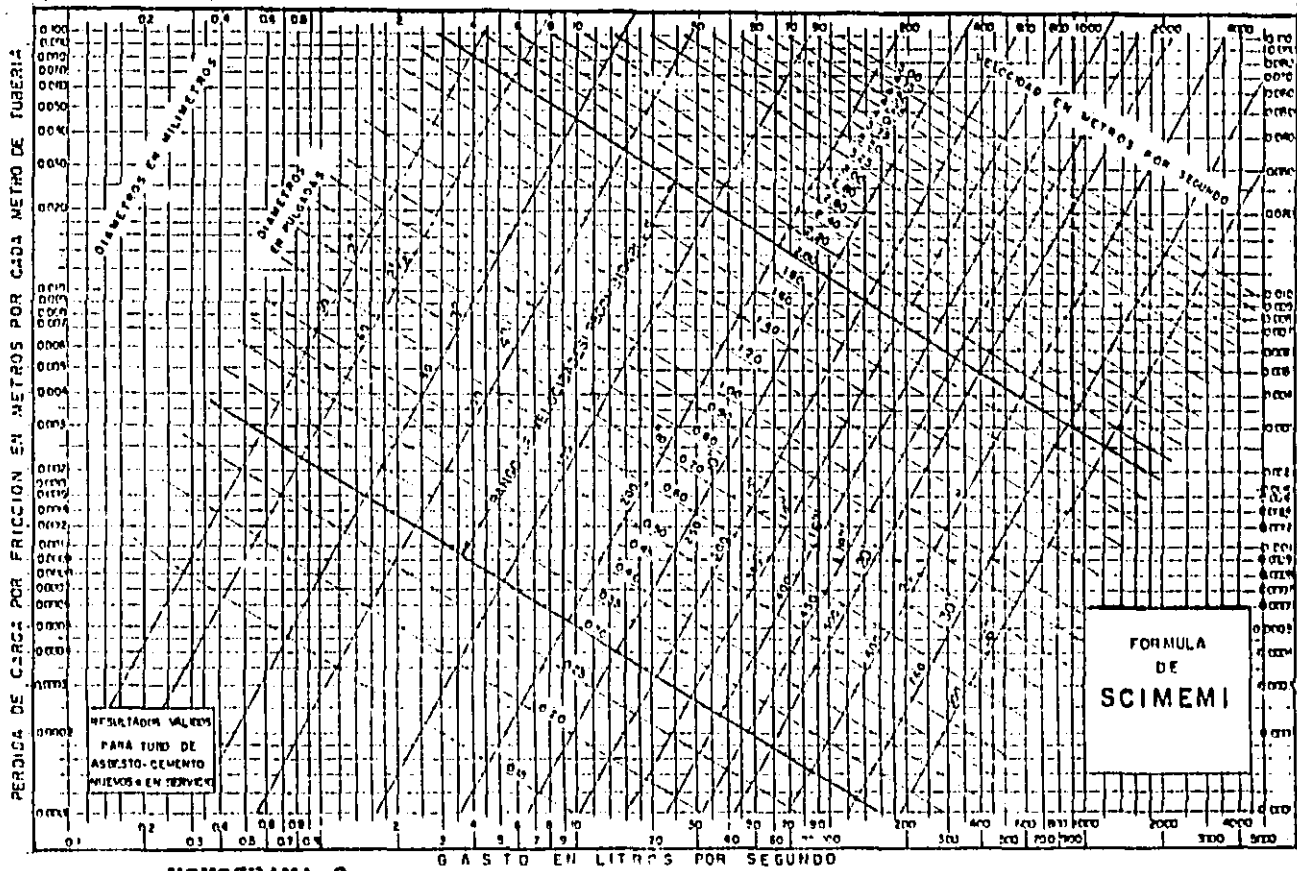
Esta establece que el valor de la presión en un punto de un líquido tiene el mismo valor en todas las -- direcciones.

Para demostrar lo anterior, se considera un prisma -- rectangular imaginario dentro de una masa líquida homogénea en reposo.

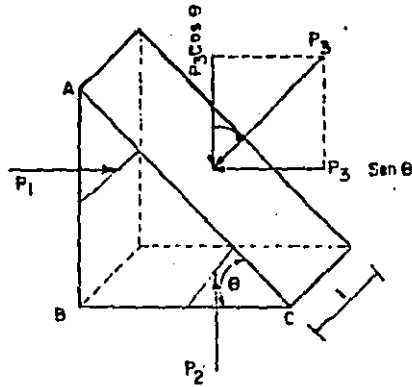
NOMOGRAMA DE LA FORMULA DE H. & W. PARA PVC



NOMOGRAMA 1



NOMOGRAMA 2



Por suma de fuerzas horizontales:

$F = \text{Presión} \times \text{Area.}$

$$\sum F_H = P_1 \overline{AB} \times 1 - P_3 \text{ Sen } \theta \cdot \overline{AC} \times 1 = 0$$

Como: $\overline{AB} = \overline{AC} \text{ Sen } \theta$

$$\sum F_H = P_1 \overline{AC} \text{ Sen } \theta - P_3 \text{ Sen } \theta \cdot \overline{AC} = 0$$

$$\therefore P_1 = P_3 \text{ ----- (1)}$$

En dirección vertical se tiene:

$$\sum F_v = P_3 \text{ cos } \theta \cdot \overline{AC} \times 1 + P - P_2 \overline{BC} \times 1 = 0$$

Pero $\overline{BC} = \overline{AC} \text{ cos } \theta$ y $P = \frac{\overline{AB} \times \overline{BC}}{2} \times 1 \times \gamma'$

$$\sum F_v = P_3 + \frac{\overline{AB}}{2} \gamma' - P_2 = 0 \text{ ----- (2)}$$

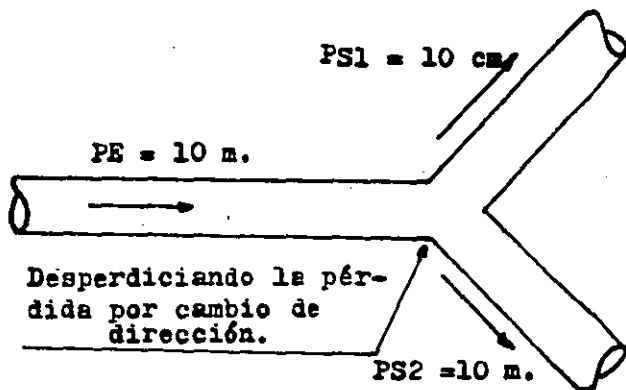
Si se hace tender las dimensiones del prisma a cero, en el límite se tendrá un punto y P_1 , P_2 , y P_3 , serán presiones en un punto con diferentes direcciones; además el término $\frac{AB}{2}$ se convierte en infinitamente pequeño de primer orden que se puede despreciar en la expresión (2), por lo cual queda:

$$P_3 - P_2 = 0 \quad \therefore \quad P_3 = P_2 \quad \text{--- (3)}$$

De (1), $P_1 = P_3$ se tiene que $P_1 = P_2 = P_3$ --- (4)

Con lo anterior se demuestra que la presión en un punto de un líquido tiene el mismo valor en todas direcciones, por lo cual si se tiene una tubería con una presión de 10 m. y esta se bifurca, en cada tubería se tendrán 10 m. de presión.

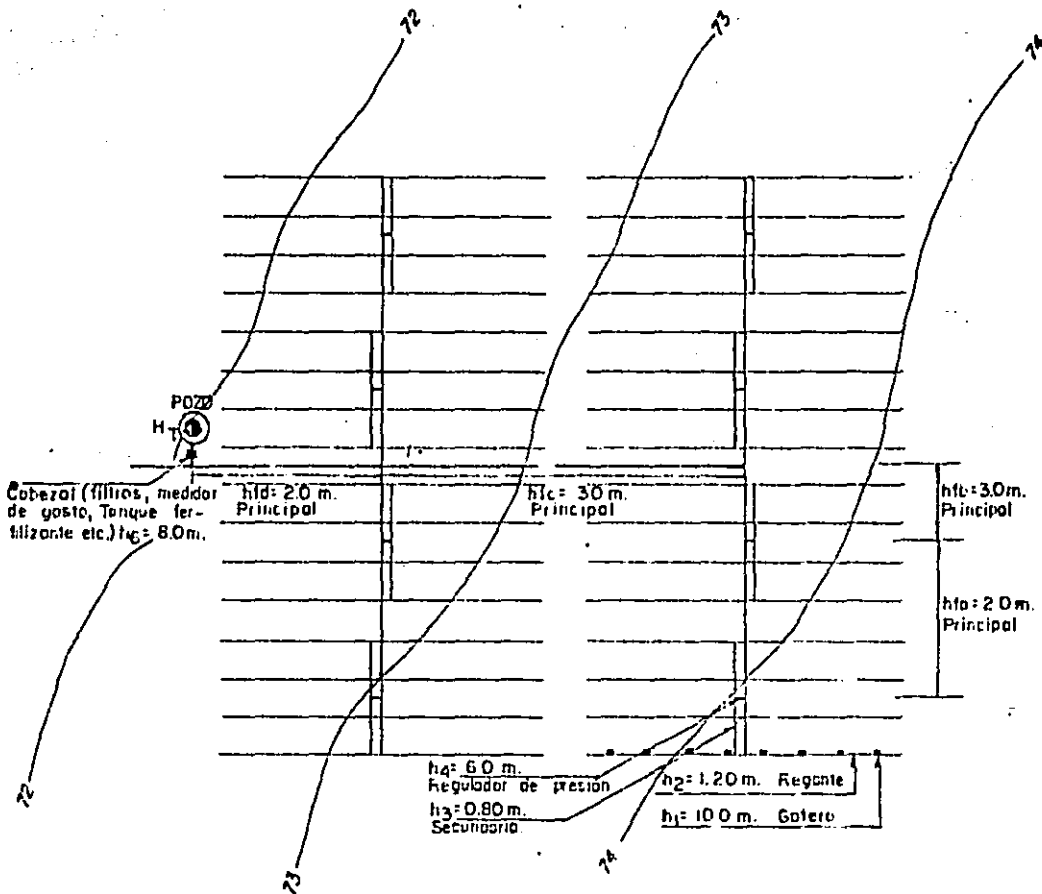
- PE = Presión de entrada
- PS1 = Presión en la salida 1
- PS2 = Presión en la salida 2



Lo mismo resulta si se tienen 3 o más salidas.

Aplicando la ley de Pascal en una línea regante de 100 m. - de longitud, con 50 goteros y suponiendo que se tiene una tubería ideal en la que no existen pérdidas de carga por fricción, ni pérdidas de carga localizadas y que la carga de presión que requiere un gotero es de 1 Kg/cm^2 , se tiene que la carga total requerida para que operen los 50 goteros, sigue siendo de 1 Kg/cm^2 (10 m.).

Ejemplo de aplicación de presiones en un sistema de riego por goteo en terreno no accidentado.



$$H_t = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + h_5 + h_6 + h_7 + h_8$$

h_1 = Carga para que opere el gotero = 10 m.

h_2 = Pérdida de carga por fricción en la línea regante = 1.20 m.

h_3 = Pérdida de carga por fricción en la línea secundaria = 0.80 m.

h_4 = Pérdida de carga en el regulador de presión = 6 m.

h_5 = Pérdida de carga por fricción en la tubería principal = $h_{fa} + h_{fb} + h_{fc} + h_{fd} = 2 \text{ m} + 3 \text{ m} + 3 \text{ m} + 2 \text{ m} = 10 \text{ m}$.

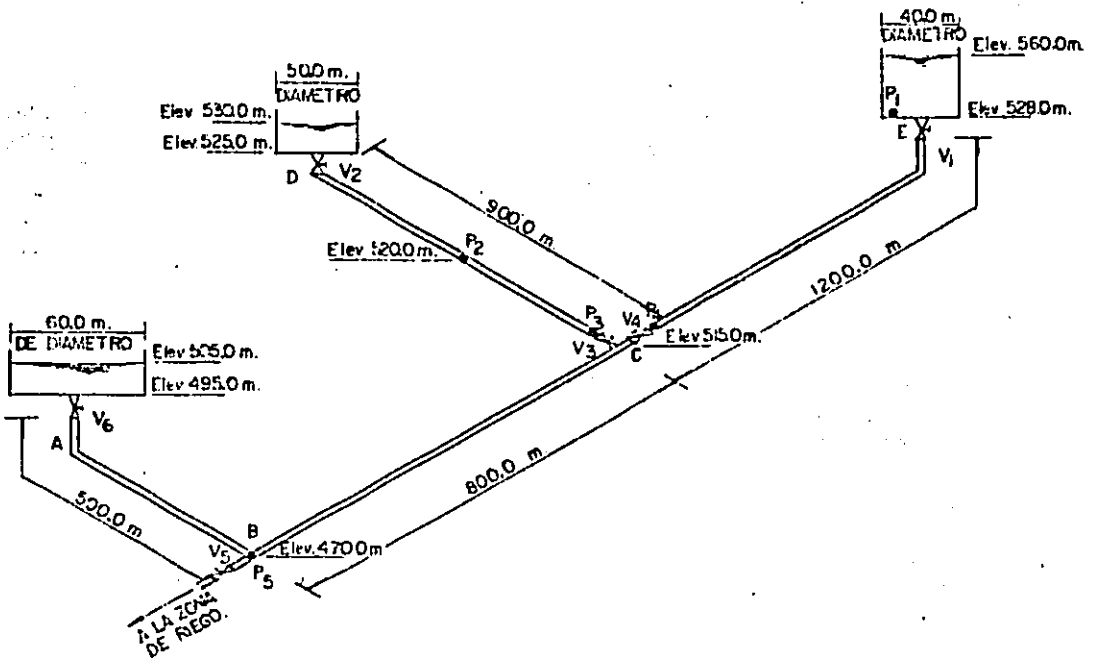
h_6 = Pérdida de carga en el cabezal (filtros, tanque fertilizante, decantadores de arena, válvulas, etc.) = 8 m.

h_7 = Pérdidas de carga localizadas (tes, codos, etc.) = 3 m.

h_8 = Topografía = +2

H_t = Presión total requerida a la salida del equipo de bombeo (suma de las cargas anteriores) = 41 m.

Problema de aplicación de presión Hidrostática.



- 1.- Determinar las presiones en los puntos P1, P2, P3, P4, y P5, cuando las válvulas V3, V4 y V5, están cerradas y las válvulas V1, V2 y V6 están abiertas -- como la presión es $P = \gamma h$ y la diferencia de presiones entre dos puntos es igual a $P2 - P1 = \gamma (h2 - h1)$, se tiene:

$$P1 = \gamma h = 1000 \text{ Kg/m}^3 \cdot x 32 \text{ m} = 32000 \text{ Kg/m}^2$$

Lo anterior indica que si el líquido es agua, $1 \text{ Kg/cm}^2 = 10 \text{ m. de columna de agua}$, expresando la -- en cada uno de los puntos en metros de columna de -- agua se tiene:

$$\begin{aligned} P1 &= 32 \text{ m.} \\ P2 &= 10 \text{ m.} \\ P3 &= 15 \text{ m.} \\ P4 &= 45 \text{ m.} \\ P5 &= 35 \text{ m.} \end{aligned}$$

- 2.- Determinar las presiones en los puntos P1, P2, P3, P4, y P5, cuando las válvulas V2, V5 y V6 están cerradas -- y las válvulas V1, V3 y V4 están abiertas.

Solución:

$$\begin{aligned} P1 &= 32 \text{ m.} \\ P2 &= 40 \text{ m.} \\ P3 &= 45 \text{ m.} \\ P4 &= 45 \text{ m.} \\ P5 &= 90 \text{ m.} \end{aligned}$$

Utilización de clases de tubería.

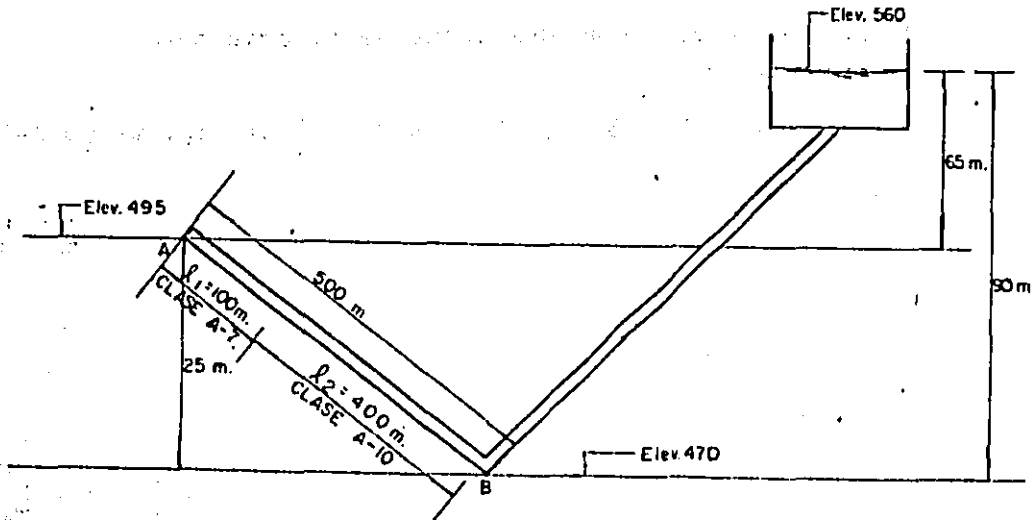
En caso de emplear tubería de asbesto cemento existen cuatro -- diferentes clases:

A-5, A-7, A-10 y A-14, las cuales resisten una presión de trabajo de 5, 7, 10 y 14 Kg/cm^2 , o sea 50, 70, 120 y 140 m. de -- columna de agua, determinar la longitud deseable para cada -- clase de tubería, si la pendiente es uniforme en cada tramo.

Soluciones:

La presión más crítica para la tubería ocurre cuando las -
válvulas V2, V5 y V6, están cerradas y las válvulas V2, V3
y V4 están abiertas, ya que el tanque que tiene el agua a-
mayor elevación es el que tiene la válvula V1.

TRAMO A-B



El punto "A" se encuentra a una presión de 65 m.
El punto "B" se encuentra a una presión de 90 m.

Por lo tanto en el tramo A-B se usarán clases A-7 y A-10.

Encontrar la longitud que se requiere de clase A-7 y la que se requiere de clase A-10.

Clase A-7.- Solo puede resistir 5.0 m. más de columna de agua, ya que el punto "A" tiene 65 m.

$$(5) \text{ pendiente de la tubería} = \frac{h}{L} = \frac{25}{500} = 0.05$$

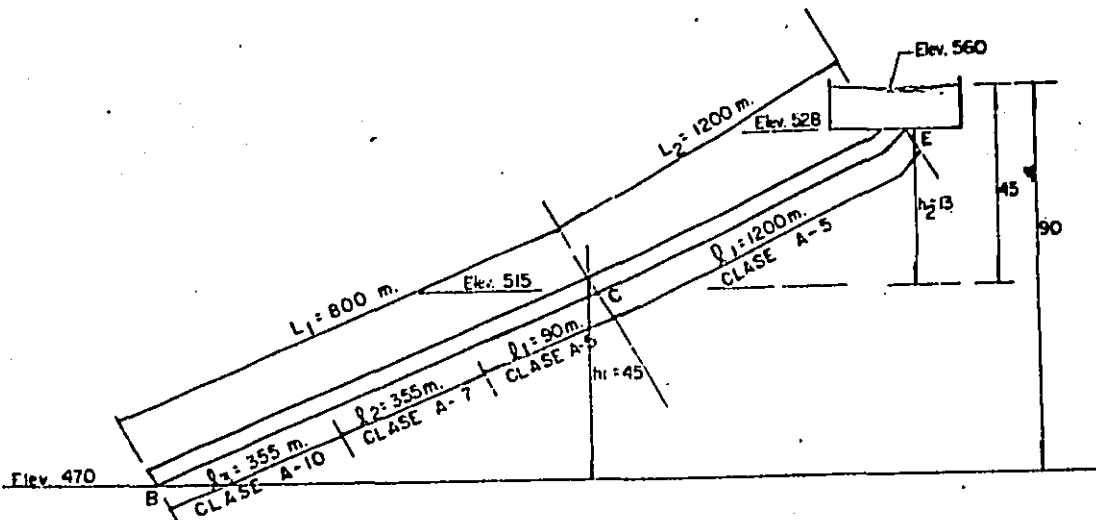
$$(L1) \text{ Longitud de clase A-7} = \frac{h1}{S} = \frac{5}{0.05} = 100 \text{ m.}$$

(ver figura tramo A-B).

Clase A-10.- El resto del tramo de tubería será de clase A-10.

$$L2 = Lt - L1 = 500 - 100 = 400 \text{ m. (ver fig. tramo A-B).}$$

TRAMOS C-B y C-E.



El punto "B" se encuentra a una presión de 90 m.

El punto "C" se encuentra a una presión de 45 m.

El punto "E" se encuentra a una presión de 32 m.

TRAMO C-B

Clase A-5 (presión de trabajo = 50 m). Sólo puede resistir 5.0 m. más de columna de agua, ya que el punto "C" tiene - 45 m.

$$S1 = \frac{h1}{L1} = \frac{45}{800} = 0.05625$$

$$(L1) \text{ Longitud Clase A-5} = \frac{5.0 \text{ m.}}{0.05625} = 88.89 \approx 90 \text{ m.}$$

(ver figura, tramo C-B)

Clase A-7 (presión de trabajo = 70 m). La tubería Clase A-7, soporta 20 m. más de columna de agua que la tubería Clase A-5.

$$(L2) \text{ Longitud Clase A-7} = \frac{20.0}{0.05625} = 355 \text{ m.}$$

(Ver figura tramo C-B).

Debido a que el punto B tiene una presión de 90 m. el resto - de la longitud de 800 m. será Clase A-10.

$$(L3) \text{ Longitud Clase A-10} = 800 - 355 - 90 = 355 \text{ m.}$$

TRAMO C-E

En este tramo el punto "C" tiene una presión de 45 m. y el -- punto "E" tiene una presión de 32 m. en ambos puntos la pre-- sión es menor de 50 m. con lo cual, puede utilizarse Clase -- A-5 en toda la longitud.

$$(L1) \text{ Longitud Clase A-5} = 1200 \text{ m.}$$

TRAMO D-C

En este tramo el punto "D" tiene una presión de 35 m. y el -- punto "C" de 45 m., en ambos puntos la presión es menor de -- 50 m., con lo cual se puede utilizar tubería Clase A-5 en to-- da la longitud al igual que el tramo C-E.

(L1) Longitud Clase A-5 = 900 m.

Fuerzas que actúan en los tanques de Regularización.

1.- Encontrar la fuerza que está actuando en los pisos de los tanques.

Solución: Tanque de la Válvula V6.

$$P = 10 \text{ m} = 1 \text{ Kg/cm}^2 = 10,000 \text{ Kg/m}^2$$

$$F6 = P \times A = 10,000 \times 0.785 D^2 = 10,000 \times 0.785 (60)^2$$

$$F6 = 28,260 \text{ toneladas.}$$

Tanque de la Válvula V2

$$P = 5 \text{ m} = 0.5 \text{ Kg/cm}^2 = 5,000 \text{ Kg/m}^2$$

$$F2 = P \times A = 5,000 \times 0.785 (50)^2 = 9,812.5 \text{ toneladas.}$$

Tanque de la Válvula V1

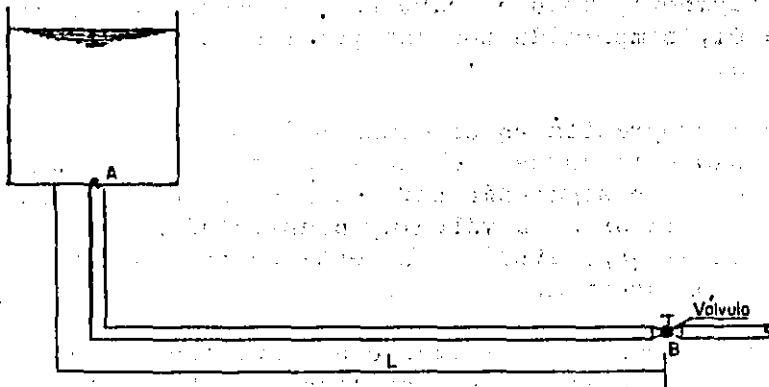
$$P = 32 \text{ m} = 3.2 \text{ Kg/cm}^2 = 32,000 \text{ Kg/m}^2$$

$$F1 = P \times A = 32,000 \times 0.785 (40)^2 = 40,192 \text{ toneladas.}$$

Golpe de Ariete.

El golpe de ariete se presenta al abrir y cerrar válvulas - y al parar o arrancar el equipo de bombeo.

Es la sobrepresión o subpresión, con referencia a la presión estática, que ocasiona al detener subitamente un flujo, en una tubería a presión, por la transformación de la energía cinética de la masa móvil del agua, en energía de presión.



La figura representa una tubería que conduce un volumen de agua desde un depósito, hasta una válvula "B", que controla la salida del agua.

Para explicar lo que sucede dentro de la tubería al cerrar la válvula, se puede considerar que el flujo del agua está formado por una serie de discos de igual espesor, de tal manera que cuando se cierra la válvula, la velocidad del disco adyacente a ella, se reduce a cero, siendo por este efecto, expandida la pared del tubo en contacto con él por el aumento de presión, resultante de la transformación de la energía cinética del agua, en energía de presión.

Onda de Presión.

A causa del aumento de la sección del tubo por la compresión del agua, un pequeño volumen circula dentro de ese disco, -- después del cierre de la válvula y por consiguiente la masa del agua es mayor que antes del cierre de dicha válvula.

Un instante después un proceso semejante se efectúa sucesivamente en los siguientes discos, de tal modo que una onda de presión, superior a la estática, viaja a través del tubo hacia el recipiente, en el instante que esta onda llega al recipiente, todo el tubo está expansionado y el agua dentro de él, comprimida por una presión mayor que la normal estática.

La sobrepresión en el disco próximo al depósito, cae tendiendo a lo normal, el agua se expande y la pared del tubo se contrae siguiendo esta acción en los siguientes discos, hasta llegar a la válvula, ocasionándose un flujo de agua hacia el depósito. En este período todavía se mantiene la sobrepresión.

Sigue circulando el exceso de agua contenida en el tubo hacia el depósito, ocasionándose una depresión menor que la presión normal estática, cerca de la válvula.

Lo anterior provoca que en el depósito se aumente la carga estática, lo cual obliga a que se forme otra vez un flujo del depósito hacia el tubo, cuando la válvula es alcanzada, la presión es normal, para que acto seguido vuelva a originarse una sobrepresión semejante a la obtenida al cierre instantáneo de la válvula e iniciarse un nuevo ciclo.

Velocidad de la Onda de presión.

Siendo "a" la velocidad de la onda de presión que se forma en la tubería al cerrar la válvula y "L", la longitud del tubo; el tiempo "To" que tarda dicha onda en ir de "B" a "A" y regresar es:

$$T_o = \frac{2L}{a} \text{ (segundos)}$$

que representa el tiempo de aplicación de la sobrepresión a la válvula y se llama "tiempo de intervalo" o bien tiempo crítico del tubo".

El término "a" que indica la velocidad de la onda de presión, se le llama también "Celeridad".

Tanto la sobrepresión como la subpresión actúan sobre la válvula por un tiempo de:

$$T_0 = \frac{2L}{a}$$

El investigador Ruso N. Towkovsky, ref. 13, demostró que el golpe de ariete producido por un cambio instantáneo de la velocidad en una conducción forzada dentro de la tubería es:

$$h = \frac{145 V}{\sqrt{\frac{1 + E a D}{E t e}}} \quad ; \quad \text{para } T = \frac{2L}{a}$$

Donde:

h = Sobrepresión debido al golpe de ariete (m)

V = Velocidad del agua en la tubería (m/seg), se recomienda que la velocidad del agua - en cualquier tipo de tubería bajo presión, no sea mayor de 2m/seg.

Ea = Modulo de elasticidad del agua, (Kg/cm²)

D = Diámetro interior de la tubería, (cm).

e = Espesor de la tubería (cm).

Et = Modulo de elasticidad del material de la tubería Kg/cm²

L = Longitud de la tubería (cm).

a = Celeridad de la onda de presión (m/seg).

Modulo de Elasticidad:

Acero	2'100,000 Kg/cm ²
Hierro fundido	930,000 Kg/cm ²
Concreto simple	125,000 Kg/cm ²

Asbesto - Cemento	330,000 Kg/cm ²
PVC Tipo 1 Grado 1	28,100 Kg/cm ²
Agua	20,700 Kg/cm ²

Dispositivos de protección contra el Golpe de Ariete.

Para la selección de tubería en una conducción, se toman en cuenta en la mayoría de los casos, solo las presiones de trabajo debidas a carga hidrostática, a que serán sometidas, descuidando el análisis de las sobrepresiones originadas por el golpe de ariete, para los casos en que se prevee que estas presiones puedan presentarse y no están analizadas en el diseño, deberán instalarse dispositivos que absorban en parte o eviten el golpe de ariete.

1.- Válvulas reguladoras de presión.

Estas válvulas amortiguan el golpe de ariete, al recibir el impacto sobre unos resortes de que están provistos y que al ser accionados, descubren un orificio situado en el cuerpo de la válvula, permitiendo la salida del agua al exterior y anulando así la formación de la onda de presión que provocaría el golpe de ariete.

Por su forma de accionar, se distinguen dos tipos: Los que operan precisamente cuando reciben el aumento de presión, producido por el cese de la circulación del agua, según se ha expuesto y los movidos por el regulador de las turbinas, al cerrar la admisión; por supuesto, estas se usan solamente en instalaciones hidroeléctricas y su funcionamiento es muy eficaz, pues operan simultáneamente con el cierre y por tanto, antes de producir el aumento de presión.

2.- Chimeneas de oscilación.

Este dispositivo consiste en un tubo o depósito vertical, de gran sección y abierto en su parte superior. Se coloca lo más próximo posible al sitio en que se puede originar el golpe de ariete, limitando esta proximidad, la - -

Solucion 1.- Utilizando tubería de asbesto - cemento de 200 mm (8") de diámetro se pierde por fricción una carga de 4.5 m. en los 300 m. ya que

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = 0.785 (0.2)^2 = 0.0314 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.060}{0.0314} = 1.9 \text{ m/seg.}$$

En el nomograma 2, con Q = 60 L.p.s y V = 1.90 hf = 4.5 m.

Datos:

$$Ea = 20,700 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Et = 330,000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$D = 20 \text{ cm.}$$

$$e = 1.55 \text{ cm. para clase A-7}$$

$$h = \frac{145 V}{\sqrt{1 + \frac{EaD}{Ete}}} = \frac{145 \times 1.90}{\sqrt{1 + \frac{20700 \times 20}{330,000 \times 1.55}}} = 204.83 \text{ m.}$$

De esta sobrepresión la válvula de alivio absorbe el 80% y la tubería debe soportar el 20 % restante y además la carga a que va a trabajar.

h Absorbida por la válvula de alivio = 204.83 x 80 % = 163.86 m.
h Absorbida por la tubería = 204.83 x 20 % = 40.97 m.

La presión normal a la que trabajará la tubería es:

Desnivel topográfico	20.00
Pérdida por fricción	4.50
Pérdidas localizadas	2.00
Carga a la salida de la tubería	3.00
SUMA	29.50 m.

Con lo cual la presión total que debe resistir la tubería es:

$P_T = h$ absorbida por la tubería + presión normal de trabajo.

$$P_T = 40.97 + 29.5 = 70.47 = 7.047 \text{ Kg/cm}^2$$

Se propone una tubería clase A-7 que resiste 7 Kg/cm^2

Solución 2.- Utilizando tubería de 250 mm (10") de diámetro se pierde por fricción 1.5 m en los 300 m. con una velocidad de 1.25 m/seg.

Datos:

$$E_a = 20,700 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_t = 330,000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$D = 25 \text{ cm.}$$

$$e = 1.6 \text{ m para clase A - 5}$$

$$h = \frac{145 \times 1.25}{\sqrt{\frac{1 + 20700 \times 25}{300000 \times 1.6}}} = 128.5 \text{ m.}$$

h Absorbida por la válvula de alivio = $128.5 \times 80\% = 102.8$

h Absorbida por la tubería = $128.5 \times 20\% = 25.7 \text{ m.}$

La presión normal a la que trabaja la tubería es:

Desnivel topográfico	20.0 m.
Pérdida por fricción	1.5 m.
Pérdidas localizadas	2.0 m.
Carga a la salida de la tubería	3.0 m.
SUMA	<u>26.5 m.</u>

Por lo tanto la presión total que debe resistir la tubería es:

P_T = h absorbida por la tubería + la presión normal de trabajo.

$$P_T = 25.7 + 26.5 = 52.2. \text{ m} = 5.22 \text{ Kg/cm}^2$$

Se propone una tubería Clase A-5

Como se puede observar, las dos soluciones son factibles, sin embargo, se decidirá por la más económica tanto en su instalación como en su operación.

Costo de instalación de tubería y operación del equipo de bombeo, de la solución 1 para tubería de 20 mm (8") ϕ -- Clase A-7.

INSTALACION.

CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	IMPORTE
Excavación material clase 1	244	m ³	54	13,176
Plantilla apisonada	91	m ³	85	7,735
Instalación junteo y prueba de tubería	300	m.	30	9,000
Relleno a volteo	121	m ³	21	2,541
Costo de tubería	300	m.	46	13,800
		TOTAL \$		<u>46,252</u>

Operación del Equipo de bombeo.

Potencia.

$$H_p = \frac{Q H}{76 n}$$

$$Q = 60 \text{ L.p.s.}$$

$$H = 70.47 \text{ m} + 10 \text{ m.de}$$

$$\text{succión} = 80.47$$

$$n = 80 \%$$

$$H_p = \frac{60 \times 80.47}{76 \times 0.80} = 79.4 \text{ H.P.}$$

Demanda contratada

$$D_e = \frac{H_p \times 0.746}{0.9} = \frac{79.4 \times 0.746}{0.9} = 65.81 \text{ Kilowatts.}$$

Si el costo por kilowatt-hora es de \$ 0.23, el costo por hora de bombeo es igual a $65.81 \times 0.23 = \$ 15.14$.

Considerando que se va a bombear las 24 horas del día durante los 365 días del año, tenemos que el cargo anual de bombeo es de:

$$15.14 \times 24 \text{ horas} \times 365 = \$ 132,626$$

Mediante la expresión 4 del capítulo 1, se obtiene el factor de recobro de capital de series uniformes anuales, o factor recuperables:

$$\frac{i(1+i)^n}{(1+i)^n - 1}$$

Considerando un cargo anual de amortización de la tubería de 15 años al 8 % anual se obtiene:

$$\$ 46,252 \times 0.1168 = \$ 5,402.00$$

El costo total anual es la suma del cargo anual de bombeo más el cargo anual de amortización de la tubería.

$$CAT = 132,626 + 5,402 = \$ 138,028.$$

Los \$ 138,028 se compararán con el costo anual total que resulte de la solución 2 y el mejor dará la tubería más económica y será la solución que se adopte.

Costo de instalación de tubería y operación del equipo de bombeo de la solución 2, para tubería de 250 mm (10") ϕ , Clase A-5.

CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD	P.U.	IMPORTE
Excavación material				
Clase 1	273	m ³	54	14 742
Plantilla apisonada	103	m ³	85	8 755
Instalación junteo y prueba de tubería	300	m	33	9 900
Relleno a volteo	129	m ³	21	2 709
Costo de tubería	300	m	63	18 900
TOTAL				<u>55 006</u>

Operación del equipo de bombeo.

$$H_p = \frac{QH}{76 n}$$

Datos:
 $H = 52.2 \text{ m} + 10 \text{ m de succión} = 62.2$
 $n = 80 \%$

Potencia

$$H_p = \frac{60 \times 62.2}{76 \times 0.80} = 61.38$$

Demanda contratada.

$$D_c = \frac{H_p \times 0.746}{0.9} = \frac{61.38 \times 0.746}{0.9} = 50.87 \text{ Kilowatts.}$$

Si el costo por kilowatt-hora es de \$ 0.23, el costo hora de bombeo es:

$$\$ 50.87 \times 0.23 = \$ 11.70.$$

Carga anual de bombeo.

$$\$ 11.70 \times 24 \text{ horas} \times 365 \text{ días} = 102,492.$$

El cargo anual de amortización de la tubería a 15 años, al 8 % anual resulta de;

$$\$ 55\ 006 \times 0.1168 = 6425$$

$$\text{Costo anual total} = 102,492 + 6425 = \$ 108,917.00$$

Comparando ambas soluciones se puede ver que la solución 2 resulta más económica, con lo cual se utilizará tubería de de 250 mm (10") Clase A-5.

A continuación se presenta un proyecto de Riego por goteo.

DISEÑO DE RIEGO POR GOTEO PARA VID, PROYECTO
" COLONIA NUEVO MEXICO ", MUNICIPIO DE SILAO,
EDO. DE GUANAJUATO.

Datos de Proyecto. ref.13.

Cultivo	Vid
Separación entre hileras	3.00 m.
Separación entre plantas	1.50 m.
Orientación de hileras de vid	norte - sur
Textura del suelo	Arenosa; K1 = 1.10
Frecuencia de riego	diaria
Eficiencia de riego	100 %
Gasto del gotero	4 L.p.h.
Separación entre goteros	1.00 m.
Carga de operación del gotero	11.50 m.
Conductividad eléctrica del agua de riego.	600 micromhos/cm K3 = 1.15
Gasto disponible	20 L.p.s.
Edad de plantación para el cultivo.	A pleno desarrollo; K2 = 1.0

CALCULO DEL USO CONSUNTIVO.

Cercana a la zona de proyecto se encuentra la estación climatológica "Silao" la cual cuenta con un período de datos suficientes (1962-1978) de evaporación (anexo 1) y precipitación (anexo 2) que pueden considerarse representativos para el cálculo. Con esta información se llena la siguiente tabla; con objeto de encontrar la lámina máxima mensual de agua que se tiene que dar con riego a la plantación.

Mes	E (mm)	$0.9 E^{0.75}$ (mm)	Pe (mm)	Pa	U.C. (mm)	L (mm)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
E	119.3	32.5	0.0	0.0	90.6	90.6
F	144.1	37.4	0.0	0.0	109.4	109.4
M	207.3	49.2	0.0	0.0	157.3	157.3
A	230.9	53.3	0.2	0.0	175.3	175.3
M	244.3	55.6	5.3	0.0	185.4	185.4
J	192.7	46.6	56.9	56.9	146.3	89.4
J	172.1	42.8	87.9	87.9	130.6	42.7
A	159.6	40.4	68.0	68.0	121.1	53.1
S	141.9	37.0	39.5	39.5	107.7	68.2
O	137.4	36.1	14.6	0.0	104.3	104.3
N	122.0	33.0	0.0	0.0	92.6	92.6
D	107.8	30.1	0.0	0.0	81.8	81.8

Descripción de la tabla anterior.

En la columna (1) se escriben los meses del ciclo vegetativo del cultivo, la vid se considera perene, por lo que se anotan todos los meses del año.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

DIRECCION DE HIDROLOGIA
OFICINA DE CALCULO CLIMATOLOGICO

(ANEXO 2)

DATOS DE PRECIPITACION

ESTACION SILAO (SARH)

LAT. N

LONG

W. O.

ALT.

ESTADO GUANAJUATO

AÑO	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE
1962	0.0	inapreciable	0.0	5.0	159 6.7	90.9	127.3	120.0	150.8	87.0	7.7	3.1
63	0.0	0.9	11.1	2.0	87 20.1	146.6	217.7	87.1	52.7	14.8	4.2	36.0
64	47.5	0.0	5.5	11.5	59 36.5	97.0	25.2	79.9	210.6	33.1	55.8	11.5
65	2.2	7.8	0.0	1.1	118 26.5	47.7	139.1	220.6	145.8	67.7	0.0	5.5
66	6.1	16.5	6.0	41.7	69 35.1	122.1	125.7	240.2	9.1	104.9	0.0	7.9
67	24.3	4.2	15.5	9.4	25 45.2	169.5	113.6	233.8	202.7	84.5	5.5	4.4
68	0.8	29.6	66.0	16.6	75 29.1	192.8	145.1	90.0	145.9	11.2	9.3	12.1
69	2.2	2.0	inapreciable	inapreciable	169 2.6	86.1	118.9	118.6	23.9	27.1	0.4	13.2
1970	inapreciable	4.0	0.0	inapreciable	175 inap	106.4	47.3	139.8	104.8	19.5	9.0	0.0
71	8.1	0.0	4.5	0.3	35 44.6	226.0	126.9	250.0	209.0	27.8	7.5	5.7
72	13.5	0.0	5.5	12.5	18 119.2	75.9	159.3	90.7	124.0	25.8	2.3	4.4
73	4.6	11.0	0.0	32.0	103 27.2	134.2	275.7	227.8	115.8	22.5	0.0	0.0
74	inapreciable	0.0	16.2	6.3	146 7.1	61.2	189.9	163.9	84.4	14.3	inapreciable	19.8
75	36.9	0.0	0.0	0.0	123 16.6	115.2	266.3	185.0	30.0	25.9	0.0	0.0
76	0.0	inapreciable	0.3	5.8	45 37.3	14.8	482.9	96.9	175.4	76.1	29.1	11.0
77	5.5	inapreciable	0.0	19.7	132 12.6	97.2	179.9	174.3	77.9	68.3	4.9	2.3
78	inapreciable	19.2	1.0	0.4	98 27.7	106.5	117.2	154.8	112.0	43.5	inapreciable	inapreciable
Frecuencia 80%	0.0	0.0	0.0	0.3	7.1	75.9	117.2	90.7	52.7	19.5	0.0	0.0
Eficiencia 71%	0.0	0.0	0.0	0.2	5.3	56.9	87.9	68.0	39.5	14.6	0.0	0.0
SUMA												
PROMEDIO												
MAX												
MIN												

NOTAS:

En la columna (2) se anota la evaporación media mensual - del período de observación obtenida del anexo 1.

En la columna (3) los valores que se obtienen de la función $0.9 E^{0.75}$ siendo "E" la evaporación media mensual, ver método de Prescott, capítulo 3.

En la columna (4) los valores de P_e (precipitación efectiva) considerando un 80 % de frecuencia y un 75 % de efectividad (anexo 2).

En la columna (5), P_a (precipitación aprovechable).

$$0.8 P_e \geq 0.9 E^{0.75}$$

En la columna (6) el uso consuntivo

En la columna (7) L, (lámina de agua que se debe proporcionar con riego).

A continuación se desarrolla paso a paso la secuela de cálculo, para el mes de mayo que fué el que obtuvo el valor de -- lámina de riego más alto en este proyecto específico (185.4mm) para el cálculo en los meses restantes el procedimiento es -- similar.

Del anexo 2 (precipitación) se tomó un 80 % de seguridad de lluvia, o sea como son 17 años los observados, que multiplicado por 0.80 resulta $13.6 \approx 14$ avo. año, se numeran los -- datos del anexo 2, según su valor de mayor a menor, encontrándose que ocupa el 14 avo. año, o sea 1974 para mayo con 7.1 mm. Para llegar a este valor más rápidamente se multiplica el número de años observados por 0.20 más uno; $(17 \times 0.2) + 1 = 4.4$, 4o. año y se empieza a contar desde la precipitación menor. No toda el agua que llueve la aprovecha la planta, considerándose solo el 75 % (coeficiente de efectividad), por lo tanto se tiene que la precipitación -- efectiva para el mes que se está analizando es $7.1 \text{ mm} \times 0.75 = 5.3 \text{ mm}$ (columna 4). Este último valor puede no utilizarse -- por ser tan insignificante y además en este período tener -- evaporaciones altas, únicamente se toma en cuenta si la --

precipitación efectiva es mayor al valor de $0.9 E^{0.75}$, en este caso no se utiliza siendo de 0.0 mm la precipitación aprovechable (columna - 5) como se puede observar en esta columna las lluvias en la zona de estudio son de junio a Septiembre.

El dato de U.C. (uso consuntivo) se obtiene de la fórmula $U.C. = 0.6 E_v \times K_1. K_2. K_3$, sin tomar el área "A" ya que aún no se tiene el área total sujeta a riego.

De los datos de proyecto y de la evaporación media mensual, se tiene que:

$$U.C. = 0.6 \times 244.3 \times 1.10 \times 1.0 \times 1.15 = 185.4 \text{ mm.}$$

(columna 6)

Debido a que no se tiene precipitación aprovechable, la lámina de agua que se debe proporcionar con riego es la misma (185.4 mm).

(columna 7).

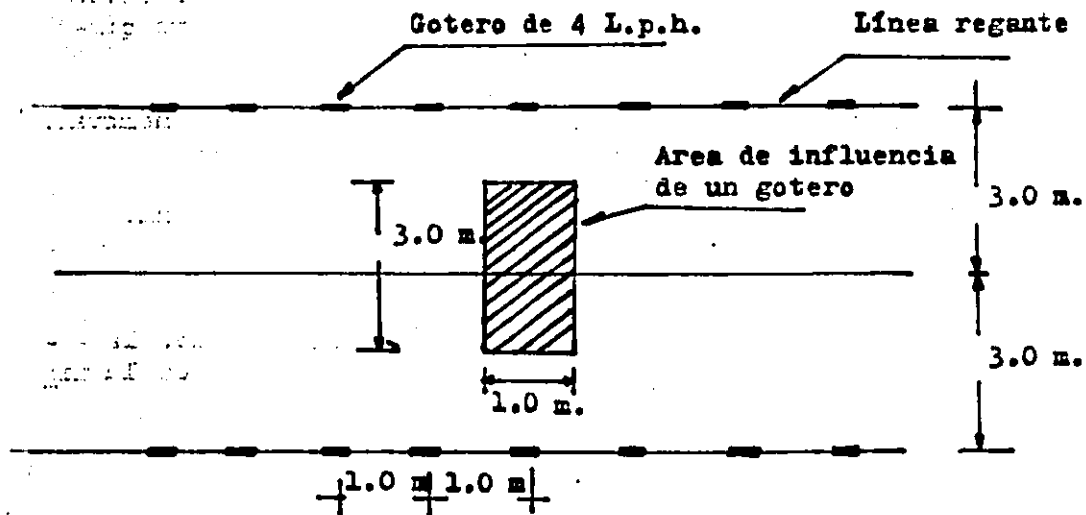
CALCULO DE LA SUPERFICIE DE RIEGO Y DEL TIEMPO DE OPERACION DEL SISTEMA.

Debido a que se va a regar diariamente, el valor mensual - - máximo de la lámina de riego que resultó ser mayo con 185.4 mm. se divide entre los días de este mes:

$$\frac{185.4}{31} = 5.98 \text{ mm/día.}$$

Por otro lado, el espaciamiento de la vid es de 3.0 m. entre hileras por 1.50 m. entre plantas y se instalará una línea regante con goteros de 4 litros por hora a cada metro. Por lo tanto el área de influencia de cada gotero es 3.0 m. entre líneas regantes por 1.0 m. entre goteros = 3.0 m^2 .

Localización de goteros.



El volumen de agua diario en el mes de máxima demanda que debe proporcionar cada gotero = $A \times U.C.$

$$A = 3.0 \text{ m}^2 ; U.C. = 5.98 \text{ mm/día} = 0.00598 \text{ m/día.}$$

$$VD = 3.0 \times 0.00598 = 0.01794 \text{ m}^3/\text{día} = 17.94 \text{ Lts/día/gotero.}$$

Como se van a emplear goteros de 4 L.p.h., el tiempo de riego por día es:

$$\text{T.R.D.} = \frac{17,94 \text{ Lts./día/gotero}}{4 \text{ Lts./hora/gotero}} = 4.485 \text{ hr./día}$$

Dado que en la fuente de abastecimiento se tiene un gasto constante durante las 24 horas del día, se puede regar -- por blocks; teniendo un total de:

$$\frac{24 \text{ hrs./día}}{4.485 \text{ hrs./día/block}} = 5.35 \text{ se toma 5 blocks.}$$

Para encontrar la superficie neta de riego, se convierte el gasto disponible de 20 L.p.s, a litros por hora = 20 L.p.s. x 3600 S/hr = 72000 L.p.h., por lo que el número de goteros de 4 L.p.h. que puede abastecer es de:

$$\text{No. de goteros} = \frac{Q \text{ t}}{q \text{ gotero}} = \frac{72 \text{ 000}}{4 \text{ L.p.h.}} = 18 \text{ 000 goteros.}$$

Como cada gotero tiene un área de influencia de 3.0 m^2 , resultando un área por cada 4.485 hr./día de riego de 18,000 goteros por $3.0 \text{ m}^2/\text{gotero} = 54,000 \text{ m}^2$. Como se van a regar 5 blocks, la superficie neta de riego es de $54,000 \text{ m}^2 \times 5 = 270,000 \text{ m}^2 = 27.0 \text{ Ha.}$

Como complemento se calculará el calendario de riego en función de horas/día de cada mes, a partir de la columna (7) de la tabla anterior. Cabe hacer notar que este calendario es aproximado y está sujeto a las condiciones climatológicas del lugar, además que en invierno la vid seca las hojas y no se debe regar con la misma frecuencia, ya que tendría brotes verdes que se quemarían con las heladas. En ciertos casos también conviene castigar en la época de fructificación a la planta, para obtener una uva más dulce, por lo tanto; las indicaciones de la operación del riego, poda, fertilización y demás labores agrícolas,

empezando por escoger la variedad y calidad de la parra, debe ser mediante un buen especialista en este ramo.

MES (1)	L (mm) (7)	LAMINA DE RIEGO DIARIA (8)	T R 3o.AÑO (9)	T R 1o.AÑO (10)	T R 2o.AÑO (11)
E	90.6	2.92	2.19	0.66	1.31
F	109.4	3.91	2.93	0.88	1.76
M	157.3	5.07	3.80	1.14	2.28
A	175.3	5.84	4.38	1.31	2.63
M	185.4	5.98	4.49	1.35	2.69
J	89.4	2.98	2.24	0.67	1.34
J	42.7	1.38	1.04	0.31	0.62
A	53.1	1.71	1.28	0.38	0.77
S	68.2	2.27	1.70	0.51	1.02
O	104.3	3.36	2.52	0.76	1.51
N	92.6	3.09	2.36	0.70	1.39
D	81.6	2.63	1.97	0.59	1.18

Para la columna (8) es necesario dividir (7) por el número de días que corresponde a cada mes.

La columna (9) marca el tiempo de riego por block que requiere la vid cuando la plantación tenga 3 años o más de edad, para el cálculo y por las unidades que se están manejando se multiplica los 3.0 m^2 x cada uno de los factores de la columna (8) y se divide por 4 que es el gasto del gotero.

Se sabe también que $K_2 = 1$ cuando la planta está a pleno desarrollo, $K_2 = 0.3$ cuando tiene un año de edad y $K_2 = 0.6$ cuando la planta tiene 2 años de edad, por lo que para la columna (10) se multiplica la columna (9) por 0.3 y para la columna (11) se multiplica la misma (9) por 0.6, Si se deseara saber el tiempo de riego total al día, se multiplicaría el tiempo de riego de la edad de la plantación que se quiere por 5 que es el número de blocks obtenidos.

CALCULO DE LA LINEA REGANTE.

En esta tubería van instalados los goteros, normalmente se tienen fijos los diámetros por ser los que se encuentran en el mercado. Para lograr economía en el proyecto y uniformidad en la aplicación del agua, se fijan los siguientes puntos. ref.13.

- 1.- Instalar las líneas regantes a ambos lados de la línea secundaria.
- 2.- En terreno accidentado las líneas regantes van paralelas a las curvas de nivel. Por características propias de la vid, se siembra en terrenos planos y se debe cuidar que las hileras del cultivo queden orientadas de norte a sur, para que no se proyecten sombras unas con otras, tengan mayor luminosidad y den fruto de mejor calidad.
- 3.- Debido a que la línea regante representa alrededor del 25 % del costo total del material de la zona de riego, si el fabricante puede proporcionar diferentes diámetros de tubería, para el gasto del gotero que se necesita emplear, es más económico utilizar el diámetro menor.
- 4.- Que la línea regante sea lo más larga posible, con el objeto de instalar la menor cantidad de tubería principal.
- 5.- Que la suma de la pérdida por fricción en la línea secundaria, más la pérdida por fricción en la línea regante, más o menos la diferencia de nivel topográfico entre la conexión con la secundaria y el final de la línea regante, no sea mayor del 20 % de la carga de operación del gotero.

En diámetros pequeños como es el caso de la línea regante, un milímetro más o menos influye en las pérdidas por fricción, por lo que dependiendo de la Compañía a la que se va a adquirir el equipo, debe conocerse el diámetro interior de la tubería, aunque las Compañías

manejan diámetros nominales, realmente cada una de ellas surten el diámetro interior de la tubería diferente. Como ejemplo se tiene a plásticos Rex, que indica los diámetros para tubería regante de 12 mm y 16 mm y los efectivos interiores son de 10 mm y 14 mm respectivamente.

Después de varias alternativas se encontró para este proyecto en particular que una longitud de 46 m. para la línea regante es correcto ajustándola también a las dimensiones del lote.

DATOS:

L = 46 m., como los goteros están colocados a cada metro, - se tienen 46 goteros /línea.

q /gotero = 4 L.p.h.

Q línea = 46 goteros x 4 L.p.h /gotero = 184 L.p.h.

Diámetro interior = 10 mm = 0.01 m.

No. de salidas = 46

Coefficiente de salidas multiples = 0.344

temperatura media = 19. 57 °C

Viscosidad cinemática del agua de riego para esa temperatura = 1.007

Número de Reynolds.

$$R = \frac{Q}{2.827 D^3} = \frac{184}{2.827 \times 0.01 \times 1.007} = 6463$$

Con R = 6463 se entra en la gráfica V.2 y se encuentra que el factor de razonamiento f = 0.0345 para tubos lisos.

Aplicando la fórmula de Darcy - Weisbach

$$hf = f \frac{L Q^2}{1.569 (D^5) \times 10^{14}} = 0.0345 \frac{46 (184)^2}{1.569 (0.01)^5 \times 10^{14}}$$

$$hf = 3.43 \text{ m.}$$

Esta pérdida de carga es; si todo el gasto se condujera - por los 46 m. de longitud de tubería, pero como se tiene - 46 goteros y cada gotero es una salida, se tiene una tubería de salidas múltiples cuyo coeficiente es; C.S.M. para 46 salidas = 0.344.

$$h_{ft} = 3.43 \text{ m.} \times 0.344 = 1.18 \text{ m.}$$

CALCULO DE LA LINEA SECUNDARIA.

Consideraciones para mayor economía y uniformidad de aplicación.

- 1.- En terreno plano la línea secundaria tendrá la misma cantidad de líneas regantes a ambos lados del regulador de presión.
- 2.- En terreno accidentado la línea secundaria tendrá -- menos líneas regantes hacia donde, por topografía, -- sube el agua y más líneas regantes hacia donde baja, -- en tal forma que sea igual a la pérdida por fricción, más la topografía por un lado y la pérdida por fricción, menos la topografía por el otro.
- 3.- En terreno accidentado lo ideal, es que la línea -- secundaria esté conectada a la principal en un punto alto y sólo baje en tal forma que las pérdidas por -- fricción que se tienen sean igual al desnivel que se gana por topografía, en esta forma no se requiere carga para la secundaria, solo hay que evitar que no se tenga mayor desnivel que pérdida por fricción, ya que cuando esto ocurre, saldrá más agua en las líneas -- regantes más bajas que en las líneas regantes más -- arriba.
- 4.- Utilizar el diámetro más pequeño que permita el paso del gasto de diseño.

En cada línea secundaria se instalará un regulador de presión, este instrumento solo permite el paso de 15 m. de carga, aunque la tubería principal tenga más carga manométrica en determinado punto, el regulador-

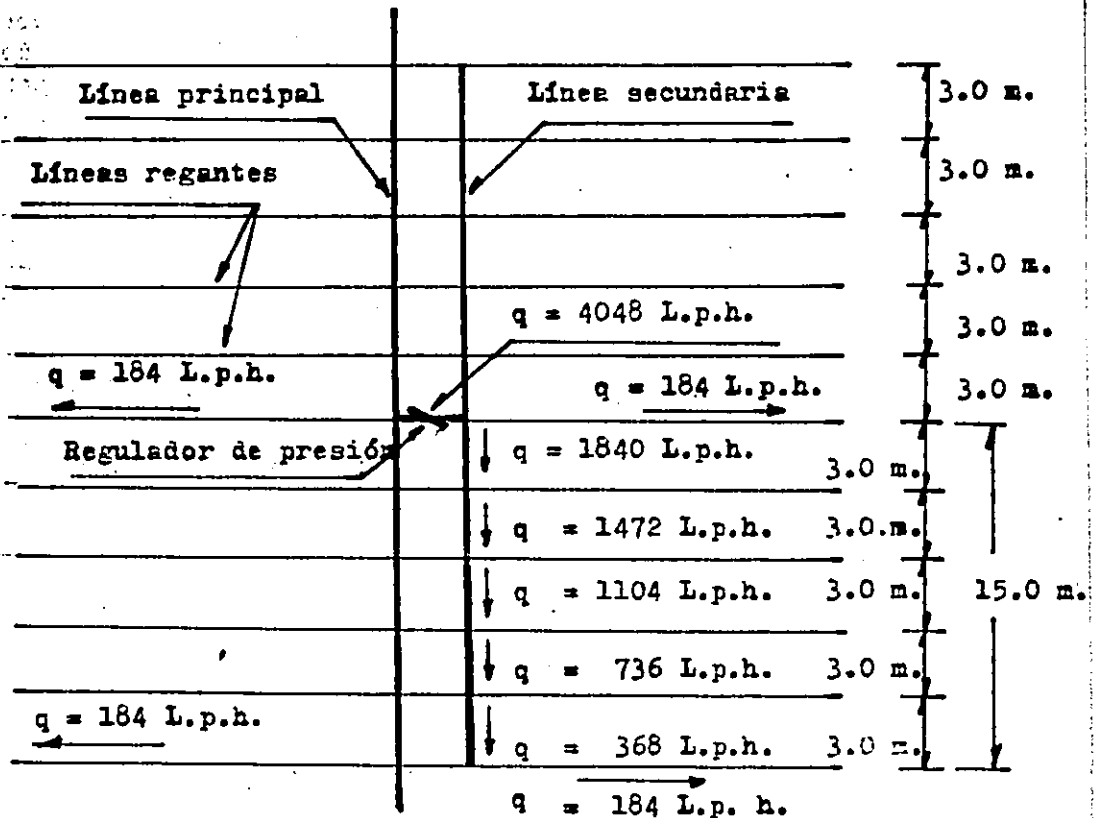
de presión que se utilizará opera eficientemente en un -- rango de gasto de 4 a 20 galones por minuto, por lo que -- el número máximo de regantes dobles (se instala una línea regante a cada lado de la secundaria) que permite este -- regulador, es de:

$$20 \text{ G.P.M.} = 20 \times 60 \times 3.785 = 4542 \text{ L.p.h.}$$

$$\text{No. de líneas regantes /sec.} = \frac{4542}{184 \text{ L.p.h./regante} \times 2} = 12.34$$

(por ser doble)

Para este caso se instalarán 11 líneas dobles.



La línea secundaria se calcula solo de un lado, ya que en este caso la conexión con la principal, está centrada por ser terreno plano y únicamente se calcula con el gasto de 5 líneas dobles = $5 \times 2 \times 184$ L.p.h. = 1840 L.p.h.

$$R = \frac{1840}{2.827 \times 0.025 \times 1.007} = 25854$$

Con el valor anterior se entra en la gráfica V.2 y se obtiene:

$$f = 0.024.$$

El coeficiente de salidas múltiples para 5 salidas, es de 0.440.

Mediante la fórmula de Darcy-Weisbach

$$hft = f \frac{L Q^2}{1.569 D^5 \times 10^{14}} \times C.S.M.$$

$$hft = 0.024 \frac{15 (1840)^2}{1.569 (0.025)^5 \times 10^{14}} \times 0.440 = 0.35 \text{ m.}$$

La carga de operación de este gotero, es de 11.50 m., por lo que la máxima carga que se puede perder en regante, - = secundaria y topografía, es de:

$$11.50 \times 0.20 = 2.30 \text{ m.}$$

Pérdida de carga por fricción en línea regante:	1.18 m.
Pérdida de carga por fricción en línea secundaria:	0.35 m.
Carga requerida por topografía	0.00 m.
	<hr/>
	1.53 m.

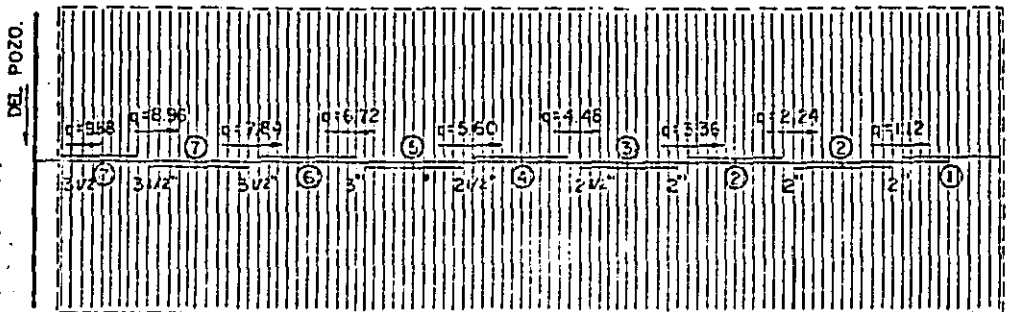
El resultado es satisfactorio

$$1.53 < 2.30 \text{ (20 \% de la carga de operación del gotero).}$$

CALCULO DE LA LINEA PRINCIPAL.

Debido a que toda esta tubería será de P.V.C. se utiliza el nomograma 1, de Hazen y William. En esta tubería y en la conducción, si existiera, se deben hacer análisis para encontrar la más económica, tanto en la adquisición e instalación, como en la operación del equipo de bombeo. De los proyectos que se han realizado, se ha encontrado que cuando la fuente de abastecimiento se encuentra cercana a la zona de riego o dentro de ella, una pérdida de carga por fricción total, en la línea principal alrededor de 10 m., para superficie hasta de 50 Ha., es económico, lo cual se puede lograr si las velocidades dentro de la tubería son menores de 1.50 m/s., reduciéndose el riesgo del golpe de ariete, también deben ser mayores de 0.30 m/s., para que no se azolve la tubería.

El cálculo de la línea principal en este caso se hace tomando en cuenta el recorrido más largo del agua como se muestra a continuación.



GASTO (q) en litros por segundo

El gasto en el tramo 1-2, se determinó considerando que el regulador permite el paso de 4048 L.p.h. = 1.12 Lts./seg., y como por tramo se tiene el mismo gasto, se sumará este -- hasta el tramo 7-7, ya que en el tramo siguiente (7-12), por condiciones de superficie, se propusieron 9 regaderas con lo cual se obtiene:

$$\frac{184 \text{ L.p.h.} \times 9 \times 2}{3600} = 0.92 \text{ Lts./seg.}$$

Como en el tramo 7-7, se tienen 8.96 Lts./seg.

$$8.96 + 0.92 = 9.88 \text{ Lts./seg para el tramo 7-12}$$

Para el tramo 12-11 se tendrá el mismo gasto.

En el tramo 11-10 el gasto es de $9.88 \times 2 = 19.76$ Lts./seg. ya que se estarán regando 2 líneas del block 3.

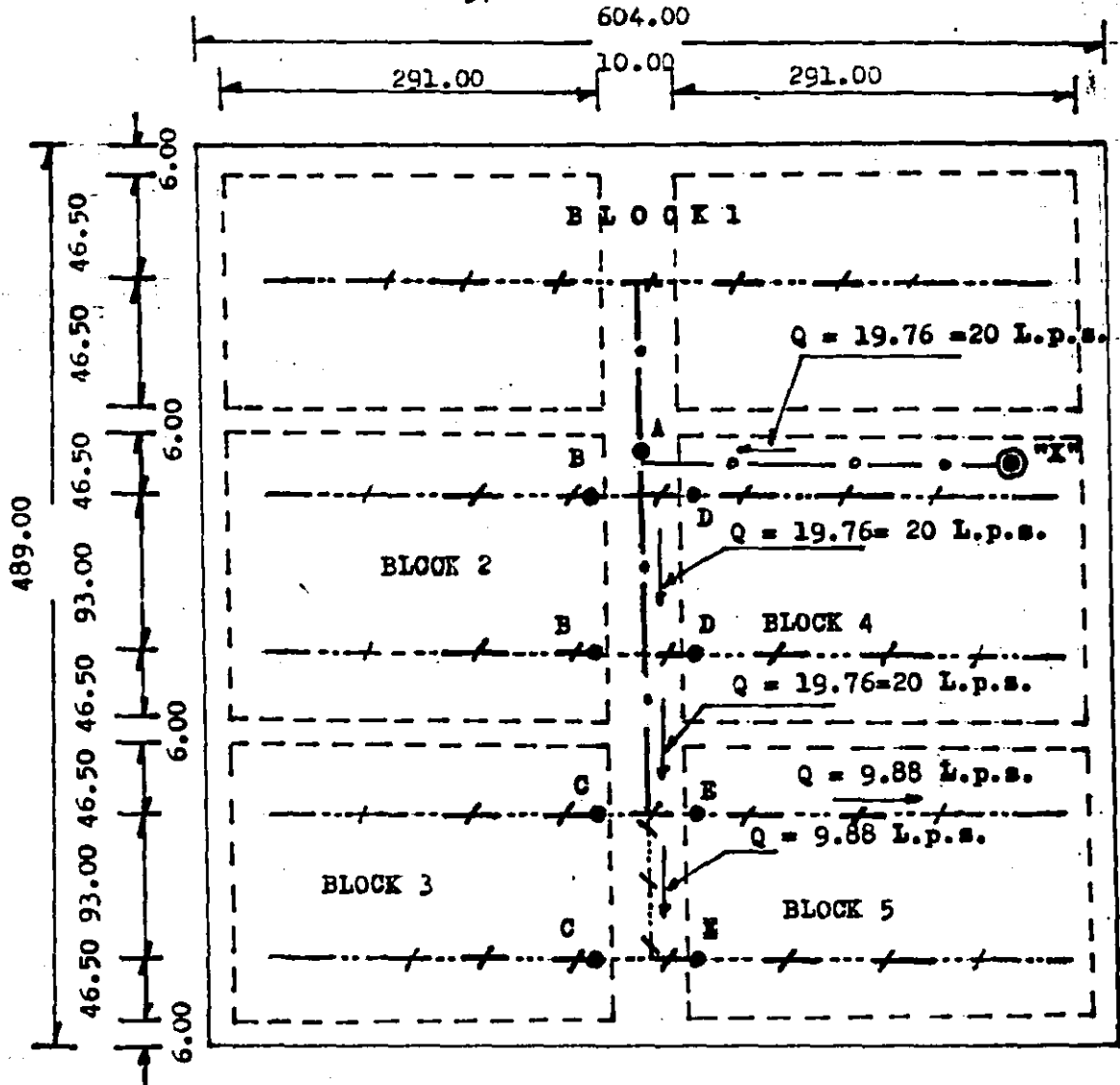
En la tabla anexa, se muestra el cálculo hidráulico de la tubería principal y en los croquis se puede ver el diseño del sistema.

**CALCULO HIDRAULICO.
TUBERIA PRINCIPAL**



TRAMO	LONGITUD	GASTO L.P.S.	DIAM. ulg.	V	Hfr m.	Hfra m.	OBSERVA- CIONES.
1 - 2	33	1.12	2	0.55	0.13	0.13	
2 - 2	33	2.24	2	1.00	0.50	0.63	
2 - 3	33	3.36	2	1.50	0.95	1.58	
3 - 4	33	4.48	2 1/2	1.25	0.65	2.23	
4 - 5	33	5.60	2 1/2	1.50	0.95	3.18	
5 - 6	33	6.72	3	1.30	0.55	3.73	
6 - 7	33	7.84	3 1/2	1.15	0.35	4.08	
7 - 7	30	8.96	3 1/2	1.30	0.45	4.53	
7 - 12	18.5	9.88	3 1/2	1.40	0.40	4.93	
12 - 11	93	9.88	3 1/2	1.40	2.00	6.93	
11 - 10	99	19.76	5	1.40	1.40	8.33	
10 - 10	93	19.76	5	1.40	1.30	9.63	
10 - 9	15	19.76	5	1.40	0.20	9.83	
9 - X	24.9	19.76	5	1.40	3.40	13.23	
Desnv-Top					0.00	13.23	

RESUMEN

Topografía (se considera terreno plano) 0.00 m.
 Período de carga en la línea principal 13.23 m.
 Pérdida de carga en la línea secund. 0.35 m.
 Pérdida de carga en la línea regante 1.18 m.
 Cargo de operación del gotero 11.50 m.
 Pérdida por filtros: hidrociclón 5.00 m.
 filtro de mallas 5.00 m.
 Pérdida por regulador de presión 6.00 m.
 Pérdidas localizadas 4.00 m.
 Carga a la descarga del equipo de bombeo. 46.26 m.

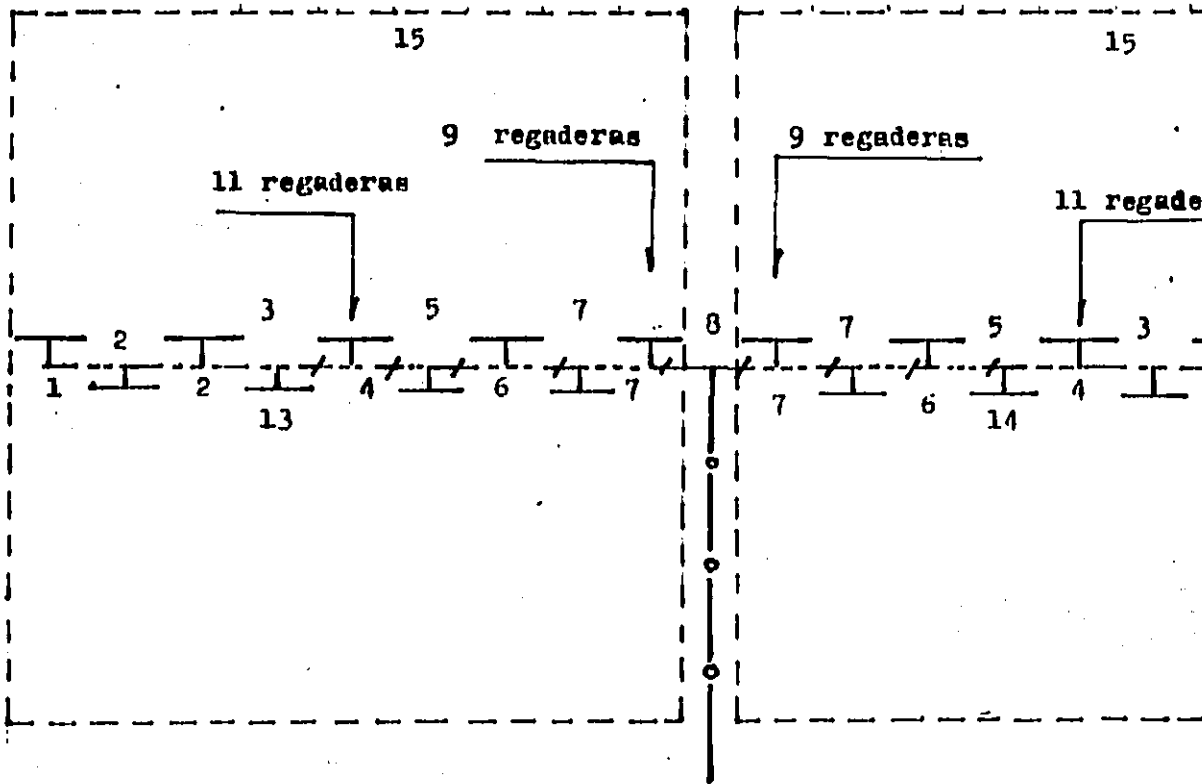


SIGNOS CONVENCIONALES

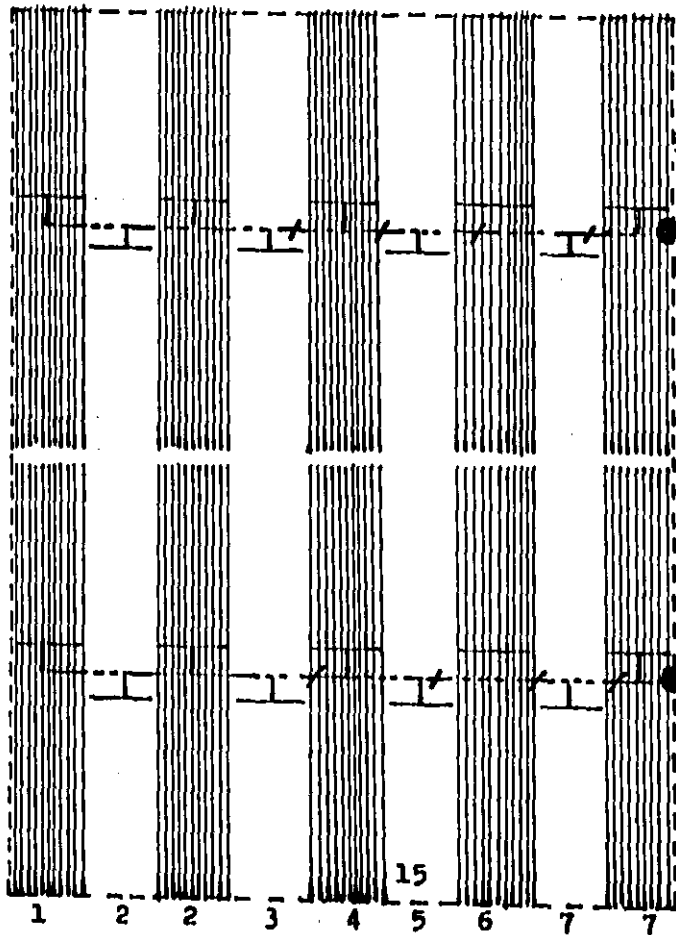
- Tubería de 125 mm (5") ϕ — o — o —
- Tubería de 90 mm (3 1/2") ϕ + - - + - - +
- Tubería de 75 mm (3") ϕ - - - - -
- Tubería de 60 mm (2 1/2") ϕ + - - + - - +
- Tubería de 50 mm (2") ϕ - - - - -
- Tubería de 25 mm (1") ϕ —————
- Tubería de 12 mm (1/2") ϕ —————
- POZO 
- Válvula de Seccionamiento 

RIEGO	OPERACION	
	ABRIR VALVULA	CERRAR VALVULAS
BLOCK 1	A	BCDE
BLOCK 2	B	ACDE
BLOCK 3	C	ABDE
BLOCK 4	D	ABCE
BLOCK 5	E	ABCD

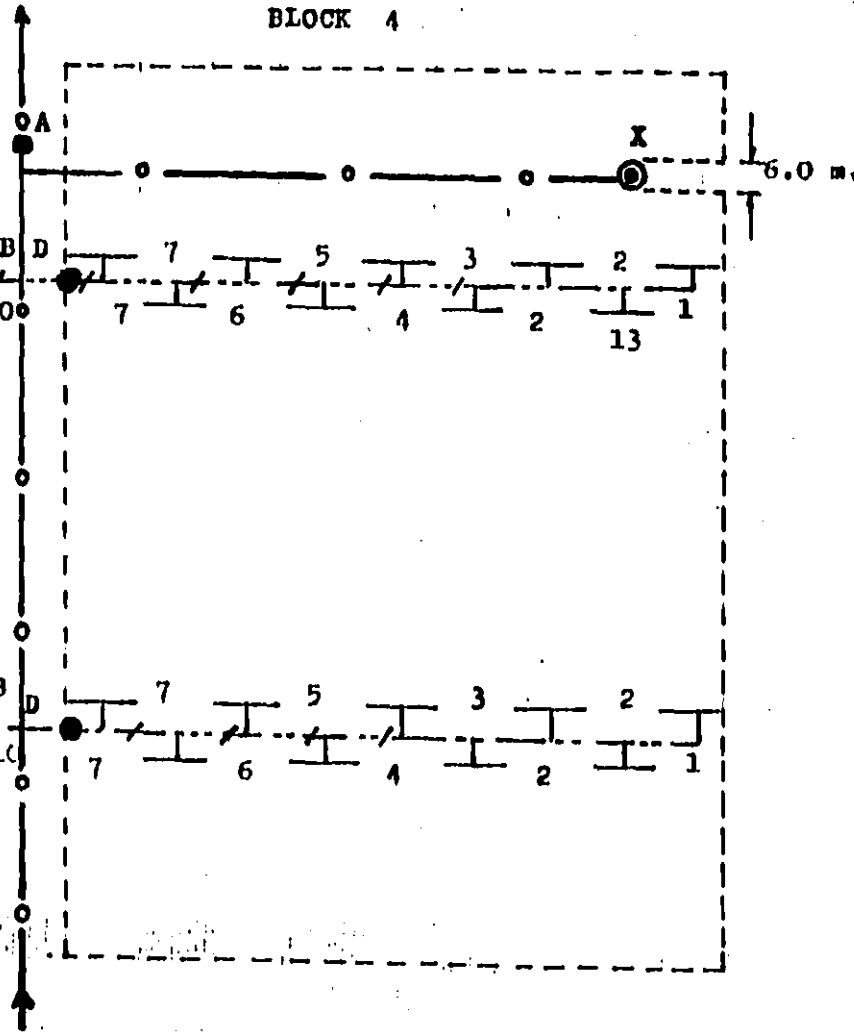
B L O C K 1



BLOCK 2

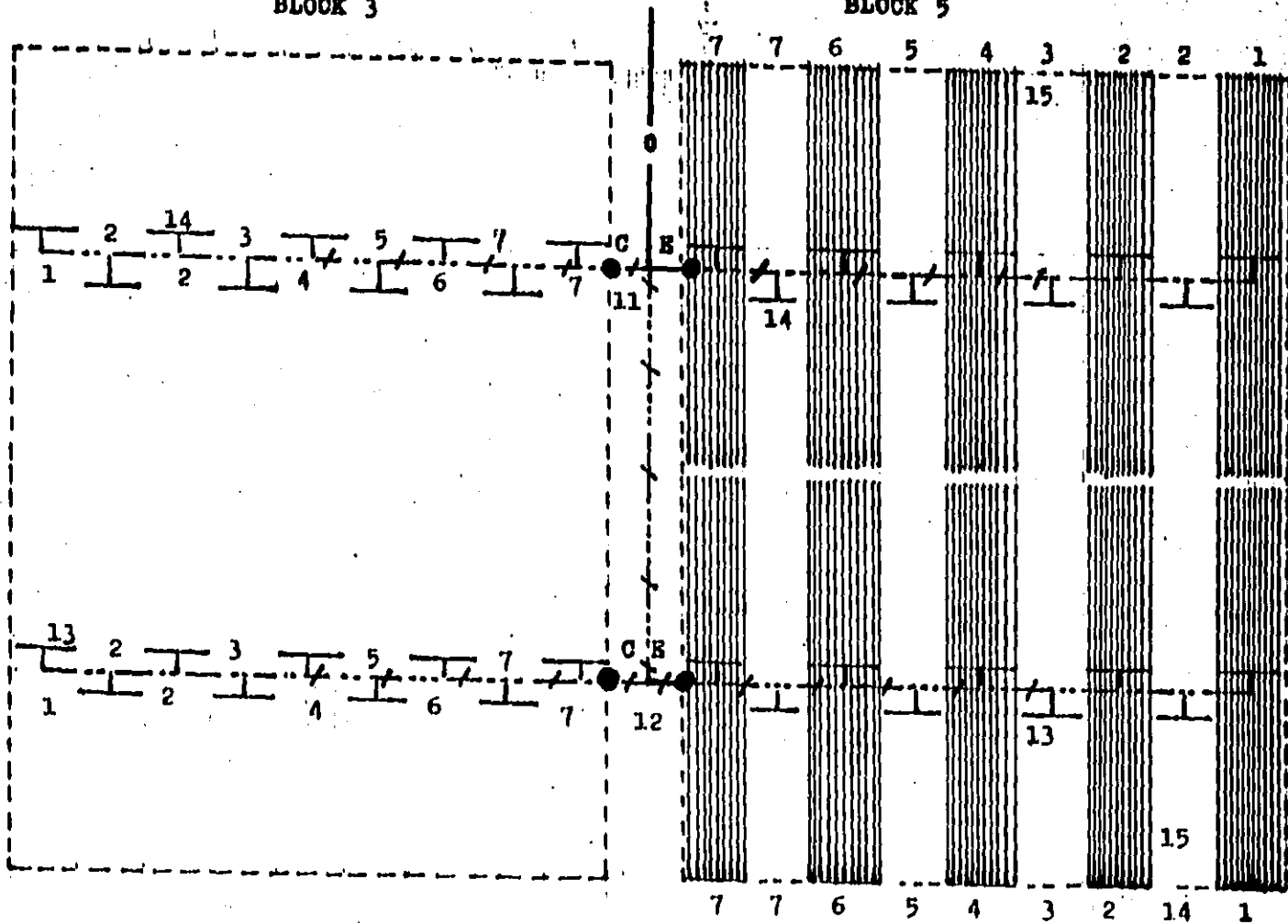


BLOCK 4

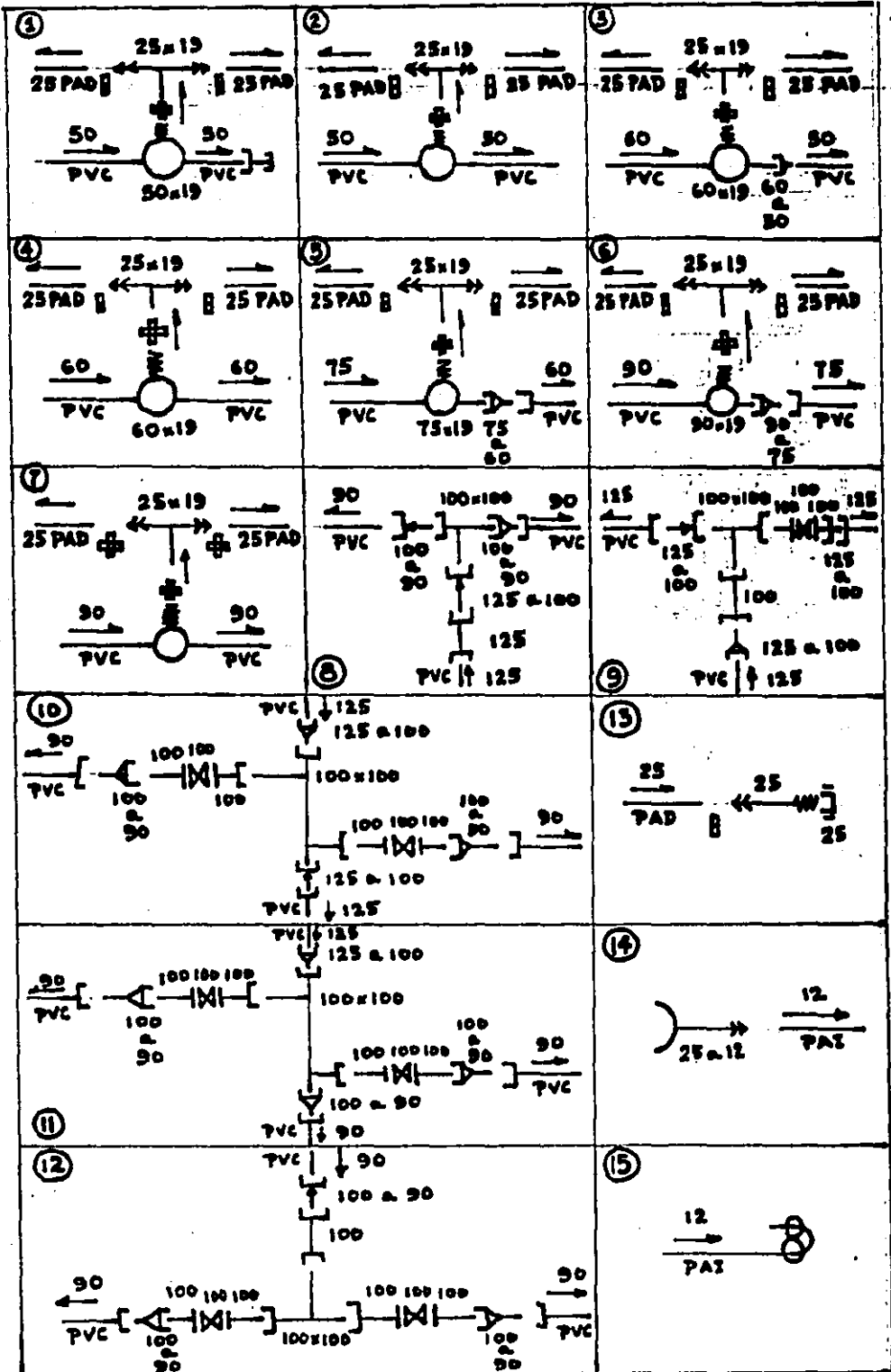


BLOCK 3

BLOCK 5

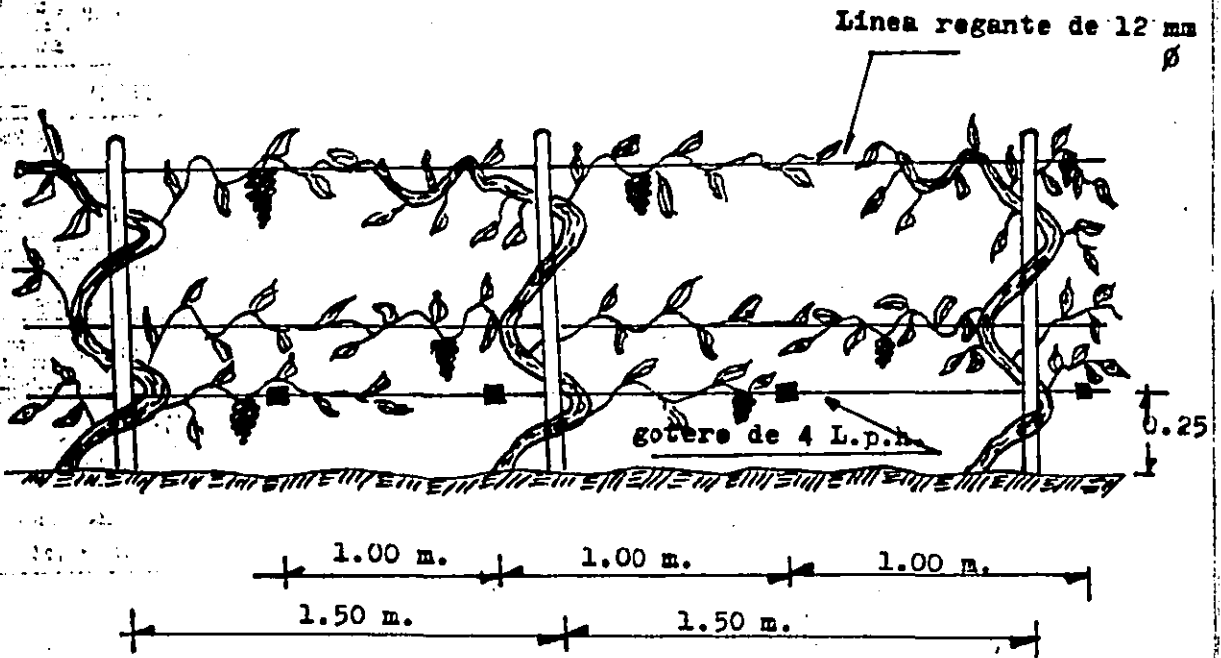


CRUCEROS



Acotaciones en mm.

DETALLE DE LA INSTALACION
DEL GOTERO.



Fuente.ref.13.

PROBLEMAS PROPUESTOS.

- 1) Diseñar un sistema de riego por melgas para un cultivo de alfalfa, donde se tiene una infiltración básica en el terreno de 1.25 cm/hr., una lámina de uso consuntivo en intervalo crítico de 12 cms, eficiencia de riego del 70 %.

El ancho de la cortadora se considera de 3.66 m,

La pendiente máxima del terreno en sentido N → S del 6 %, se requiere dar 3 pasos de implemento por melga y la tabla del terreno tiene 800 m de longitud.

Sol. $L = 400$ m, $W = 10.98$ m, $Q = 11.55$ L.p.s./melga

- 2) Determinar el gasto requerido en un sistema de riego por curvas a nivel para un terreno donde se tiene una infiltración básica de 0.76, la eficiencia es del 75 %, la pendiente de 0.5 %.

Las franjas tendrán una superficie de 4000 m^2 con altura de bordos de 20 cms. y el cultivo será de cereales.

- 3) En un sistema de riego por surcos se desea determinar el número de surcos requerido en una superficie de 17442 m^2 , si la pendiente del terreno es de 0.75 %. La longitud es de 190 m, la infiltración promedio de 0.436 L.p.s./100 m.

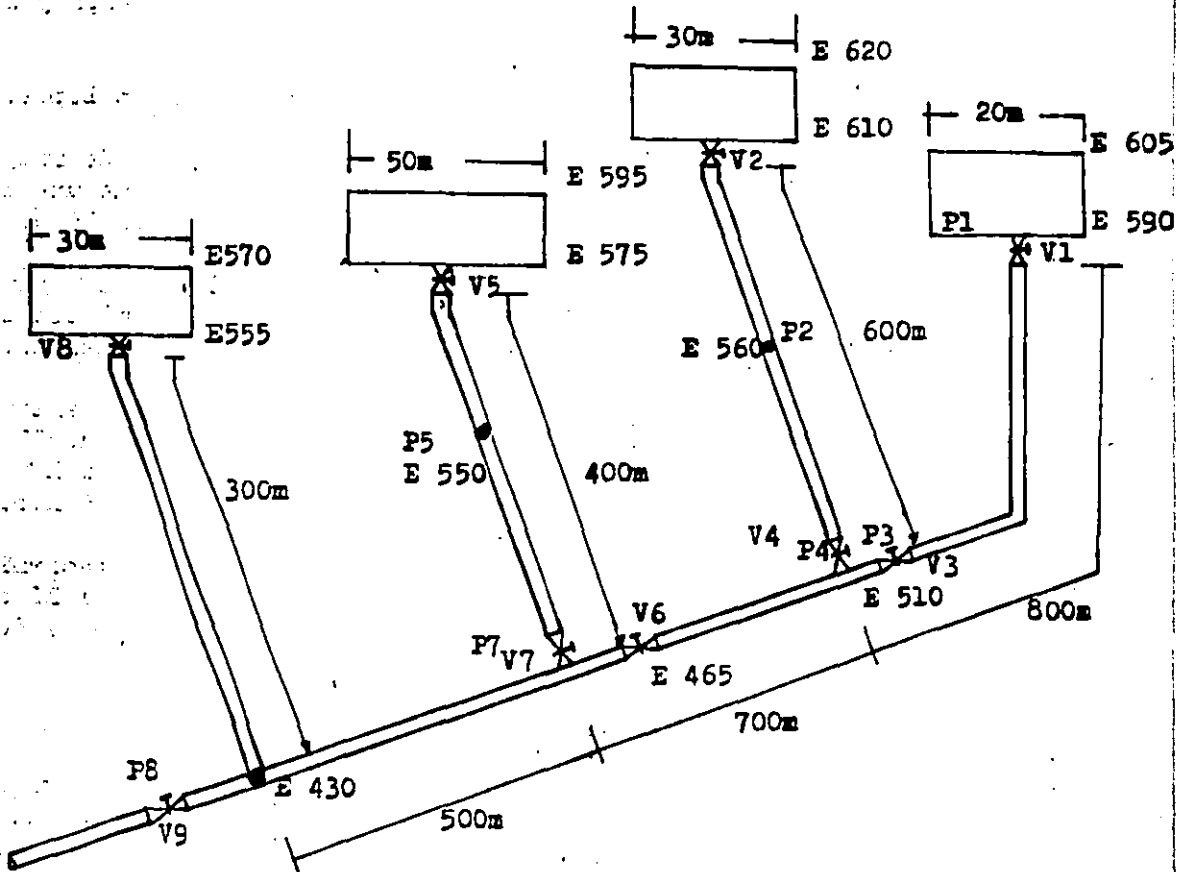
La eficiencia del sistema es del 70 %, el espaciamiento entre surcos de 90 cms., la lámina de riego de 12 cms., y el gasto por toma de 90 L.p.s., con eficiencia de conducción de 95 %.

Sol. 102 surcos.

- 4) Determinar el número de secciones a utilizar para un cultivo de lechuga, en el que se tiene terreno sin pendiente, un uso consuntivo de 4 mm/día, una longitud de línea regante de 45 m ; separación entre líneas regantes de 1.50 m ; se usará tubería de doble pared de 0.30 x 1.52 a presión de 7 m, con goteros de 2 lts/hr/m, y se pretenden regar alrededor de 20 hrs/día.

5) Determinar la presión P8 cuando las válvulas V₆, V₂, V₄, V₅ y V₇ están abiertas y las válvulas V₃ y V₈ están cerradas.

Sol. 190 m.



VI. RED DE DISTRIBUCION.

En este capítulo se presentan los criterios para la planeación y diseño del canal de conducción y de la Red de Distribución de un Sistema de Riego.

VI.1 PLANEACION DEL CANAL DE CONDUCCION Y DE LA RED DE DISTRIBUCION.

Un Sistema de Distribución está compuesto por una serie de canales y las estructuras que requieren para conducir el agua de las fuentes de almacenamiento o derivación a todos los puntos de la zona regable.

Canal de Conducción o principal.

Es el que domina toda el área regable y abastece al sistema de canales laterales. Generalmente se localiza a lo largo de las curvas de nivel tratando de dominar la mayor superficie de tierras.

Canales Laterales.

Son aquellos que dominan las divisiones principales del área regable y abastecen a los sublaterales.

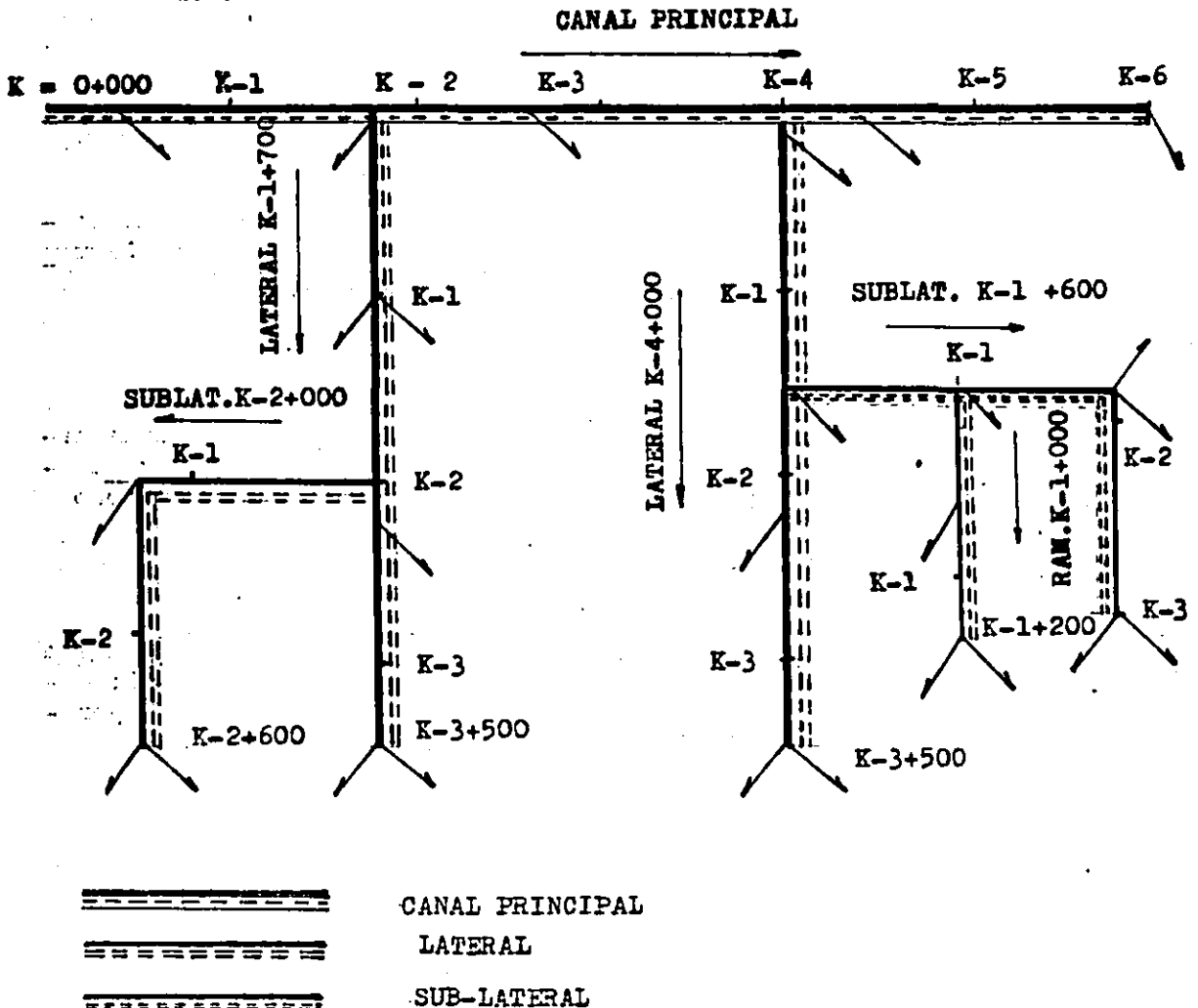
Canales sublaterales.

Se usan cuando es necesario ramificar un lateral en dos o más canales.

Ramales.

Los ramales son abastecidos por los sublaterales y a su vez abastecen a las regaderas, las cuales constituyen las ramificaciones últimas de la red de distribución.

En el Esquema 1 se muestra un sistema de Distribución.



ESQUEMA 1 NOMENCLATURA DE PLANEACION.

La planeación se hará-tomando en cuenta las siguientes --
recomendaciones: (ref.14.)

- 1.- En cada caso, se-deberá fijar la superficie media --
de lote dominada por una toma-granja. Cada lote--
se subdividirá en parcelas y a cada una de las cua--
les, le será proporcionada el agua medida por volu--
men, mediante una estructura aforadora instalada en--
la toma del lote.
- 2.- Cada lote deberá tener acceso a un canal, a un dren--
y a un camino de servicio.
- 3.- La planificación se realizará en las siguientes eta--
pas:
 - a) Se formulará una planeación a una escala 1:50,000, --
indicando la localización del canal principal, siste--
ma de distribución, drenes y caminos, delimitando --
las diferentes unidades de riego y procurando dar --
una solución de acuerdo a la topografía.

Cuando se trata de una rehabilitación, en esta planea--
ción se procurará utilizar los canales y estructuras--
existentes, hasta donde sea económico.

- b) Basándose en el plano anterior se hará una planeación --
a escala 1:20,000 partiendo de la superficie media --
del lote, hacia áreas mayores, indicando la localiza--
ción de las tomas-granja.
 - c) De este modo se procederá a elaborar la planeación --
partiendo de los lotes hacia áreas mayores. En --
esta etapa se elaborará un plano a escala 1:5,000 con --
el afine de la localización de los canales y drenes,--
respetando hasta donde sea posible los linderos de --
las propiedades.
 - d) Con base en la planeación elaborada, una vez aprobada --
ésta, se hará el trazo en el campo, de canales distri--
buidores y drenes para su ajuste, de acuerdo con la --
topografía y además se localizarán las estructuras --
correspondientes.

e) Núcleos de población.

Dentro de la planeación se deberán reservar las superficies en que se localizarán los núcleos principales y secundarios de población.

El núcleo principal con centro comercial y estación de embarque, para la salida de la producción.

Los núcleos secundarios deberán situarse de manera que el campesino no tenga que recorrer más de dos kilómetros de la parcela a su casa habitación. Por cada cuatro ó cinco núcleos de población secundarios, se planeará un núcleo comercial secundario.

VI.I.I LOCALIZACION DE LOS SISTEMAS DE CONDUCCION, DISTRIBUCION, DRENAJE Y CAMINOS.

Canal principal.

En la mayoría de los casos el canal principal es el que limita toda el área de riego y abastece el sistema de canales laterales, su localización es por la parte más alta a lo largo de las curvas de nivel tratando de dominar la mayor superficie posible de tierras.

El trazo del canal principal se localiza teniendo como dato la elevación a la salida de la toma, o bién el desnivel entre los terrenos por dominar que con su desarrollo total aproximado determine una pendiente media del canal.

Frecuentemente los terrenos de riego, quedan distantes de la captación por condiciones topográficas y el canal principal tiene en este caso un tramo muerto, que se localiza conduciendo el agua por la ruta que reporte más seguridad para el canal, con desarrollo mínimo y máxima economía. En la zona de riego la localización del canal principal se hace considerando que la superficie libre del agua va dominando los terrenos de riego y se deben ir tomando en cuenta en forma aproximada las pérdidas de carga que se presentan tanto por pendiente como por cruces con el drenaje natural, con depresiones con cerros o con vías de comunicación terrestre. Se deben tomar en cuenta los posibles cambios de sección a lo largo del desarrollo del canal. El trazo del eje se va dibujando en planos esc. 1:20,000, con cadenamientos medidos de compás y lle--

vande un control de las elevaciones como se muestra a continuación.

Control de elevaciones del canal principal.

Estación. Kilómetro	Distancia (m)	S	h (m)	Sup. libre del agua	Notas.
0 + 000				750.00	
1 + 000	1000	0.0003	0.30	749.70	
2 + 000	1000	0.0003	0.30	749.40	
2 + 500	500	0.0003	0.15	749.25	
2 + 500		0.0003	0.40	748.85	Sifón No. 1
4 + 000	1500	0.0003	0.45	748.40	
4 + 000		0.0004		748.40	Cambio de pendiente
6 + 000	2000	0.0004	0.80	747.60	

Para llevar a cabo el trazo del canal en los planes, la SARH, ha adoptado como norma que dicho trazo se dibuje con un color azul y a su vez se marquen los caminos de color rojo a lo largo del canal, por donde estos presten mayor servicio, para después ser afinada esta línea a escala 1:5000 en la que se medirán sus ángulos en los P.I., por medio de deflexiones, así como también se medirán sus coordenadas gráficas para después ser calculadas por el método analítico.

El área que se puede beneficiar, se determina mediante un planimetría, eliminando aquellas que por su condición topográfica, agrológica, urbana, etc., no sean factibles de riego, las cuales se pintan en color café.

Antes de proyectarse el canal principal, se señalan los drenes siguiendo el fondo de los talwegs e arroyos naturales. Estos drenes se señalan con trazos de color verde en forma de flecha, para así poder meter las partes bajas que cruzan el canal e indicar las estructuras de cruce convenientes.

VI.I.I.I DELIMITACION DE LOS SUELOS AGRICOLAS QUE PUEDEN SER BENEFICIADOS CON EL PROYECTO.

Con base en estudio agrológico, se delimitarán los terrenos que pueden ser beneficiados con el proyecto. Se excluirán según la clasificación de la S.A.R.H., los de 4a. clase y opcionalmente los de 3a. que son poco profundos así como los que quedan -

dentro de la zona de riego que no se demarca se incluyan en las zonas urbanas.

VI.I.I.2. LOCALIZACION DE LOS CANALES DEL SISTEMA DE DISTRIBUCION.

La localización de los canales del sistema, está ligada al tipo de subdivisión o lotificación que se decida en los terrenos regables. Los laterales se localizarán de tal forma que domine la mayor área de influencia. Los secundarios se localizarán adaptándolos al tipo de lotificación escogida, pero siempre buscando el mejor funcionamiento, con menor longitud y área máxima dominada.

Es importante decidir sobre el tipo de subdivisión de los terrenos regables, pues ésta afecta directamente los costos de construcción, conservación y operación del sistema.

Para la localización de los canales laterales hay cuatro criterios generales a seguir, que son los siguientes:

- a) Según la topografía del terreno.
- b) Según un sistema rectangular.
- c) Respetando los linderos y obras existentes.
- d) Según un sistema combinado.

- a) Según la topografía del terreno.

Este criterio presenta mayores ventajas en toda clase de terrenos ya que disminuye la longitud de canales y el número de estructuras, se eliminan los cruces con el drenaje, aprovechando para la localización de éste los bajos de "talwegs" o arroyos; se disminuye el área ocupada por canales, drenes y caminos, del terreno. Tiene el inconveniente de que su trazo en el campo puede ser muy costoso.

- b) Según un sistema rectangular.

Este sistema se tiene cuando el trazo de los canales y drenes siguen la cuadrícula del levantamiento topográfico o cualquier otra cuadrícula con la orientación y disposición que presente ventajas; este sistema presenta uniformidad en la lotificación, facilidad para los trabajos de deslinde y ciertas ventajas en la operación del sistema, sin embargo, su aplicación debe

ser limitada a terrenos de pendiente uniforme y no mayor de 2 metros por kilómetro, ya que de otra forma aumenta considerablemente el número de estructuras, longitud de canales y drenes y consecuentemente los costos.

c) Respetando los linderos y obras existentes.

En algunas ocasiones cuando ya existen linderos de propiedad bien definidos en el campo, es necesario seguir la localización de los canales por estos linderos, hasta donde las condiciones topográficas lo permitan, ya que de otra manera, se podrían presentar problemas al invadir propiedades existentes.

d) Según un sistema combinado.

En este sistema, la localización de los canales se va adaptando en algunas ocasiones a la topografía del terreno, en otros lugares de la zona de riego se sigue la cuadrícula y donde hay lotes de propiedad privada se hacen los quiebres necesarios para respetar los linderos, si le permite la topografía. Este sistema es el más conveniente.

VI.I.I.3 LOTIFICACION Y LOCALIZACION DE TOMAS.

Localizado el canal principal en los planos a escala 1:20,000 se hace la planeación de la red de distribución, drenaje y caminos.

Primero se localizan los drenes, procurando seguir el drenaje natural del terreno para disminuir el volumen de las excavaciones, se localizan los canales laterales por los partocguas de los lomerios con sus ramales, quedando limitados a los lados por los drenes, terminando por lo general en la unión de dos drenes, o en algún punto cercano a dicha confluencia.

Trazados los canales y drenes se hace la lotificación cuidando que la forma de los lotes sea lo más regular posible procurando además que sean continuos los límites de los lotes

para tener un sistema de caminos de forma también regular, definidos los límites de cada lote se fija la posición de la toma en el punto más alto del lote para que domine toda el área, se procura que la toma no esté a una distancia -- mayor de un kilómetro del punto más alejado del lote.

VI.I.I.4 CADENAMIENTO Y NOMENCLATURA DE CANALES Y DRENES.

Para poder referenciar un canal o un dren, es necesario fijar una nomenclatura que esté de acuerdo con su situación dentro de la zona. En el caso de canales de riego, el nombre se fija, cuando haya referencias importantes cerca, en el caso general, se le asigna el nombre de kilometraje -- correspondiente a la estación del canal de donde se alimenta, primero se procede a correr cadenamios a los canales del sistema, comenzando por los laterales y terminando con los de menor importancia.

Para fijar la categoría de los distintos canales en -- que se ramifica un lateral, hay que tomar en cuenta el área que domina, su longitud, así como su posición e importancia dentro del proyecto general.

El cadenamiento en los canales, corre a partir del Km. 0 + 000 en el sentido de la corriente del agua.

En el sistema de drenaje también se les puede asignar a los drenes el nombre de alguna referencia, 0 en el caso -- general se les asigna con una letra, comenzando en orden -- alfabético por el dren extremo más cercano a la descarga -- general de la zona. También se puede usar nomenclatura -- por cadenamios semejantes al caso de los canales de riego.

El cadenamiento se corre a partir del punto de descarga hacia aguas arriba.

VI.I.2 TABLA DE AREAS Y CAPACIDADES DEL CANAL PRINCIPAL Y RED DE DISTRIBUCION.

Con los datos de áreas brutas de cada lote, se procede a llenar la tabla de áreas y capacidades, tabla que se -- utiliza para obtener la capacidad de cada canal en sus di-- versos tramos para diseño, consta de 13 columnas, correspon-- diendo las primeras cinco a datos que es necesario vaciar, -- así como los resultados a partir del cálculo de esos datos.

Esta tabla se forma de la siguiente manera:

ST	TOMA	KM	No. DE LOTES	A R E A S		AREAS POR REGAR	CAPACIDAD NECE- SARIA		ADOP TADA	Q	Ah	TOMA No. D"
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)

(1) Indica el tipo de sección adoptado en los diferentes tramos del canal.

(2) Se anotan todas las tomas en el orden de desarrollo del canal, especificando si son tomas simples o con alcantarilla (cuando cruza un camino), las abreviaturas acostumbradas son: (ref.15.)

- L = lateral
- SL = Sublateral
- Ra = Ramal
- SRA = Subramal
- G = Granja
- R = Represa

Si tiene alcantarilla sea cual fuera el tipo de toma, se le anota junto una "A", por ejemplo: L.A = lateral alcantarilla.

(3) Se anota el kilometraje de cada una de las tomas.

(4) Se anota el número de lotes que riega esa toma, ya sea lateral, sublateral, ramal o granja.

(5) Se anotan las áreas brutas dominadas por cada toma.

(6) El área anotada en la columna anterior, se multiplica por un factor de reducción, que toma en cuenta el área ocupada por canales, drenes y caminos, para ello se limita una zona representativa en cuanto a forma y dimensión de los lotes, cantidad de canales, drenes y caminos, se mide longitudes de éstos y se multiplica por un ancho medio, con lo que se obtiene el - -

Área ocupada por los mismos. El área bruta menos el área ocupada por canales, drenes y caminos es el área neta, la relación del área neta al área bruta, es el coeficiente de reducción que se emplea para obtener las áreas netas de la 6a. columna, dicho coeficiente, en términos generales, varía del 90 a 94 %, o sea que se tiene del 6 al 10 % de área ocupada por caminos, drenes y canales.

(7) Con los datos de áreas netas, acumuladas a partir de la última toma hacia aguas arriba, se llena la columna de áreas para regar, apareciendo en el primer renglón el área total que riega el canal.

(8) Para la determinación de las capacidades necesarias en canales, se usa la gráfica de coeficientes unitarios de riego vista en el Capítulo III, o bien, cuando se conoce la lámina bruta anual de riego, se hace uso de la siguiente expresión.

$$Q = \frac{C \times A \times 10^4 \times Lb \times \%}{N \times 86400} \text{ --- (1)}$$

Siendo:

- Q = Gasto necesario en m³/seg.
- C = Coeficiente de variación diaria, cuyo valor fluctua entre 1.2 y 2.9
- A = Area neta por regar, en Ha.
- 10⁴ = Factor para convertir las Has. a m²
- Lb = Lámina bruta anual de riego en m.
- % = Porcentaje del mes de máxima demanda.
- N = Número de días efectivos de riego dentro del mes de máxima demanda.
- 86400 = Cantidad de segundos que tiene un día.

Como se menciona en el Capítulo III, la lámina bruta se obtiene en forma aproximada de la siguiente manera:

$$Lb = \frac{\text{Volumen escurrido durante el año}}{\text{Area total del Distrito}} \text{ o bien,}$$

$$Lb = \frac{\text{Volumen escurrido durante el año.}}{\text{Area total del Distrito.}}$$

Para encontrar el valor del coeficiente de variación diaria -- se hace uso de la siguiente tabla, siendo válida para todos -- los Distritos de riego.

COEFICIENTE DE VARIACION DIARIA.

Areas Netas, en Ha.		Coeficiente "C"
de	a	
1	300	2.90
300	600	2.58
600	1400	2.20
1400	2000	1.95
2000	10000	1.50
10000	20000	1.40
20000	40000	1.30
40000	50000	1.25
más de	50000	1.20

Quando no se conocen las láminas brutas anuales de riego, -- para obtener los gastos se puede usar la siguiente tabla:

COEFICIENTES DE GASTO

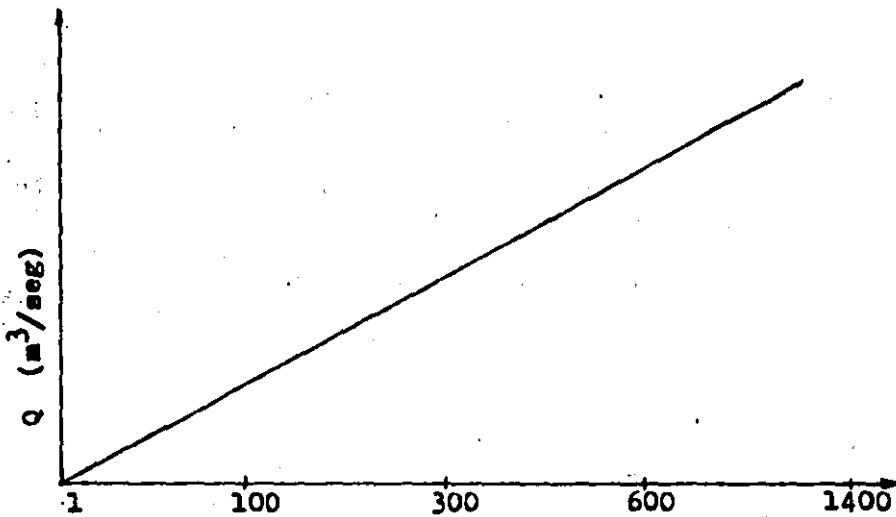
Areas Netas, en Ha.		Canales Revestidos	Canales sin revestir.
de	a		
0	100	3.00	3.60
100	300	1.80	2.25
300	600	1.60	2.00
600	1400	1.37	1.72
1400	2000	1.20	1.41
2000	10000	0.93	1.16
Mayores de	10000	0.80	1.00

Con la fórmula (1), se pueden determinar los coeficientes unitarios de gasto, así por ejemplo, si se tienen los datos correspondientes a la expresión (1), dejando el resultado en función del coeficiente de variación y sustituyendo el valor del mismo según las áreas de riego se obtendrán los valores para construir la -- gráfica de gastos.

$Q = 0.0007265 \times C$; Si $K = 0.0007265$

Has. Netas de	a	K 0.0007265		C	Q
1	100	"	x	3.00	0.00218
101	300	"	x	2.90	0.00211
301	600	"	x	2.58	0.00187
601	1400	"	x	2.20	0.00160
1401	2000	"	x	1.95	0.00142
2001	10000	"	x	1.50	0.00109

En función de los datos anteriores se puede graficar de la manera siguiente:



AREAS EN HAS.

- (9) Se determina la capacidad adoptada, esta capacidad se fija considerando que a lo largo del canal, la capacidad necesaria puede tener variaciones pequeñas que producirán cambios insignificantes en las dimensiones de las secciones del canal, por lo que se fija un mismo gasto para un tramo que

comprenda varias capacidades necesarias que no tengan una gran variación entre si, con lo cual se diseña el canal.

- (10) Se obtiene multiplicando los valores de gastos unitarios, por el área de cada toma, (6), o sea, es el gasto necesario por toma.

Las columnas (11), (12) y (13), son dependientes entre si y se llenan tomando como base el gasto de la columna (10).

En donde:

- Ah = pérdida por la toma.
No. = número de línea de tubos en la toma para el gasto "q" de (10).
D = diámetro del tubo.

Estos tres elementos se obtienen mediante la tabla VI.1, en la que las ordenadas son las pérdidas por toma (Ah) y las abscisas son el diámetro de la tubería "D".

Las intersecciones dan diferentes gastos los cuales deben de coincidir aproximadamente con el gasto de cada toma, - (10), Cuando el gasto de la toma es mayor que el gasto de la tabla con la máxima pérdida fijada, este gasto se divide por dos para encontrar así la pérdida y el diámetro del tubo, si es menor, con una línea de tubo es suficiente. A continuación se muestra un ejemplo de cálculo.

Se tiene el siguiente sistema de distribución, en el cual se requiere determinar la capacidad de los canales para su diseño, con los siguientes datos:

$$L_b = 1.35 \text{ m.}$$

Porcentaje del mes de máxima demanda = 0.128

Los canales serán revestidos de concreto con

$$n = 0.014$$

Coficiente de reducción = 0.94

Solución:

Haciendo uso de la tabla de áreas y capacidades, se determinarán las hectáreas netas para después, mediante la expresión (1), calcular los coeficientes unitarios de gasto y con ello el diseño de los canales.

SISTEMA DE DISTRIBUCION DEL EJEMPLO.

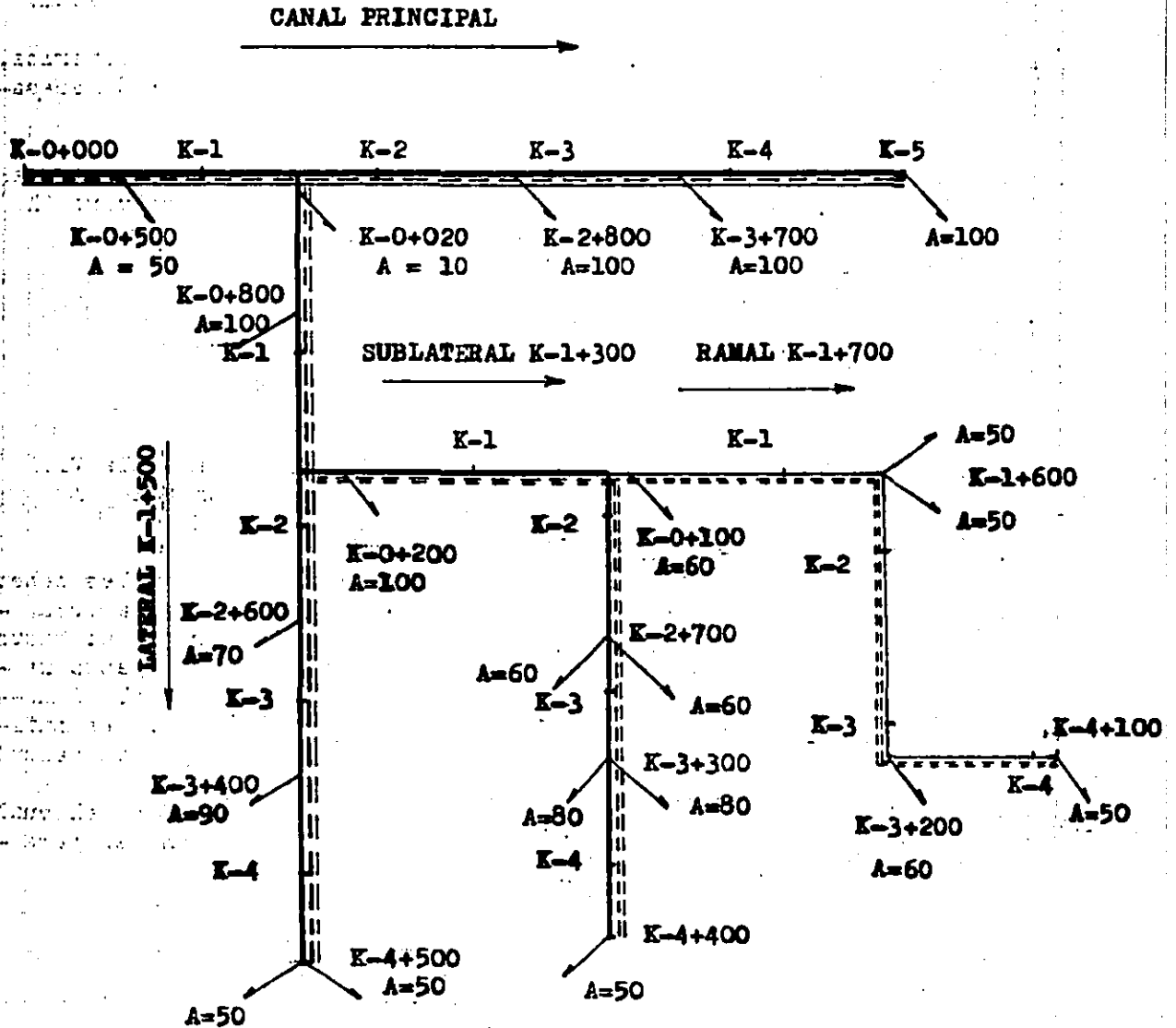


TABLA VI.I CAPACIDAD DE TOMAS

d Ah	18"		24"		30"		36"		42"		48"	
	c/alc.	s/alc.	c/alc.	s/alc.	c/alc.	s/alc.	c/alc.	s/alc.	c/alc.	s/alc.	c/alc.	s/alc.
0.05	0.117	0.127	0.214	0.226	0.339	0.352	0.488	0.507	0.664	0.682	0.867	0.891
0.06	0.128	0.139	0.234	0.247	0.371	0.386	0.534	0.556	0.727	0.747	0.950	0.975
0.07	0.139	0.150	0.253	0.267	0.401	0.417	0.577	0.601	0.786	0.807	1.027	1.054
0.08	0.148	0.160	0.271	0.285	0.429	0.446	0.617	0.642	0.840	0.862	1.097	1.126
0.09	0.157	0.170	0.287	0.303	0.455	0.473	0.655	0.681	0.891	0.915	1.164	1.195
0.10	0.166	0.179	0.303	0.319	0.479	0.498	0.690	0.718	0.939	0.964	1.227	1.259
0.11	0.174	0.188	0.317	0.335	0.503	0.523	0.724	0.753	0.985	1.012	1.287	1.321
0.12	0.181	0.197	0.331	0.349	0.525	0.546	0.756	0.786	1.029	1.056	1.344	1.380
0.13	0.189	0.205	0.345	0.364	0.546	0.568	0.787	0.818	1.071	1.100	1.399	1.436
0.14	0.196	0.212	0.358	0.377	0.567	0.590	0.817	0.849	1.112	1.141	1.452	1.490
0.15	0.203	0.220	0.371	0.391	0.587	0.610	0.845	0.879	1.150	1.181	1.503	1.543
0.16	0.210	0.227	0.383	0.403	0.606	0.630	0.873	0.908	1.188	1.220	1.552	1.593
0.17	0.216	0.234	0.395	0.416	0.625	0.650	0.900	0.936	1.225	1.257	1.600	1.642
0.18	0.222	0.241	0.406	0.428	0.643	0.669	0.926	0.963	1.260	1.294	1.646	1.690
0.19	0.228	0.247	0.417	0.440	0.661	0.687	0.951	0.989	1.295	1.329	1.691	1.736
0.20	0.234	0.254	0.428	0.451	0.678	0.705	0.976	1.015	1.328	1.364	1.735	1.781
0.21	0.240	0.260	0.439	0.462	0.695	0.722	1.000	1.040	1.361	1.398	1.778	1.825
0.22	0.246	0.266	0.449	0.473	0.711	0.739	1.023	1.064	1.393	1.430	1.820	1.868
0.23	0.251	0.272	0.459	0.484	0.727	0.756	1.047	1.088	1.425	1.463	1.861	1.910
0.24	0.257	0.278	0.469	0.494	0.742	0.772	1.069	1.112	1.455	1.494	1.901	1.951
0.25	0.262	0.284	0.478	0.504	0.758	0.788	1.091	1.135	1.485	1.525	1.940	1.992
0.26	0.267	0.289	0.488	0.514	0.773	0.804	1.113	1.157	1.515	1.555	1.978	2.031
0.27	0.272	0.295	0.497	0.524	0.787	0.819	1.134	1.179	1.543	1.585	2.016	2.070
0.28	0.277	0.300	0.506	0.534	0.802	0.834	1.155	1.201	1.572	1.614	2.053	2.108
0.29	0.282	0.306	0.515	0.543	0.816	0.849	1.175	1.222	1.600	1.642	2.089	2.145
0.30	0.287	0.311	0.524	0.552	0.830	0.863	1.195	1.243	1.627	1.670	2.125	2.182
0.31	0.292	0.316	0.533	0.562	0.844	0.878	1.215	1.264	1.654	1.698	2.160	2.218
0.32	0.296	0.321	0.541	0.571	0.857	0.892	1.235	1.284	1.680	1.725	2.195	2.253
0.33	0.301	0.326	0.550	0.579	0.871	0.905	1.254	1.304	1.706	1.752	2.229	2.288
0.34	0.305	0.331	0.558	0.588	0.884	0.919	1.272	1.323	1.732	1.778	2.262	2.323
0.35	0.310	0.336	0.566	0.597	0.897	0.932	1.291	1.343	1.757	1.804	2.295	2.356
0.36	0.314	0.340	0.574	0.606	0.909	0.946	1.309	1.362	1.782	1.830	2.328	2.390
0.37	0.319	0.345	0.582	0.614	0.922	0.959	1.327	1.381	1.807	1.855	2.360	2.423
0.38	0.323	0.350	0.590	0.622	0.934	0.972	1.345	1.399	1.831	1.880	2.391	2.455
0.39	0.327	0.354	0.598	0.630	0.946	0.984	1.363	1.417	1.855	1.904	2.423	2.487
0.40	0.331	0.359	0.605	0.638	0.959	0.997	1.380	1.436	1.879	1.929	2.454	2.519
0.41	0.335	0.363	0.613	0.646	0.970	1.009	1.397	1.453	1.902	1.953	2.484	2.550
0.42	0.339	0.368	0.620	0.654	0.982	1.021	1.414	1.471	1.925	1.976	2.514	2.581
0.43	0.343	0.372	0.627	0.661	0.994	1.033	1.431	1.488	1.948	2.000	2.544	2.612
0.44	0.347	0.376	0.635	0.669	1.005	1.045	1.448	1.505	1.970	2.023	2.573	2.642
0.45	0.351	0.381	0.642	0.677	1.017	1.057	1.464	1.522	1.993	2.046	2.602	2.672
0.46	0.355	0.385	0.649	0.684	1.028	1.069	1.480	1.539	2.014	2.068	2.631	2.701
0.47	0.359	0.389	0.656	0.692	1.039	1.081	1.496	1.556	2.036	2.091	2.660	2.731
0.48	0.363	0.393	0.663	0.699	1.050	1.092	1.512	1.572	2.058	2.113	2.688	2.759
0.49	0.367	0.397	0.670	0.706	1.061	1.103	1.528	1.589	2.079	2.135	2.716	2.788
0.50	0.370	0.401	0.677	0.713	1.072	1.114	1.543	1.605	2.100	2.156	2.743	2.816

TABLA DE AREAS CAPACIDADES DEL EJEMPLO.

ST	TOMA	KM.	No. DE LOTES	AREAS		AREAS POR REGAR	CAPACIDAD		TOMA			
				BRUTAS	NETAS		NECE- SARIA	ADOP- TADA	Q	Ah	No.	D"
CANAL PRINCIPAL												
11	G.A.	0+500	1	50	47	1419.4	1.785	1.966	0.09	0.05	1	18"
11	L.A.	1+500	17	1160	1090.4	1372.4	1.947	1.966	1.55	0.13	2	36"
6	G.A.	2+800	1	100	94	282.0	0.528	0.676	0.18	0.13	1	18"
4	G.A.	3+700	1	100	94	188.0	0.352	0.373	0.18	0.13	1	18"
3	G.A.	5+000	1	100	94	94.0	0.182	0.254	0.18	0.13	1	18"
	SUMA		21	1510	1419.4							
LATERAL KM. 1+500												
6	G.A.	0+020	1	100	94	1090.4	1.547	1.562	0.18	0.13	1	18"
6	G	0+800	1	100	94	996.4	1.414	1.562	0.18	0.13	1	18"
6	S.L.A.	1+300	11	700	658	902.4	1.280	1.562	0.93	0.11	1	42"
3	G.	2+600	1	70	65.8	244.4	0.457	0.585	0.13	0.06	1	18"
2	G	3+400	1	90	84.6	178.6	0.334	0.400	0.16	0.09	1	18"
2	G	4+500	1	50	47	94	0.182	0.400	0.09	0.05	1	18"
2	G	4+500	1	50	47	47	0.091	0.400	0.09	0.05	1	18"
	SUMA		17	1160	1090.4							
SUBLATERAL KM. 1 + 300												
4	G.A.	0+200	1	100	94	658	0.934	0.963	0.18	0.13	1	18"
4	R.A.	1+700	5	270	253.8	564	0.939	0.963	0.47	0.05	1	36"
3	G.A.	2+700	1	60	56.4	310.2	0.516	0.655	0.11	0.05	1	18"
3	G.A.	2+700	1	60	56.4	253.8	0.475	0.655	0.11	0.05	1	18"
2	G.A.	3+300	1	80	75.2	197.4	0.369	0.447	0.14	0.09	1	18"
2	G.A.	3+300	1	80	75.2	122.2	0.228	0.447	0.14	0.09	1	18"
1	G.	4+400	1	50	47	47	0.090	0.152	0.09	0.05	1	18"
	SUMA		11	700	658							

TABLA DE AREAS CAPACIDADES DEL EJEMPLO. RAMAL Km.1 + 700

ST	TOMA	KM.	No. DE LOTES	A R E A S		AREAS POR REGAR	CAPACIDAD		Q	Ah	No.	D"
				BRUTAS	NETAS		NECE- SARIA	ADOP- TADA				
2	G.A.	0+100	1	60	56.4	253.8	0.475	0.566	0.11	0.05	1	18"
2	G.A.R.	1+600	1	50	47	197.4	0.369	0.566	0.09	0.10	1	18"
2	G.A.R.	1+600	1	50	47	150.4	0.281	0.566	0.09	0.10	1	18"
2	G.A.	3+200	1	60	56.4	103.4	0.193	0.566	0.11	0.06	1	18"
1	G.A.	4+100	1	50	47	47	0.090	0.192	0.09	0.05	1	18"
SUMA			5	270	253.8							

Tomando como base 1 Ha., sustituyendo los datos en la expresión (1) y dejando los resultados en función del coeficiente de variación se tiene:

$$Q = \frac{C \times A \times 10^4 \times Lb \times \%}{N \times 86400}$$

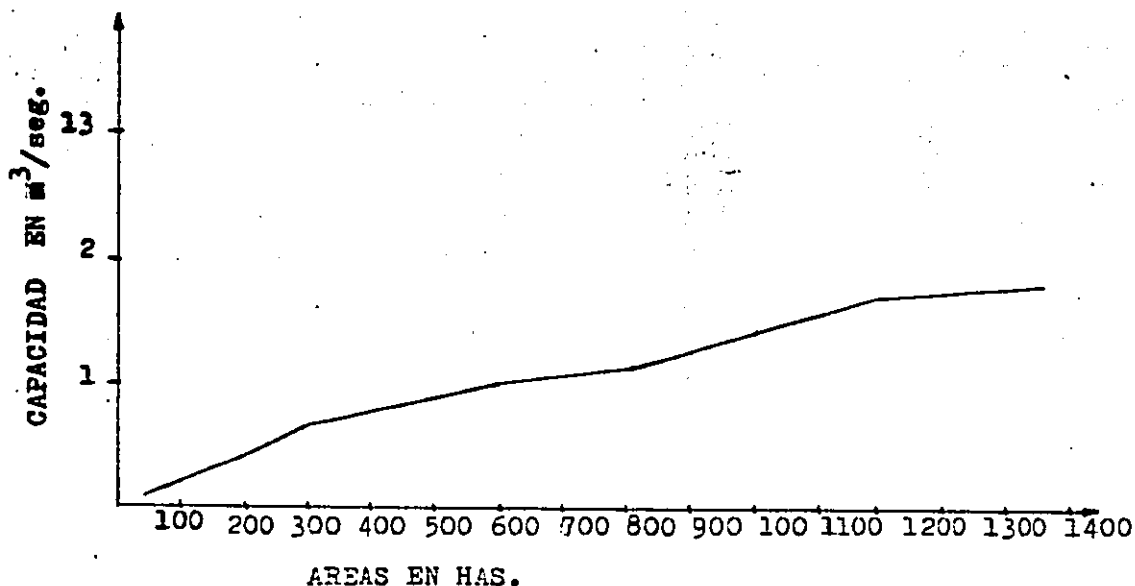
$$Q = \frac{1 \times 10^4 \times 1.35 \times 0.128}{31 \times 86400} \times C$$

$$Q = 0.0006452 \times C \quad (m^3/seg) \quad ; \quad K = 0.0006452$$

Sustituyendo el coeficiente de variación se tiene:

Has. de	Netas. a	C	$Q = \frac{K \times C}{(m^3/s/ha)}$
1	100	3.00	0.001936
101	300	2.90	0.001871
301	600	2.58	0.001665
601	1400	2.20	0.001419
1401	2000	1.95	0.001258

Con los resultados anteriores se hace la siguiente gráfica.



Considerando las siguientes pendientes:

Canal principal ; S = 0.00015
 Lateral Km 1 + 500 ; S = 0.00080
 Sublateral Km 1 + 300 ; S = 0.0010
 Ramal Km 1 + 700 ; S = 0.0016

De la tabla VI.2, para canales revestidos de concreto se obtienen las capacidades adoptadas, en función de la pendiente.

Determinando la capacidad adoptada, se multiplican las áreas netas con los coeficientes unitarios de gasto y se obtiene la capacidad de las tomas.

Haciendo uso de la tabla VI.1, se obtienen los diámetros y número de tubos requeridos para cada toma.

Según los resultados obtenidos en la tabla de áreas capacidades se tendrán los siguientes gastos para diseño de los canales según se muestra en el croquis siguiente:

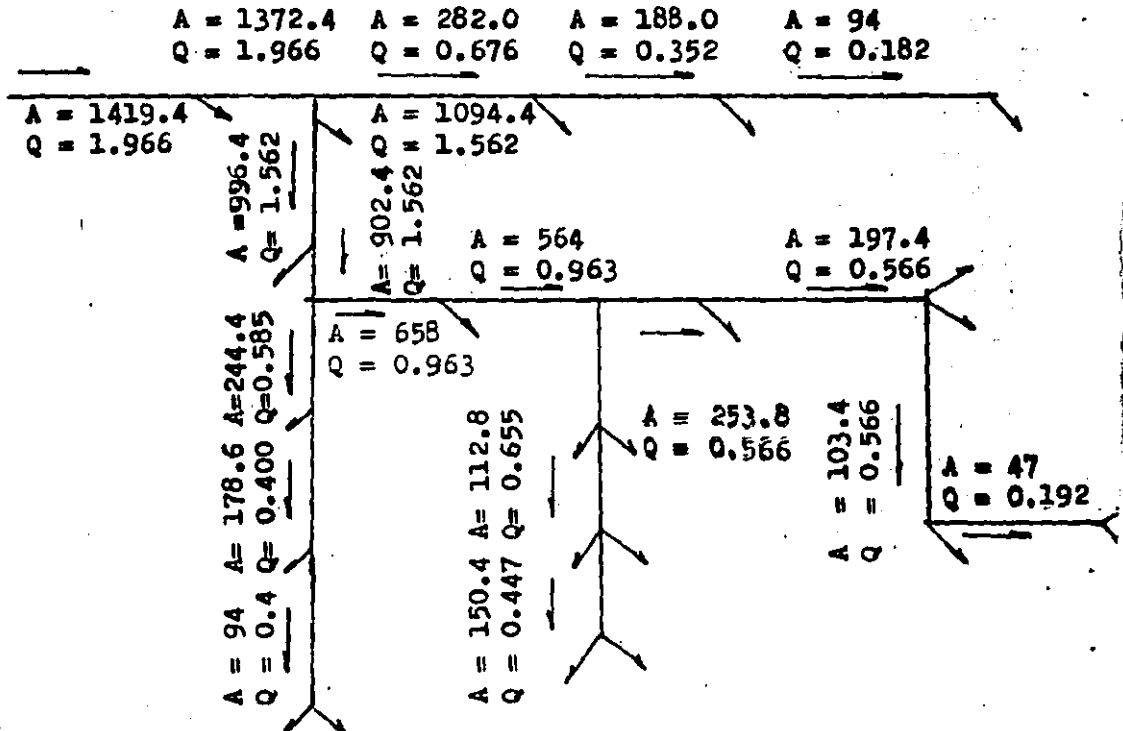


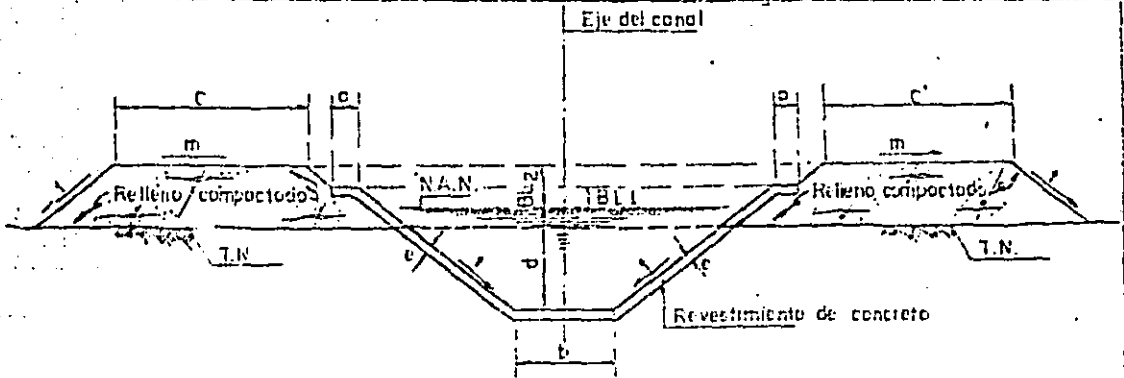
TABLA VI.2 CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO.

DATOS	SECCIONES				TIPO									
	1	2	3	4	5	6	7							
b	0.200	0.450	0.600	0.600	0.750	0.750	0.900							
d	0.300	0.450	0.500	0.600	0.650	0.750	0.800							
A	0.720	0.510	0.670	0.590	1.120	1.410	1.040							
f	0.160	0.240	0.280	0.330	0.360	0.410	0.440							
n	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014							
S	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500							
Z	V	D	V	D	V	D	V	D						
0.00010	0.212	0.044	0.279	0.141	0.307	0.207	0.338	0.305	0.363	0.407	0.253	0.257	0.416	0.699
0.00015	0.261	0.059	0.347	0.173	0.370	0.254	0.414	0.373	0.445	0.499	0.481	0.676	0.509	0.856
0.00020	0.302	0.068	0.395	0.200	0.434	0.292	0.475	0.431	0.514	0.576	0.555	0.781	0.588	0.982
0.00025	0.337	0.076	0.442	0.224	0.495	0.327	0.525	0.452	0.575	0.644	0.621	0.873	0.658	1.105
0.00030	0.374	0.083	0.484	0.245	0.531	0.358	0.585	0.477	0.625	0.706	0.640	0.956	0.720	1.210
0.00035	0.388	0.089	0.525	0.265	0.574	0.387	0.633	0.500	0.680	0.752	0.734	1.033	0.778	1.307
0.00040	0.377	0.086	0.555	0.283	0.613	0.414	0.677	0.509	0.727	0.815	0.755	1.105	0.832	1.397
0.00045	0.392	0.102	0.585	0.300	0.650	0.445	0.716	0.546	0.771	0.864	0.833	1.171	0.882	1.482
0.00050	0.377	0.107	0.625	0.316	0.686	0.465	0.757	0.551	0.812	0.911	0.878	1.235	0.930	1.562
0.00055	0.390	0.113	0.655	0.332	0.715	0.485	0.794	0.714	0.852	0.955	0.921	1.295	0.975	1.635
0.00060	0.372	0.118	0.684	0.346	0.751	0.507	0.825	0.746	0.890	0.998	0.952	1.352	1.010	1.711
0.00065	0.344	0.122	0.717	0.361	0.782	0.528	0.852	0.775	0.925	1.028	1.001	1.408	1.050	1.781
0.00070	0.364	0.127	0.751	0.374	0.811	0.548	0.881	0.805	0.951	1.078	1.039	1.461	1.100	1.845
0.00075	0.364	0.131	0.781	0.387	0.840	0.567	0.917	0.834	0.985	1.116	1.075	1.512	1.129	1.915
0.00080	0.603	0.134	0.791	0.400	0.867	0.585	0.957	0.851	1.028	1.152	1.110	1.562	1.175	1.976
0.00085	0.622	0.140	0.811	0.412	0.894	0.603	0.987	0.885	1.055	1.188	1.145	1.610	1.213	2.037
0.00090	0.640	0.144	0.831	0.424	0.920	0.621	1.015	0.914	1.090	1.222	1.178	1.656	1.248	2.098
0.00095	0.657	0.148	0.851	0.436	0.945	0.638	1.043	0.939	1.120	1.256	1.210	1.702	1.282	2.154
0.00100	0.674	0.152	0.873	0.447	0.970	0.655	1.070	0.955	1.148	1.288	1.241	1.746	1.315	2.205
0.00110	0.707	0.158	0.927	0.465	1.017	0.685	1.122	1.010	1.224	1.351	1.302	1.831	1.379	2.317
0.00120	0.739	0.164	0.968	0.490	1.062	0.717	1.172	1.055	1.259	1.411	1.360	1.912	1.441	2.420
0.00130	0.764	0.172	1.007	0.510	1.105	0.746	1.220	1.098	1.310	1.465	1.416	1.991	1.500	2.519
0.00140	0.788	0.180	1.045	0.529	1.147	0.774	1.266	1.138	1.360	1.523	1.465	2.066	1.556	2.614
0.00150	0.826	0.186	1.082	0.548	1.188	0.802	1.311	1.179	1.407	1.578	1.521	2.138	1.611	2.706
0.00160	0.853	0.192	1.118	0.566	1.227	0.828	1.354	1.218	1.453	1.630	1.570	2.208	1.664	2.795
0.00170	0.879	0.198	1.152	0.583	1.264	0.855	1.395	1.256	1.498	1.680	1.618	2.276	1.715	2.881
0.00180	0.905	0.204	1.185	0.600	1.301	0.878	1.436	1.292	1.542	1.728	1.666	2.342		
0.00190	0.930	0.209	1.218	0.617	1.337	0.902	1.475	1.327	1.584	1.776				
0.00200	0.954	0.215	1.249	0.633	1.371	0.925								
0.00220	1.000	0.225												
0.00240	1.041	0.231												

Fuente: ref. 1.

TADELA VI.2 CONTINUACION

DATOS	16	17	18	19	20	21	22
b	1.500	1.700	1.700	1.850	1.850	2.000	2.000
a	1.5000	1.550	1.700	1.750	1.950	1.900	2.000
A	5.630	6.240	7.230	7.830	8.560	9.210	10.000
r	0.610	0.650	0.920	0.950	1.000	1.680	1.090
r	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014
t	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500	1.500
	v	v	v	v	v	v	v
0.00010	0.673 3.504	0.644 4.018	0.677 4.897	0.695 5.443	0.716 6.129	0.734 6.761	0.754 7.545
0.00015	0.753 4.221	0.725 4.521	0.829 5.991	0.851 6.666	0.877 7.598	0.899 8.281	0.924 9.240
0.00020	0.881 4.959	0.811 5.657	0.958 6.918	0.983 7.897	1.013 8.667	1.038 9.562	1.067 10.670
0.00025	0.995 5.560	1.012 6.323	1.071 7.735	1.094 8.606	1.133 9.690	1.160 10.691	1.193 11.929
0.00030	1.079 6.059	1.112 6.958	1.173 8.473	1.211 9.427	1.241 10.615	1.271 11.711	1.307 13.068
0.00035	1.105 6.555	1.202 7.517	1.267 9.152	1.300 10.182	1.340 11.466	1.373 12.649	1.411 14.119
0.00040	1.246 7.504	1.782 8.045	1.354 9.789	1.380 10.820	1.433 12.258	1.467 13.523	1.509 15.099
0.00045	1.321 7.433	1.366 8.523	1.436 10.577	1.474 11.596	1.518 13.091	1.557 14.343	1.602 16.005
0.00050	1.393 7.624	1.440 8.580	1.514 10.928	1.554 12.170	1.602 13.705	1.641 15.119	1.687 16.870
0.00055	1.461 8.217	1.510 8.422	1.588 11.472	1.630 12.764	1.680 14.373	1.721 15.857	1.789 17.894
0.00060	1.525 8.533	1.577 9.281	1.658 11.982	1.702 13.332	1.755 15.012	1.797 16.562	1.848 18.481
0.00065	1.585 8.933	1.642 10.243	1.726 12.472	1.772 13.876	1.824 15.625	1.871 17.258	1.924 19.235
0.00070	1.648 9.270	1.704 10.530	1.791 12.942	1.839 14.400	1.895 16.214	1.941 17.889	1.996 19.961
0.00075	1.704 8.585	1.764 11.023	1.854 13.297	1.903 14.906	1.952 16.784	2.005 18.517	2.056 20.662
0.00080	1.762 9.211	1.822 11.359	1.915 13.830	1.966 15.394	2.025 17.325	2.078 19.174	2.134 21.340
0.00085	1.816 10.216	1.878 11.714	1.974 14.262	2.020 15.858	2.098 17.666	2.139 19.713	2.209 21.958
0.00090	1.865 10.512	1.932 12.022	2.031 15.675	2.085 16.328	2.198 18.366	2.201 20.784	2.263 22.634
0.00095	1.920 10.800	1.985 12.384	2.087 15.073	2.142 16.766	2.208 18.890	2.262 20.840	2.325 23.254
0.00100	1.970 11.080	2.037 12.705	2.141 15.465	2.198 17.212	2.295 19.361	2.320 21.362	2.386 23.058
0.00110	2.066 11.621	2.136 13.325	2.246 16.724	2.305 18.092	2.376 20.327	2.434 22.425	2.502 25.023
0.00120	2.158 12.138	2.231 13.918	2.345 16.946	2.408 18.854	2.481 21.231	2.542 23.477	2.614 26.135
0.00130	2.248 12.624	2.322 14.485	2.441 17.439	2.506 19.674	2.583 22.046	2.646 24.376	2.720 27.205
0.00140	2.331 13.110	2.410 15.033	2.533 18.304				



SECCION TIPO

- b= base del canal
- d= firme del agua
- t= Talud
- BL1= Bordo libre de la superficie libre del agua a la parte superior del revestimiento
- BL2= Bordo libre de la superficie libre del agua a la corona de los bordos
- e= espesor del revestimiento de concreto
- C= Ancho del bordo Morgen Izq.
- C'= " " " " Der.
- m= pendiente del bordo
- N.A.= Nivel del Agua Normal
- T.N.= Terreno Natural
- a= Ancho de bocaneta del revestimiento

VI.I.3 INGENIERIA DE PROYECTO
VI.I.3.I ESTUDIO Y CALCULO DE LAS SECCIONES
HIDRAULICAS DEL CANAL PRINCIPAL.

En general las secciones que deben adoptarse son las de máxima eficiencia en canales revestidos y las de mínima filtración en canales sin revestir; sin embargo en canales de gran capacidad, al hacer el dimensionamiento de la sección, se debe tomar en cuenta la profundidad de la roca y el procedimiento de construcción, por lo que la máxima eficiencia no rige en estos casos.

De los resultados obtenidos en la localización preliminar, se deduce la pendiente para el canal.

Teniendo como datos el gasto y la pendiente se procede al calculo hidráulico de las secciones en los distintos tramos del canal, haciendo uso de la fórmula de Manning y continuidad:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} ; \quad (\text{m/seg})$$

$$Q = A V ; \quad (\text{m}^3/\text{seg})$$

El valor del coeficiente de rugosidad "n" se puede tomar:

Tepetates, tubos, pizarras, etc. -----	n = 0.027
Tierra - - - - -	n = 0.030
Revestimiento de mampostería - - - - -	n = 0.020
Roca - - - - -	n = 0.033
Revestimiento de concreto - - - - -	n = 0.015

Si al obtener la sección para la capacidad adoptada, la velocidad resulta mayor que la permisible, se reduce la pendiente y se proyectan estructuras de caída para absorber el desnivel disponible.

Desde el punto de vista de la construcción de su sección, se distinguen los siguientes tipos de canales:

- 1.- Sin revestimiento
- 2.- Revestidos
- 3.- Construidos de muros laterales
- 4.- Prefabricados.
- 5.- En túnel.

Los canales sin revestimiento son simplemente excavados en el terreno natural, que puede ser de consistencias variables desde terreno suelto hasta roca.

En canales excavados en material común. Los taludes que se emplean deben ser como mínimo de 1.5: 1 y las velocidades límites tendrán valores que no provoquen erosiones ni depósitos de azolves, dichas velocidades están comprendidas entre 0.6 m/s y 0.90 m/s.

El rango de variación en condiciones normales es el siguiente:

Canal	Velocidad en m/s	
	Mínima	Máxima
Canales laterales pequeños	0.45	0.75
Canales principales	0.60	1.35

En canales excavados en terrenos compactos, de resistencia al intemperismo, el talud se puede reducir hasta 1:1 y la velocidad permisible aumentarse de acuerdo con la capacidad para resistir la erosión.

Los canales revestidos pueden serlo de cualquier material económico y resistente; usándose con más frecuencia concreto o mampostería, y en ocasiones revestimientos de arcilla compactada, asfalto, plásticos, etc.

En canales revestidos de mampostería, se pueden usar taludes de 1: 1 a 1.5:1, el primero reporta mayor economía por lo que deben emplearse si el terreno lo permite, canales de muros laterales, ya sea de mampostería o de concreto; pueden llevar taludes hasta de cero y en el caso del concreto, cualquier tipo de sección y por último los canales prefabricados pueden ser construidos a base de canales o tubos unidos por sus extremos para constituir el canal.

En canales revestidos de concreto, la velocidad máxima permisible es fijada por el concepto de operación o de resistencia, así en canales sin refuerzo no debe exceder de 2.5 m/s ni de 0.7 de la velocidad crítica.

En canales distribuidores para que haya un correcto funcionamiento hidráulico de tomas y represas la velocidad permisible es del orden de 1.5 m/s pudiendo en ciertas ocasiones obligadas aumentarse, pero sin llegar a 2.0 m/s ni 0.8 de la velocidad crítica.

En todos los casos, la velocidad mínima que se adopte es de 0.60 m/s, que no provoca depósito de azolves y en condiciones obligadas con aguas limpias hasta 0.30 m/s.

En canales de aguas broncas, la velocidad no debe ser inferior de 0.75 m/s.

En canales sin revestir, la velocidad mínima que no permite el crecimiento de vegetación es de 0.75 m/s.

Cuando por condiciones de localización el canal requiere cruzar cerros o prominencias para evitar grandes desarrollos o localizaciones en laderas escarpadas, el proyecto de cruce se hace en túnel cuya sección puede ser circular o herradura.

Para gastos pequeños, el diámetro de la sección queda limitado por el equipo y método de construcción; en términos generales el mínimo puede llegar a 2.40 m. para excavaciones hechas con equipo mecánico y a 1.40 para las hechas a mano.

El espesor del revestimiento para fines de diseño preliminar se toma igual a 1/12 del diámetro interior del túnel.

Determinada la sección hidráulica de cada uno de los tramos del canal se procede a fijarles el bordo libre.

El bordo libre en canales sin revestir puede calcularse en forma preliminar con la siguiente fórmula.

$$b.L.. = 0.55 \sqrt{c.d.}$$

donde:

- b.L. = Altura del bordo libre, en m.
- c = Coeficiente
- d = Tirante del agua en el canal en m.

El coeficiente "c" varía desde 1.5 para canales pequeños con capacidad del orden de 0.5 m³/s. hasta 2.5 para canales grandes de 80 m³/s o más.

El bordo libre variará en función del gasto según la tabla que a continuación se muestra:

CANALES Gasto (m ³ /s)	SIN REVESTIMIENTO	Bordo libre. (m)
0 - 1		0.45
1 - 1.5		0.50
1.5 - 2		0.55
2 - 3		0.60
3 - 4		0.65
4 - 5		0.70
5 - 7		0.75
7 - 10		0.80
10 - 20		0.85
20 - 40		1.00
40 - 60		1.10
60 - 100		1.20

CANALES REVESTIDOS	DE	CONCRETO.
0 - 1		0.15
1 - 4		0.20
4 - 6		0.25
6 - 8		0.30
8 - 11		0.35
11 - 15		0.40
15 - 40		0.50
40 - 100		0.60

A continuación se presentan las secciones hidráulicas del canal principal del ejemplo anterior.

CANAL PRINCIPAL.

TRAMO		DATOS		HIDRAULICOS							Talud
Km	a	Km	Q	A	V	b	d	n	r	s	
			m ³ /s	m ²	m/s	m	m		m		
0+000	-	1+500	1.966	3.140	0.627	1.200	1.110	0.014	0.610	0.00015	1.5:1
1+500	-	2+800	0.676	1.410	0.481	0.750	0.750	0.014	0.410	0.00015	1.5:1
2+800	-	3+700	0.373	0.900	0.414	0.600	0.600	0.014	0.330	0.00015	1.5:1
3+700	-	5+000	0.254	0.670	0.376	0.600	0.500	0.014	0.280	0.00015	1.5:1

Los datos anteriores fueron determinados de la tabla VI.2, en función de la sección tipo.

De manera similar se determinan los datos hidráulicos de los demás canales.

Para finalizar se presentan los puntos a seguir para la localización del canal principal en planos esc. 1:5000.

VI.2. LOCALIZACION DEL CANAL PRINCIPAL EN PLANO ESC. 1: 5000

- 1) Para la localización del canal principal se requieren los datos de: Elevaciones de partida, secciones hidráulicas en los diferentes tramos del canal y estudio de las cuencas hidrológicas que se cortan.

La localización puede seguir dos criterios: según canal de conducción o canal distribuidor.

Si el tramo en estudio corresponde a conducción, solamente se localiza de tal manera, que la cubeta del canal quede protegida en el terreno natural íntegramente y si la localización es en ladera, se determina la intersección del terreno natural con la corona del canal, siendo estas elevaciones las que sirven como punto de control que se marcan en los planos y se usan para trazar líneas que contengan el mayor número de estos puntos de control quedando paralelas al eje de localización del canal.

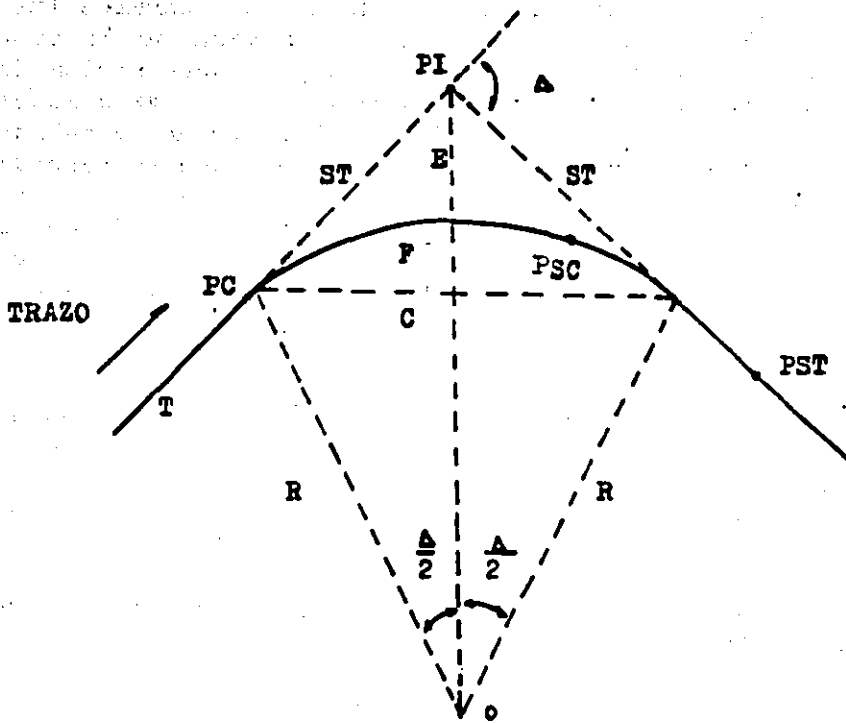
Si el canal es alimentador de tomas y canales laterales, ésta localización se hace de tal manera que la superficie libre del agua en el canal principal quede arriba del terreno natural lo suficiente para que las tomas o laterales alimentados puedan regar inmediatamente de su salida. Las tangentes trazadas sobre los planos y que representen el eje del canal, se ligan por medio de curvas de un grado apropiado cuyo valor máximo varía según el tipo de canal -- y localización, siendo su rango de grados cuyo radio sea de 3 a 7 veces el ancho de la superficie libre del agua en el canal.

En canales sin revestimiento y en tierra se toma el valor de 7 pudiendo llegar éste en canales revestidos hasta 5; si el canal está enterrado hasta 4, siendo conveniente acercarse al límite de 3, lo cual sólo se utilizará en condiciones muy obligadas, ya que esto afecta a los procedimientos de construcción.

Las curvas de liga se calculan y se registran como se indica a continuación.

CALCULO DE CURVAS.

Curva No. 1	Curva No. 2	Curva No. 3
PI =	PI =	PI =
A =	A =	A =
G =	G =	G =
R =	R =	R =
ST =	ST =	ST =
LC =	LC =	LC =
PC =	PC =	PC =
PT =	PT =	PT =

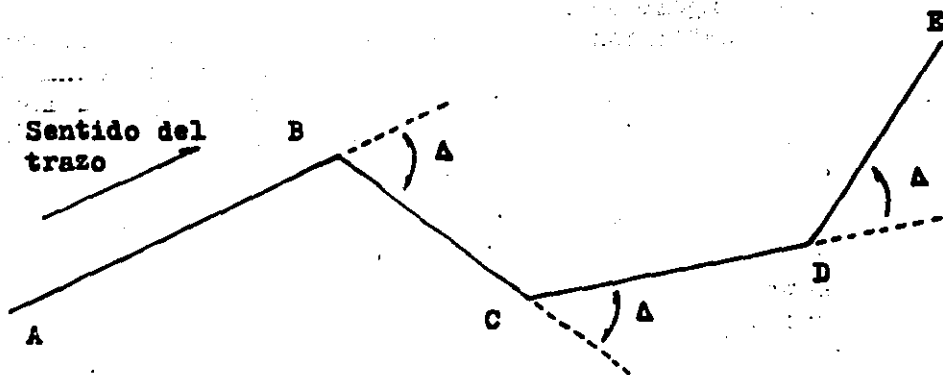


donde;

A = Arco ; Es la longitud de la curva
mediada en cuerdas de 20 m.

C = Cuerda larga; Es la cuerda que subtiende
la curva desde el **PC** hasta el **PT**

- Δ = Angulo de deflexión** : Es el ángulo formado por el PI por la prolongación de uno de los lados de la poligonal más allá del vértice y el siguiente lado del canal.
- E = External** : Es la distancia que hay de cualquier punto de las subtangentes a la curva medida perpendicularmente a la cuerda larga. Se ha adoptado llamar simplemente external a la distancia del PI a la curva medida sobre la bisectriz del ángulo central.
- F = Flecha** : También se le llama ordenada media y es la longitud de la perpendicular bajada del punto medio de la curva a la cuerda larga.
- G = Grado** : Es el ángulo central que subtiende una cuerda de 20 m.
- LC = Longitud de curva** : Es la longitud de la curva en m, medida sobre las cuerdas de 20 m.
- PC = Principio de curva**
PI = punto de Inflexión
PT = Principio de Tangente
PSc = Punto sobre cuerda
PST = Punto sobre tangente
R = Radio de la curva
ST = Subtangente; Es la distancia que hay del Pc AL PI y de éste al PT.



En cada cruce con el drenaje natural se determina el - gasto máximo que se puede presentar con algún método hidro- lógico ya sean de los vistos en el capítulo IV, o cualquier otro que se conozca, para determinar que tipo de estructura conviene utilizar calculando en forma preliminar sus pérdi- das.

Para gastos máximos en los arroyos que se crucen, que - sean inferiores a las décima parte del gasto normal del ca- nal, se proyectarán entradas de agua al mismo, siempre y - cuando se prevea un desague inmediato, o bién con ayuda de - cunetas, estos volúmenes se conducirán a otras estructuras - de cruce más importantes. Cuando los gastos de los arro- yos se puedan controlar mediante pequeños vasos formados -- con diques, si la topografía y la geología lo permiten, se - utiliza este tipo de estructura la cual irá o no provista-- de un vertedor de excedencias.

Los gastos que no se pueden meter al canal ni ameritan estructura de dique, pueden cruzarse mediante un paso superior o desviarse por contracunetas o estructuras más importantes. Finalmente la estructura que da paso a un gasto de cualquier magnitud es el sifón invertido, el que se proyecta con el gasto de diseño del arroyo.

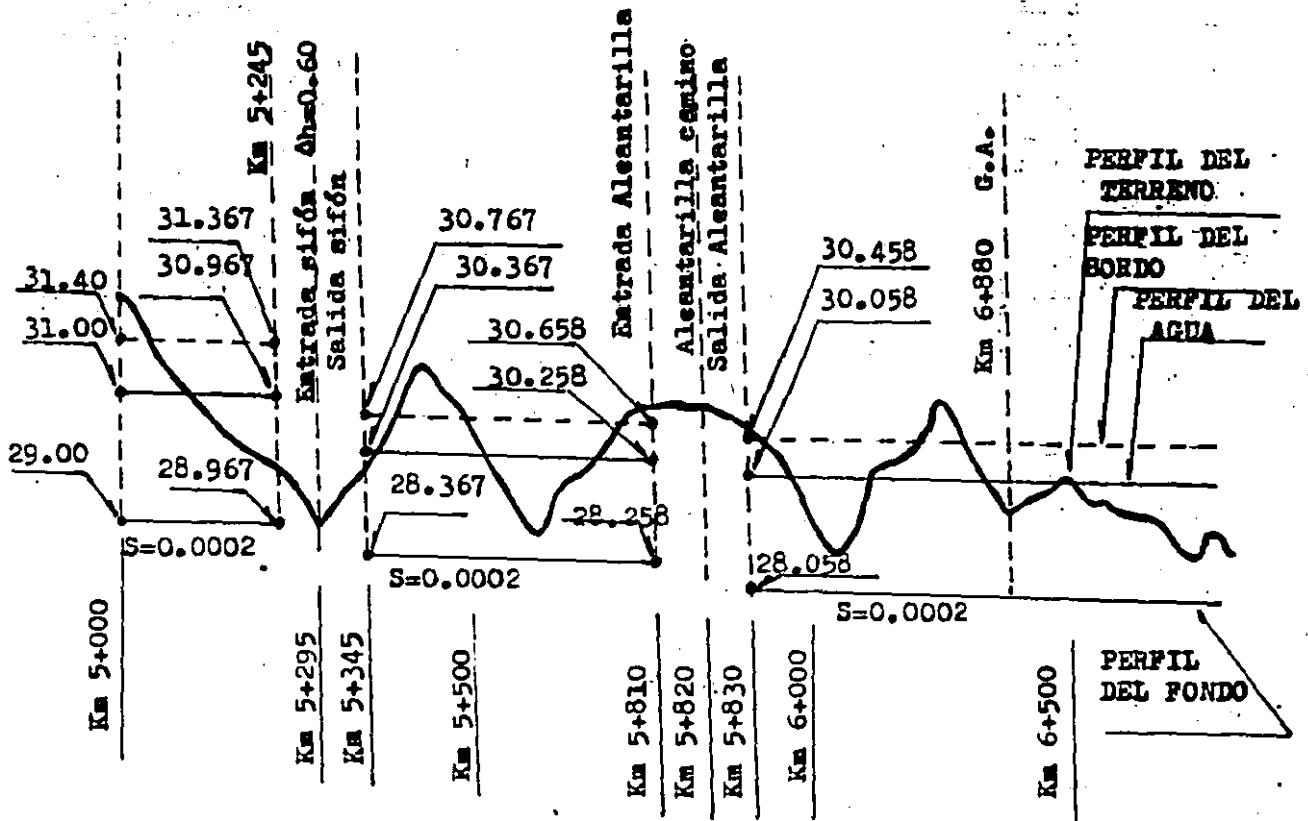
La sección del arroyo se proyectará utilizando la fórmula de Manning y el método de sección y pendiente y con los datos determinados del plano topográfico, o bien con datos de observación de huellas de Máxima avenida del arroyo.

- 2) Se obtienen gráficamente las coordenadas de los PI y se dibuja la localización anterior en los planos esc. 1:20000 y así se va corrigiendo la línea de localización preliminar, en planos esc. 1:5000
- 3) Por lo que respecta a los canales del sistema de distribución que se localizan a escala 1:20000, se afina su localización a escala 1:5000, para hacer los ajustes respectivos en los primeros planos.
- 4) Como resultado de los ajustes hechos según los incisos 2 y 3, se modificarán las áreas de los lotes haciendo nuevas mediciones.
- 5) Con las localizaciones gráficas (esc. 1:5000) se modifican los kilometrajes, haciendo los ajustes necesarios en cadenamientos y nomenclatura a los canales del sistema de distribución.
- 6) En la tabla y gráfica de áreas y capacidades del canal principal, se hacen las modificaciones de acuerdo con los datos corregidos.
- 7) En las secciones hidráulicas del canal principal se hacen los ajustes tanto en capacidad como en cadenamientos.

- 8) Se obtiene a continuación el perfil de la línea del canal principal que se localizó en los esc. 1:5000 y se procede a dibujarlo en escala conveniente, generalmente 1:200 vertical y 1:20000 horizontal. Esta actividad se desarrolla simultáneamente con la localización en esc. 1:5000, sobre todo si se trata de topografía accidentada.

Se proyecta la rasante y perfil del agua con base en el registro de control de elevaciones, anotando todas las estructuras que llevará el canal principal como tomas, puentes, sifones, entradas de agua, desfogues, etc.

A continuación se muestra un perfil del terreno natural y la rasante del canal.



ESCALA VERTICAL 1:200
ESCALA HORIZONTAL 1:20000

Se proyecta sobre el mismo el espaciamiento y posiciones de las represas con el siguiente criterio.

Quando el canal no conduce su gasto de diseño, es necesario elevar el nivel del agua mediante represas de manera de proporcionar la carga necesaria para que funcionen las tomas, sin invadir el bordo libre.

El desnivel entre la superficie libre del agua en el canal principal y de el lateral, estando cerrada la represa, debe ser como mínimo igual a la suma de pérdidas de carga en las estructuras de toma y aforadora para que satisfaga la condición que la superficie libre del agua en el lateral, esté como mínimo 30 cms. arriba del terreno natural (ver capítulo VIII, estructuras de Operación).

Las normas establecen que para darle una mayor flexibilidad a la operación se suma a la pérdida de carga en la toma 0.25 del tirante del canal principal, sin embargo para terrenos ligeramente planos, esta condición obliga a localizar el canal practicamente en terraplén lo cual no es económico; reduciendo la aplicación de esta norma a terrenos con fuerte pendiente transversal.

En canales revestidos de concreto debe tomarse en cuenta además de la operación de tomas, la función que desempeñan las represas en el vaciado del canal; se proyectarán el número necesario, que permitan bajar gradualmente los niveles a lo largo de su desarrollo, reduciendo así la subpresión que no es absorbida por el drenaje del mismo.

Al elegir el sitio donde deban construirse, se procurará asociarlas con alguna otra estructura ya establecida, para reducir el costo.

Para evitar entrada de azolves del canal principal a las tomas, se deja un desnivel entre las plantillas de 0.50 como mínimo, o en su defecto un desfogue con una estructura decantadora en el principio del lateral, pudiendo ser esta la misma estructura aforadora.

- 9) El perfil anteriormente obtenido, sirve para determinar las estaciones convenientes en donde se deben obtener secciones transversales a una escala apropiada, generalmente 1:200 en ambos ejes.
- 10) Como paso siguiente se obtienen las áreas en las secciones transversales y se estiman los volúmenes de: Excavaciones, terraplenes compactado y semicompactado y acarreo.
Se estima la excavación en contracunetas.
- 11) Se determina el volumen de los revestimientos.
- 12) Se hace un recuento de las estructuras del canal principal agrupando las de características iguales, se obtienen sus cantidades de obra, generalmente con base en diseños existentes, o se efectúa un diseño preliminar.
- 13) A lo largo del canal principal como de los canales del sistema de distribución, se proyectarán caminos de servicio así como otros que sirvan de enlace, para formar circuitos mas o menos largos.

Los caminos según su importancia dentro del proyecto se clasifican en principales y secundarios; el ancho de corona se diseñará para una o dos líneas de circulación.

- 14) Con los datos de áreas se llenan las tablas de áreas y capacidades antes vistas, para cada uno de los canales del sistema de distribución y en forma simultánea las del canal principal.

Se dibujan las gráficas de áreas y capacidades de los principales canales laterales y sublaterales.

- 15) Se dibujan los perfiles del terreno de cada uno de los canales del sistema de distribución en papel milimétrico a una escala apropiada, generalmente 1:200 vertical y 1:20,000 horizontal.

Sobre los mismos perfiles se localizan todas las estructuras necesarias, se marca con una línea vertical la estación correspondiente, se anota el nombre de la estructura en la parte anterior y el kilometraje de la misma en la parte posterior.

- 16) Con base en los perfiles del terreno, se estudian las pendientes de cada canal que mejor se adopten al terreno natural, que asociados a los gastos necesarios obtenidos en las tablas de áreas y capacidades definirán la sección tipo en cada tramo de canal.

Las secciones tipo se pueden ver en la ref. 1, aquí se presenta únicamente la correspondiente a canales revestidos de concreto con $n = 0.014$, tabla VI.2.

Cuando la pendiente longitudinal del terreno, es superior a la máxima adoptada para el canal, se hace necesario proyectar rápidas o caídas para absorber el desnivel.

Para fijar la posición y altura de la caída debe tomarse en cuenta lo siguiente:

- a) Las alturas serán de 1.00, 1.50 y 2.00 m. máximo, salvo casos especiales, lo que tiene por objeto principalmente construir estructuras tipo.
- b) La localización se hará tratando de reducir excavaciones y dándose seguridad a la estructura.
- c) Se procurará ligarlas a alguna otra estructura, tal como toma, represa, puente, etc.

Adoptada la sección tipo para cada tramo de canal, se tienen sus gastos correspondientes, los cuales se anotan en la columna respectiva de las tablas de áreas y capacidades.

- 17) Tabla de canales del sistema de distribución.
Como resumen del sistema de distribución, se forma una tabla en la cual aparecen: Nombre del canal, tramo, longitud y sección tipo de cada tramo, según se muestra a continuación.

CANALES DEL SISTEMA DE DISTRIBUCION.

CANAL	T R A M O		SECCION TIPO
	Km a Km		
Lateral Km 33+360	0+000 - 1 +450	1.450	8
	1+450 - 11+100	9.650	6
	11+100 - 12+300	1.200	5
SL. 0+320	0+000 - 4+650	4.65	2
SL. 1+450	0+000 - 0+730	0.730	3

- 18) Se hace la estimación de las terracerías del sistema de distribución con base en los perfiles que se obtuvieron en las etapas anteriores.
- 19) Si el sistema de canales es revestido, se procede a hacer la estimación de sus cantidades de obra.
- 20) Se hace un recuento de todas las estructuras del sistema de distribución, agrupándolas y clasificándolas por claves y secciones tipo. Dentro de este recuento se agrupan separadamente los tipos de estructuras aforadoras.
- 21) Con base en las cantidades de obra para estructuras tipo, se estiman las correspondientes a todo el sistema de distribución, separadamente para cada margen.
- 22) Clasificación de drenes.
En general el sistema de drenaje que se proyecta en esta fase es el primario y queda constituido por canales a cielo abierto, que servirán para desague y drenaje. Se clasifican en 3 tipos generales:

Principales, colectores y secundarios.

La clasificación es atendiendo a su importancia y funciones dentro del conjunto general y no a las dimensiones de su sección.

El dren principal es aquel o aquéllos que cruzan la zona y que generalmente lo constituye la corriente principal.

Los drenes colectores son los que van recogiendo las descargas de los drenes secundarios, éstos son los que se extienden a todos y cada uno de los lotes para dar salida al drenaje agrícola.

La sección hidráulica para fines de anteproyecto se estima trapezoidal con taludes 1.5:1, salvo cuando los estudios geológicos indiquen que se pueden reducir estos.

La capacidad de las secciones es función directa del área drenada, esta se proyecta para dar paso a las aguas de lluvia y a los excedentes de riego.

El cálculo del gasto de diseño se puede determinar mediante alguno de los criterios vistos en el capítulo IV, o mediante cualquier otro método conocido, tomando en cuenta que el máximo volumen llovido dentro del área en estudio en 24 hrs, debe desalojarse en 48hrs suponiendo que no se presenta otra tormenta en las 24 horas siguientes.

VI.3 SISTEMA DE CAMINOS.

El sistema de caminos del distrito, tiene la finalidad de comunicar todos los centros de población que se encuentran situados dentro de los límites del distrito de riego y en general todas las regiones de la zona de riego, facilitando el acceso al lugar de las obras, así como a cada lote ya sea particular o ejidal, permitiendo de esa manera la transportación de los productos agrícolas hacia los mercados locales o a los centros de embarque.

El sistema de caminos se planea para que den un servicio eficiente para la construcción, operación, y mantenimiento del distrito, los caminos que van junto a los canales se construyen del lado que dominan la mayor área, o en su lugar del lado en que sea necesario construir el menor número de estructuras de cruce, en caso de que junto al canal vaya un dren se procurara que el camino se localice entre el canal y el dren para protección del canal.

En un distrito de riego los caminos se clasifican en tres tipos:

- a) Caminos principales. Se localizan paralelamente a los canales principales, utilizando siempre las coronas de los bordos como base para revestir los caminos, en esta condición solo se estima el revestimiento.
- b) Caminos secundarios.- Se localizan paralelos a los canales del sistema de distribución, aprovechando el bordo del canal y estimándose solo el revestimiento.

Los caminos principales y de circuito o enlace son de dos vías de circulación, con un ancho de carpeta de 5.50 m, los caminos secundarios son de una vía con un ancho de carpeta de 3.05 m, el espesor del revestimiento puede ser según sus necesidades de 15 a 20 cm.

CARACTERISTICAS DE CAMINOS.

Tipo de Camino	Ancho de Corona (m)	Espesor de revestimiento. (m)
Principal	5.50	0.15 - 0.20
Secundario	3.05	0.15 - 0.20
Circuito	5.50	0.15 - 0.20

VI.4 OBRAS COMPLEMENTARIAS.

Son las obras que se requieren para mejorar las condiciones de operación del distrito de riego, estas son:

Casas para canalero.

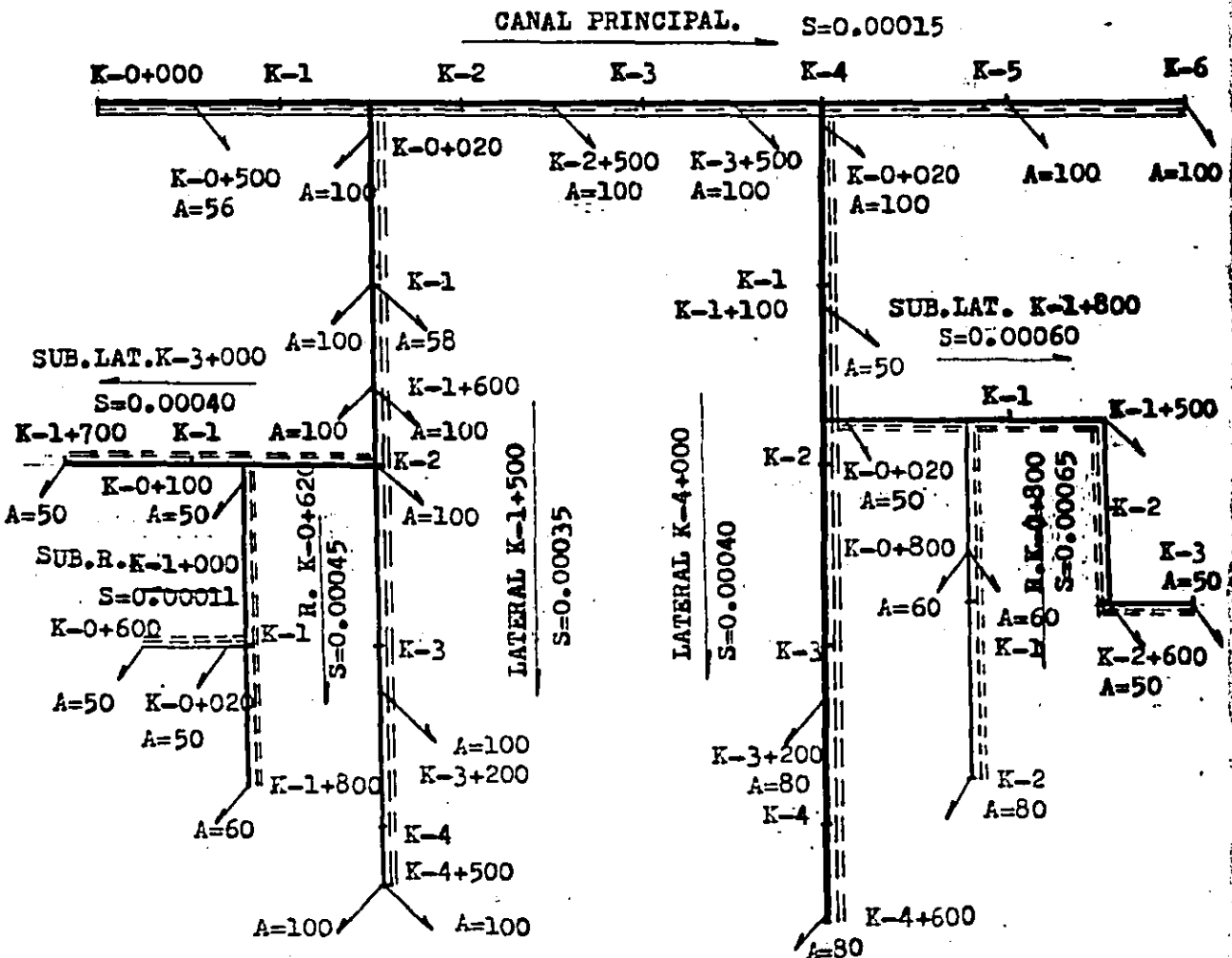
Para alojar al encargado de la distribución del agua en los canales y tomas, vigilancia y operación de las obras, este personal debe vivir en el propio lugar donde desarrolla sus actividades, pues se requiere de su servicio las 24 horas del día, lo que hace suponer que no pueden ser abandonadas por períodos largos de tiempo.

Estas obras se encuentran distribuidas a veces alejadas de los centros de población, todo esto hace que se requiera -- disponer de alojamiento apropiado para el personal que debe vigilar las obras.

Cada casa para canalero debe ser una vivienda rural que satisfaga las necesidades de una familia que en promedio se estima de cinco miembros.

PROBLEMAS PROPUESTOS.

- 1) Determinar la capacidad necesaria para un canal que va a regar 500 Has., si la lámina neta es de 92 cm, una eficiencia del distrito del 60 %, siendo Mayo el mes de máxima demanda con un porcentaje de 14.2 sol. $1.05 \text{ m}^3/\text{seg.}$
- 2) En el sistema de distribución mostrado en la figura se desean determinar las capacidades de los canales y tomas así como los diámetros de estas últimas, si se tiene una lámina bruta de 1.6 m, un porcentaje del mes de máxima demanda en Mayo del 15.4 %, siendo los canales del sistema revestidos con $n = 0.014$.



VII. DRENAJE DE TIERRAS AGRICOLAS.

Se entiende por drenaje agrícola, el conjunto de acciones --- realizadas por el hombre, con el fin de eliminar los excedentes de humedad del suelo donde se verifica el desarrollo radicular de las plantas.

Su objetivo es retirar el exceso de agua a fin de mantener la aireación y actividad biológica, que son indispensables en -- los procesos fisiológicos de los cultivos; así como también -- la remoción y lixiviación de altos contenidos de sales. ref.16.

Se distinguen dos tipos de drenajes:

Superficial e interno.

El primero drena los escurrimientos superficiales, y el segundo todos los excesos de humedad subsuperficial.

Cuando interviene la mano del hombre para auxiliar la evacuación de dichos excedentes, se dice que el drenaje es ----- artificial.

Si el terreno tiene capacidad para eliminar todos los sobrantes, no importando la cuantía de la fuente (lluvia sobre riegos, etc.), se dice que el drenaje es natural.

Donde las condiciones climatológicas presentan una precipitación mayor que la evapotranspiración (zonas húmedas), es probable que se produzcan excesos de agua, que si van aunados a una topografía desfavorable y a una baja capacidad de transmisión, originarán lógicamente problemas de drenaje.

En cambio, el exceso de precipitación casi siempre garantiza el mantenimiento del balance salino, razón por lo que en esas zonas el drenaje tiene como objetivo asegurar a los cultivos, un espesor radicular suficientemente aireado. No obstante, — conviene mantener el manto freático a una profundidad adecuada, cuando las aguas no tienen altos contenidos salinos para aprovechar parte de la humedad en la evapotranspiración.

En condiciones naturales, excepcionalmente se presentan ----- problemas de drenaje por ~~tenen~~ una precipitación menor que la evapotranspiración (zonas áridas).

Al convertirse en zona de riego, la frecuencia e intensidad de las aplicaciones del agua cambian el régimen de humedad a causa de que la magnitud de los volúmenes aportados es mayor que la de los consumidos.

Por otra parte, aún en proyectos que han sido diseñados, ----- construidos y operados cuidadosamente, ha sido difícil lograr eficiencias mayores del 60%, lo que significa que casi la mitad del agua de riego no sea utilizada por las plantas, se -- infiltre y ocasione que en los estratos transmisores que no -- sean lo suficientemente capaces para desalojarla con la rapidez necesaria, se provoque un aumento de carga y en consecuencia una evolución del manto freático, y si el agua presenta -- fuertes contenidos de sales, también se elevan y causan ----- problemas salinos.

En este caso, el drenaje tiene como objetivo principal abatir los niveles freáticos y eliminar la salinidad del perfil donde se desarrolla el sistema radicular.

Por lo anterior, este capítulo se centrará básicamente al estudio de las eliminación del exceso de agua subsuperficial, -- presentándose algunos métodos para lograr dicho objetivo.

VII.1 ESTUDIOS SOBRE EL DRENAJE AGRICOLA.

VII.11 NECESIDAD DE DRENAJE.

El suelo constituye la infraestructura de producción en la agricultura; si no se puede proporcionar a la planta condiciones de vida aceptables, no podrá producir a su pleno potencial.

Asegurarse de un escurrimiento y de un drenaje adecuado son los primeros pasos en el mejoramiento de una empresa agrícola a fin de lograr una ganancia satisfactoria.

En un suelo mal drenado el nivel freático se mantiene elevado con lo cual dicho suelo permanece muy húmedo. El nivel del agua se eleva cuando el agua libre fluctúa dentro de la zona de las raíces de las plantas cultivadas.

Las condiciones de nivel freático elevado o de humedad excesiva del suelo dependen del clima y en ciertos terrenos se presentan niveles de agua elevados durante todo el año a causa de su configuración (al pie de una pendiente, en una depresión, etc.).

Las zanjas, la pendiente del terreno, la formación geológica del subsuelo y el poder evapotranspirante de las plantas y de la atmósfera ambiente contribuyen a hacer descender el nivel freático del agua, sin embargo, si esta acción no es suficientemente rápida para liberar la zona de raíces en dos o tres días, debe de considerarse el mejoramiento del drenaje por medios artificiales, en particular la instalación de un sistema de drenaje subterráneo (ya sea por zanjas o tuberías enterradas).

Un suelo mal drenado es una amenaza para la vida de la planta durante el curso de la estación.

Las raíces no pueden desarrollarse y proporcionar a la planta un aporte suficiente de elementos nutritivos; los abonos no pueden cumplir su papel y el crecimiento es deficiente de donde la madurez es desigual o retardada, donde las condiciones de niveles freáticos elevados o de humedad excesiva son frecuentes. Fig. VII.1.



Fig. VII.1. En suelo mal drenado las raíces no se desarrollan.

Puentes.ref.17.

El control de insectos, de enfermedades y de maleza se complica puesto que las pulverizaciones necesarias no pueden efectuarse en el tiempo deseado. Además, un suelo húmedo constituye un medio ideal para la proliferación de las enfermedades de las plantas.

La cosecha es con frecuencia difícil, ya que la madurez de las plantas se retarda; el agricultor se ve obligado a cosechar tardíamente en condiciones de humedad raramente adecuadas. Se produce en el campo una pérdida bastante considerable y para las plantas, como es el caso del maíz, las condiciones de secado de la cosecha se retardan. Si se trata de un cereal en grano, el terreno se deteriora con los pagos de la maquinaria de cosecha y estos deterioros aparecerán con los años en la pradera.

En el caso de una cosecha destinada a la conservería donde el estado de madurez del fruto o de la legumbre fija la fecha de la cosecha y que no puede esperarse un día o dos para circular por el campo, la cosecha puede quedar fuera de orden o simplemente rechazada.

Durante toda la etapa de crecimiento, la sumersión prolongada de la zona de las raíces se arriesga a un desarrollo crítico para las plantas, sin embargo, las plantas pueden soportar -- sin daño, una sumersión, en términos generales de un día.

Por otro lado, en lo que al suelo se refiere, después de unos años de cultivo en condiciones húmedas, este se vuelve menos apto para las cosechas. Es así, que los suelos trabajados en malas condiciones de humedad se vuelvan cada vez mas mal compactos y difíciles de escurrir. En los suelos arcillosos -- principalmente, la estructura se deteriora, el volumen de vacíos disminuye, la infiltración del agua es más difícil y la aireación del suelo más débil. Figs. Vll.2.a y Vll.2.b., ref. 21.

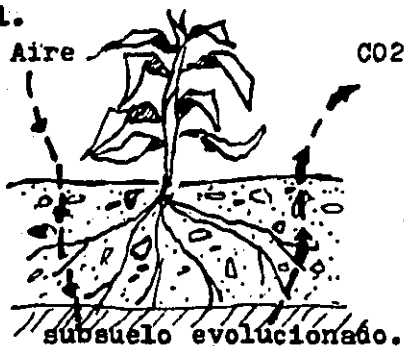


Fig. Vll.2.a. Comportamiento de la planta en un suelo bien drenado.

1. El suelo de la superficie favorece la circulación - del aire y la penetración de las raíces.

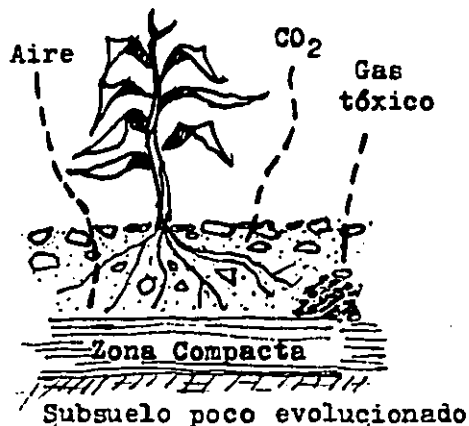


Fig. Vll.2.b. Comportamiento de la planta en un suelo mal drenado.

1. El trabajo del suelo en condición húmeda ocasiona la formación - de terrenos gruesos.

2. El subsuelo proporciona una parte apreciable de elementos nutritivos a la planta.
3. La ausencia de terrenos en la superficie favorece un semillero más regular y una tasa de emergencia elevada.
4. La vida microbiana del suelo está en plena actividad.
2. El suelo se vuelve muy duro al secarse.
3. La porción del suelo - bajo la labor se compacta gradualmente
4. La capacidad de aireación del suelo disminuye, seguida de una acumulación de gases tóxicos.
5. El subsuelo, en vez de liberar los elementos nutritivos cesa casi - su actividad bioquímica.

Otro aspecto de importancia es el aumento del tiempo y costo de los trabajos, ya que en un suelo mal drenado, la eficacia de la maquinaria disminuye tanto por la falta de tracción como por el hundimiento de los neumáticos. Además, es necesario utilizar un mayor número de veces los instrumentos de preparación del suelo a fin de desmenuzar los terrones gruesos y preparar un lecho adecuado para la simiente. Esto acarrea un aumento en el tiempo necesario para efectuar estos trabajos, un aumento en el consumo de carburantes y un desgaste más rápido de los instrumentos.

Frente a estos problemas, algunos productores adquieren tractores más potentes y pesados. Sin embargo, el rendimiento de las plantas no aumenta, al contrario, tiene tendencia a disminuir por la compactación del suelo ocasionada por el aumento de dichos tractores.

Resumiendo, cuando en una zona se advierten problemas de drenaje, empantanamientos, mantos freáticos que invaden la zona radicular, de los cultivos, fuertes encharcamientos o afectaciones salinas, etc., que son condiciones que se pueden presentar cuando hay excesos de lluvias, cuando el manto freático está muy cercano a la superficie, o en casos en que se realizaron lavados de suelos con salinidad, casi siempre se requiere de un sistema de drenaje complementario.

Por lo anterior, para dar solución a los problemas de drenaje es necesario realizar estudios que revelan las condiciones reales del problema y las causas que lo provocan, para sugerir los trabajos que deban efectuarse para su corrección y control. Por ello, se ha establecido una secuela o metodología que abarca la solución de los aspectos que en lo siguiente se mencionan, que son los que se consideran más importantes. ref. 16.

VII.1.2. DETERMINACION DE LAS CONDICIONES ACTUALES, DEL DRENAJE.

El proceso de investigación está basado en los resultados que se obtienen de la realización e interpretación de los estudios que a continuación se mencionan.

VII.1.2.1. ESTUDIOS PREVIOS.

Estos son los primeros estudios que hay que efectuar para llevar a cabo el proyecto de una zona de drenaje, dichos estudios los podemos clasificar de la manera siguiente:

VII.1.2.1.1. ESTUDIOS TOPOGRAFICOS.

Para tener una representación real de todos los accidentes naturales de importancia que faciliten o impidan el drenaje natural, es necesario contar con la configuración de la zona de estudio.

El plano topográfico constituye un auxilio importante en la planeación de los trabajos a realizar, en el diseño de los drenes y en el proyecto de las obras que se requieran para el drenaje del área.

La escala del plano se selecciona en función de la superficie total y su forma. En estudios generales de áreas de gran magnitud, se acostumbra usar escalas de 1:40,000 a 1:50,000, en áreas menores, escalas de 1:10,000 a 1:20,000, y para estudios de detalle, escalas de 1:5,000.

Conviene fijar con toda cuidado los cruces de los ríos e arroyos, así como también las alturas e depresiones que constituyen la orografía de la zona y marcar si existen, los recorridos de las redes de distribución de aguas de riego y drenaje.

Las curvas de nivel tendrán una equidistancia de 1 metro, aunque es preferible contar con mayor detalle estableciéndolas a 0.5 a 0.25 m.

Los levantamientos topográficos se deben realizar de manera rigurosa, ya que estos revelan con bastante aproximación las trayectorias que sigue el flujo subterráneo, así como los puntos de concentración de esos movimientos.

Los cambios fuertes de pendiente, los cauces de los ríos y arroyos, los canales y drenes, pueden influir en la velocidad de desplazamiento de las aguas excedentes.

Son una ayuda para la estimación de las áreas que topográficamente presentarán dificultades para drenarse, al no permitir velocidades y cortes adecuados.

VII.I.2.I.2. ESTUDIOS AGROLOGICOS O DEL PERFIL DE LOS SUELOS.

Los estudios agrológicos presentan la localización de los diferentes perfiles que forman los suelos de la zona, su extensión y las características edafológicas de los diversos estratos que los constituyen.

Se acostumbra agruparlos en "series y tipos", tomando como base las características que marcan su origen, el modo de formación y acomodamiento de los diferentes estratos, definidos por la textura, consistencia, estructura y edafología.

Con ayuda del estudio de los perfiles, se puede evaluar el movimiento del agua, así como la probable capacidad de drenaje en cada uno de los estratos que los forman, calificándolos como de drenaje rápido, retardado y difícil, así como también de permeabilidad lenta o rápida.

Estos estudios tienen como limitación el espesor de suelo que comprenden (generalmente 2 metros), por lo que deben auxiliarse con estudios geohidrológicos, para abarcar mayores profundidades, sobre todo por la colocación de las tuberías o las rasantes de los drenes, que serán alojadas a una profundidad de 1.5 a 3 metros; por esta razón, para el drenaje de terrenos el técnico requiere conocer la estatigrafía y acomodo de los estratos drenables, hasta profundidades mínimas de 3 a 5 metros.

VII.1.2.1.3. ESTUDIOS GEOHIDROLOGICOS.

La interpretación de los perfiles en sus diez primeros metros, reviste gran importancia por que los materiales que forman gran parte de los estratos, son transmisores del agua.

Por otra parte, es indispensable determinar la profundidad del estrato impermeable, por la utilidad que tiene en el cálculo de la separación de los drenes parcelarios.

En caso de acuíferos confinados, la descripción de las características de los distintos estratos, señala la posibilidad de flujos verticales hacia la superficie.

Es conveniente dibujar los perfiles de los materiales subterráneos y colocarlos en un plano, de ser posible en líneas para poder graficar los diversos estratos, que inclinación y espesor, y obtener un modelo de la estatigrafía de la zona de estudio.

VII.1.2.1.4. ESTUDIOS DE SALINIDAD.

En los terrenos de las zonas áridas con riego de gravedad, — existe una gran correlación entre los altos contenidos de sales y las áreas de drenaje deficiente. La mayor parte de las representaciones salinas en los planos, son también áreas con problemas de drenaje.

La metodología clasificy separa a los suelos con salinidad — en cuatro diferentes grupos, con base en los valores de la — "Conductividad eléctrica", en milimhos y el "porciento de sodio intercambiable" que se determina en el extracto de saturación.

Estos estudios están expuestos a detalle en el capítulo III.

VII.1.3. ESTUDIOS NECESARIOS O ESPECIFICOS DEL DRENAJE.

Estos son considerados como específicos para diagnosticar y — analizar las causas o factores que influyen directa o indirectamente en el drenaje. Su formación y análisis son elementos básicos para precisar las condiciones actuales del grado de — afectación y su cuantificación, siendo los más importantes — los que siguen:

VII.1.3.1. ESTUDIOS DE LOS MANTOS FREATICOS.

Este estudio comprende el aspecto más importante para conocer la naturaleza y magnitud de los problemas de drenaje, ya que a través de dicho estudio se obtiene gran parte de la información necesaria para estimar sus condiciones.

La posición del manto freático en el perfil del suelo, tanto en tiempo como en duración, ya que en dicho perfil se desarrolla el sistema radicular de las plantas, está íntimamente relacionado con el régimen de humedad y aireación resultante, — por lo que la profundidad a que se haya de conservar, deberá ser controlada mediante la existencia y el funcionamiento de un drenaje eficiente.

En primer lugar, se requiere distinguir si los niveles freáticos son producto de mantos estabilizados o de mantos confinados, para aplicar métodos de estudios específicos en cada caso.

El primero, exige abrir una serie de pozos de observación, -- con una profundidad de 3 a 5 metros, en la que debe estar --- comprendida la zona saturada para que el nivel freático resultante sea el producto del equilibrio de los diferentes mantos que cubren la excavación.

En el segundo, por tratarse de mantos confinados sujetos a -- presión, se instalará una red de piezómetros a diferentes pro fundidades, para determinar a través de los valores de los -- niveles, el comportamiento piezométrico.

VII.1.3.2. ESTUDIOS SOBRE LA PROFUNDIDAD Y ESPESOR DEL ---- MANTO FREÁTICO.

Para tener una representación gráfica de los perfiles transmisores del agua hacia los drenes, es necesario abrir ----- perforaciones que cubran las siguientes condiciones:

VII.1.3.2.1. PROFUNDIDAD DE PERFORACION.

Conviene distribuir las en:

De 3 a 5m - 80% del total.

De 5 a 10m - 15% del total.

Mayor de 10m 5% del total.

VII.1.3.2.2. DIÁMETRO DE PERFORACION.

De 10 a 15 cm con barrena tipo postera para pozos de perforación sin presión artesiana; de 3/8 a 1/2 pulgada de diámetro; los de instalación de piezómetros.

VII.1.3.2.3. PROTECCION DE LAS PERFORACIONES.

Es necesario ademarlas con tubo de P.V.C., de 2 a 3" de diámetro y ranurado, o con tubos de barro o de cemento de 2 a 4" de diámetro recubiertos con grava, en los tres casos, dejando en el fondo un colchón de grava de 50 cm para absorber posibles azolves. En la parte superior se coloca un brocal de concreto de 10x10x20 y tapadera de fierro. Deberá ser bombeado varias veces antes de efectuar la primera lectura y probarlo mediante la adición de agua y la observación de su ascenso. Fig. VII.3.

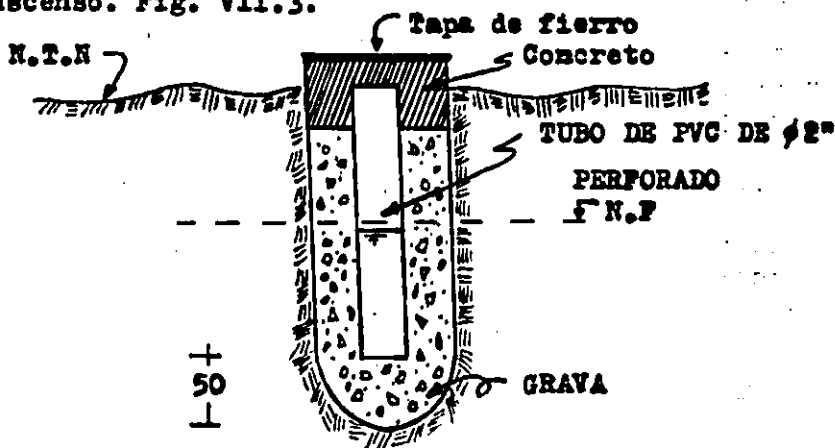


Fig. VII.3. Protección de perforaciones.

VII.1.3.2.4. REGISTRO DE LOS PERFILES EN LOS POZOS.

Cuando se abren los pozos, es conveniente dibujar a escala el perfil y anotar los siguientes datos:

- a) Espesor de los estratos que forman el perfil de los suelos.
- b) Texturas y estructuras.
- c) Humedad aparente que presentan los distintos espesores.
- d) Profundidad de la zona de saturación.
- e) Nivel del manto freático en la fecha de apertura.
- f) Profundidad del estrato impermeable.

VII.1.3.2.5. INTENSIDAD DE LAS PERFORACIONES.

El número de las perforaciones dependerá del grado de exactitud que requiera el estudio, de la gravedad de los problemas por detectar, y de la variación de los gradientes hidráulicos que se registren.

Se acostumbra iniciar la ubicación de los pozos con una separación de 2 Km, distribuyéndolos en cuadrícula, para definir con ellos las zonas con distintas profundidades de niveles -- freáticos.

El número de barrenaciones requeridas, se puede estimar bajo un criterio práctico o siguiendo ciertas normas en atención -- al grado o intensidad del problema.

Distribución práctica. Estudios generales.

Un pozo por cada 400 Ha., en zonas donde el manto freático se presenta a más de 3m de profundidad.

Un pozo cada 100 Ha., en zonas con nivel freático de 2 a 3m -- del nivel del suelo.

Un pozo cada 50 Ha., cuando el nivel freático esté a menos de 2 metros de la superficie.

Estudios Parcelarios.

De 50 a 100 Ha., un pozo por cada 8 Ha.,

De 20 a 50 Ha., un pozo por cada 4 Ha.

Menos de 10 Ha., un pozo por cada 2 Ha.

VII.1.4. ANALISIS Y PRUEBAS FISICO-QUIMICAS.

Deberán tomarse muestras de los diferentes estratos que se -- encuentran en los primeros 4 metros de profundidad, para ---- efectuar los siguientes análisis:

V11.1.4.1. — TEXTURA.

Por ciento de humedad correspondiente, al punto de
marchitamiento permanente (PMP).

Por ciento de humedad de capacidad de campo (PC).

Por ciento de saturación.

Densidad aparente (Da).

Densidad real (Dr).

Porosidad (P).

V11.1.4.2. QUIMICOS.

PH.

Cationes

Aniones

Por ciento de sodio intercambiable. (PSI).

V11.1.5. MEDIDA DEL NIVEL FREATICO.

Se lleva a cabo sin alterar el nivel del agua, haciendo uso de una cinta metálica con un dispositivo en la parte inferior que suene al alcanzar el agua o con una manguera rígida delgada, a la que al irse introduciendo, se le inyecta aire, para detectar el momento de hacer contacto.

En estudios específicos que requieren gran precisión, se utilizan las sondas eléctricas o se instalan limnigrafos.

V11.1.6. FRECUENCIA DE OBSERVACION.

Esta dependerá de la variación que presenten los niveles del manto freático según sea la recarga. Sin embargo, como es una labor donde se requiere de personal y tiempo, se acostumbra llevarla a efecto una vez por mes, y dentro del mismo período de días.

Estos datos deben obtenerse de modo que sean lo más precisos posible, evitando, en el momento de ejecutar la lectura, alguna influencia de carácter local los altere.

VII.1.7. PLANO DE NIVELES FREÁTICOS CON RESPECTO A LA SUPERFICIE DEL TERRENO. (ISOBATAS).

En un plano del área en estudio, fig. VII.4, se localizan en puntos donde fueron barrenados los pozos de observación y en cada uno de ellos, se anotan las profundidades de los niveles del agua desde la superficie del suelo.

Las profundidades observadas se separan en cinco grupos con base en los siguientes rangos:

- De 0.00 - 1.00 m.
- De 1.00 - 1.50 m.
- De 1.50 - 2.00 m.
- De 2.00 - 3.00 m.
- Mayor de 3.00 m.

Se trazan líneas envolventes que circunscriban las lecturas y se calculan las superficies de cada uno de los grupos.

El plano de niveles freáticos (ISOBATAS) precisará los siguientes aspectos:

- a) Localización de las zonas con diferentes niveles freáticos.
- b) Superficies mensuales con distintas profundidades de nivel freático.
- c) Magnitud total de la superficie donde el manto freático se encuentra a menos de 2000m. de profundidad.
- d) Las áreas que presentan espesores de suelo saturado a menos de 2.00 m. de profundidad.
- e) Localización de las áreas con problemas de drenaje.
- f) Aumento o disminución de las áreas-problema, con respecto al tiempo.

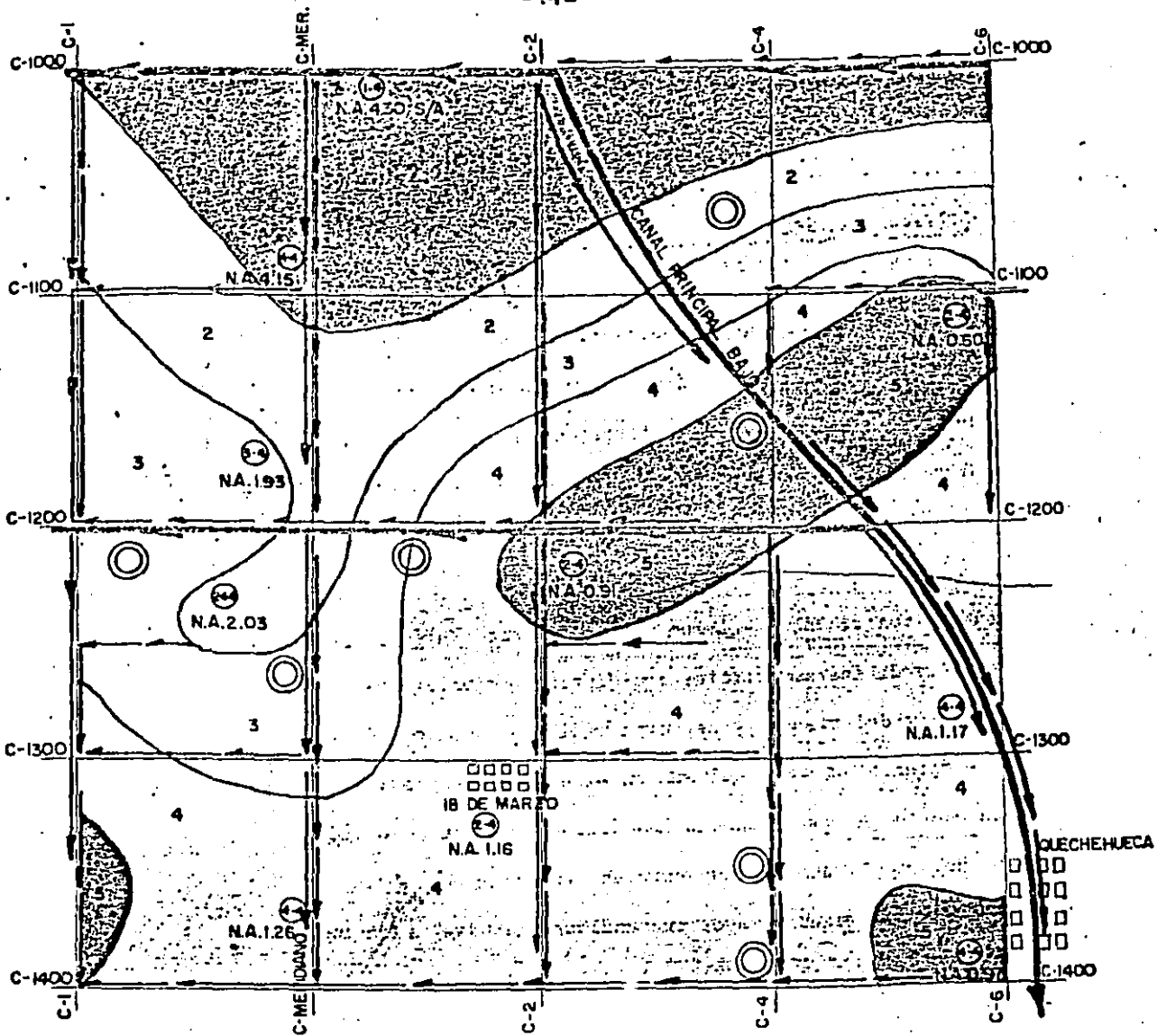


FIG.VII. PLANO DE ISOBATAS

CLAVE DE COLORES

PROF. EN MTS.	Color/Pattern
DE 0.00 A 1.00	Stippled pattern
DE 1.00 A 1.50	Number 4
DE 1.50 A 2.00	Number 3
DE 2.00 A 3.00	Number 2
DE 3.00 A MAS	Stippled pattern

Fuentes: ref. 16.

SIGNOS CONVENCIONALES

- >—> CANAL PRIMARIO
- >—> CANAL SECUNDARIO
- >—> DRENES RED GENERAL
- POBLADO
- POZOS DE OBSERVACION
- ⊙ POZOS PROFUNDOS
- N.A. NIVEL DEL AGUA

VII.1.8. GRÁFICAS DE ÁREAS TIEMPO.

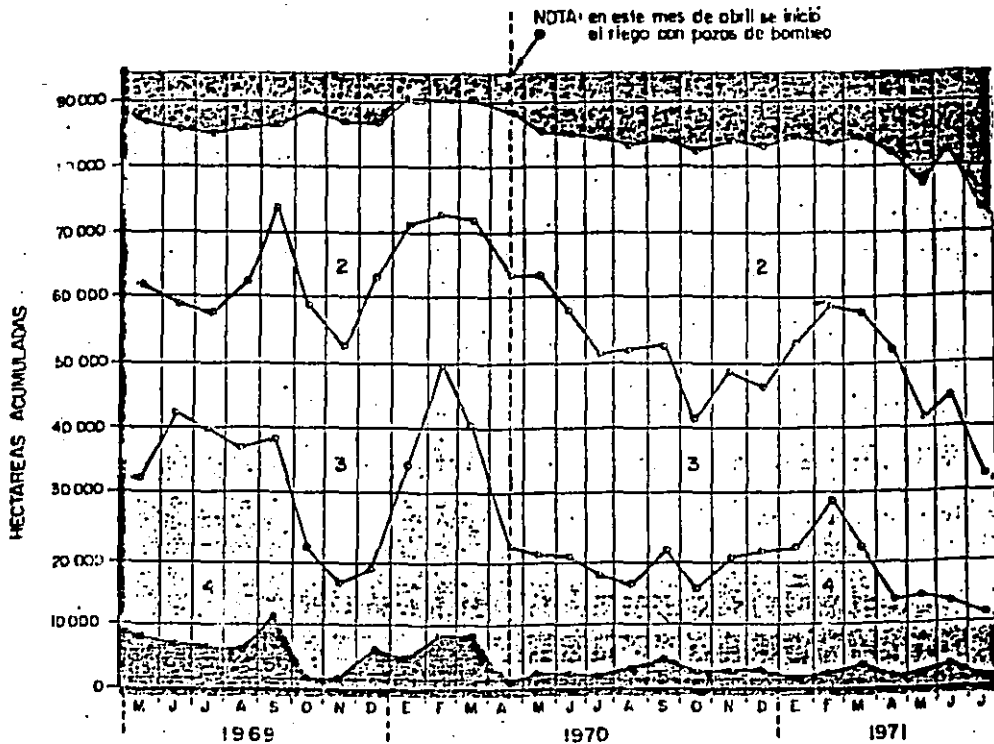
Las fluctuaciones que sufre el nivel freático, se detectan en las observaciones verificadas manualmente en los pozos, y --consecuentemente, se reflejan en los planos de isobatas, en --mayor o menor magnitud, con áreas de diferente nivel freático.

La gráfica de áreas-tiempo, gráfica VII.1. presenta con ----claridad los cambios de las superficies con distintos niveles freáticos a través del tiempo, y se forma mediante la colocación de los diferentes meses del año en el eje de las -----abscisas y en el eje de las ordenadas las áreas resultantes --de cada grupo, acumulando las superficies mensuales obtenidas en el orden de mayor profundidad del nivel freático, siendo --la suma la superficie total en estudio.

Paralelamente, deberá formarse otra gráfica semejante donde --se presentan conjuntamente las extracciones totales para riego y las precipitaciones mensuales. Gráfica VII.2.

El conjunto de estas dos gráficas proporciona los siguientes datos:

- a) Variación mensual de área de cada grupo.
- b) Los meses donde se presentan las mayores áreas con niveles freáticos más cercanos a la superficie del suelo y su ----duración.
- c) Los meses donde se presentan las áreas con niveles freáticos más profundos y su duración.
- d) Interacción de los niveles freáticos altos con los meses --de mayor extracción del agua para riego, o sea con los volúmenes mensuales extraídos de la fuente de abastecimiento.
- e) Influencia en la variación del manto freático de las preci--pitaciones pluviales y su duración.
- f) Fuentes principales de alimentación (riegos o lluvias).
- g) En casos de existir bombeos, su influencia en los -----abastecimientos de los niveles freáticos, en los meses de mayor o menor extracción.

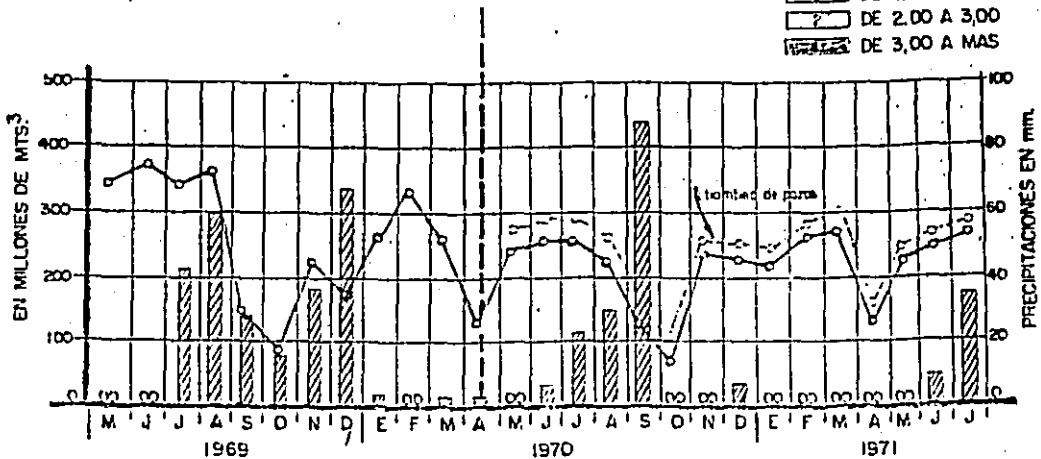


Gráfica de Variaciones en Has. Según Planos de Niveles Freáticos

GRAFICA VII.1

CLAVE DE COLORES
PROF. EN MTS.

- DE 0.00 A 100
- DE 1.00 A 150
- DE 1.50 A 200
- DE 2.00 A 3,00
- DE 3,00 A MAS



Precipitaciones Pluviales y Volúmenes de Agua Extraídos de la Presa para Riego.

GRAFICA VII.2

- PRECIPITACION
- VOLUMEN EXTRAIDO DE LA PRESA
- VOLUMEN BOMBEO DE POZOS

VII.1.9. PLANO DE MINIMOS NIVELES FREATICOS OBSERVADOS.

Las profundidades o cotas más bajas del nivel freático que -- fueron observadas en cada pozo, durante un período no menor -- de 12 meses, se anotan en un plano del área en estudio, y con los valores resultantes se trazan las curvas de nivel (Isohypsas), Fig. VII.5.

Aunque este plano no muestre las condiciones del flujo de un momento dado, ya que el conjunto de lecturas mínimas que han sido seleccionadas no corresponden a una sola observación, sí representa los niveles de los mantos freáticos de cada lugar cuando éstos reciben las menores aportaciones, y es ----- posiblemente la única representación hipotética del estado -- que tendrá el manto freático después de que haya sido ----- construída una red de drenaje que trabaje eficientemente.

Es por lo tanto, el momento que más se aproxima ----- a la condición de un régimen permanente y establecido sin --- efectos de alimentaciones temporales.

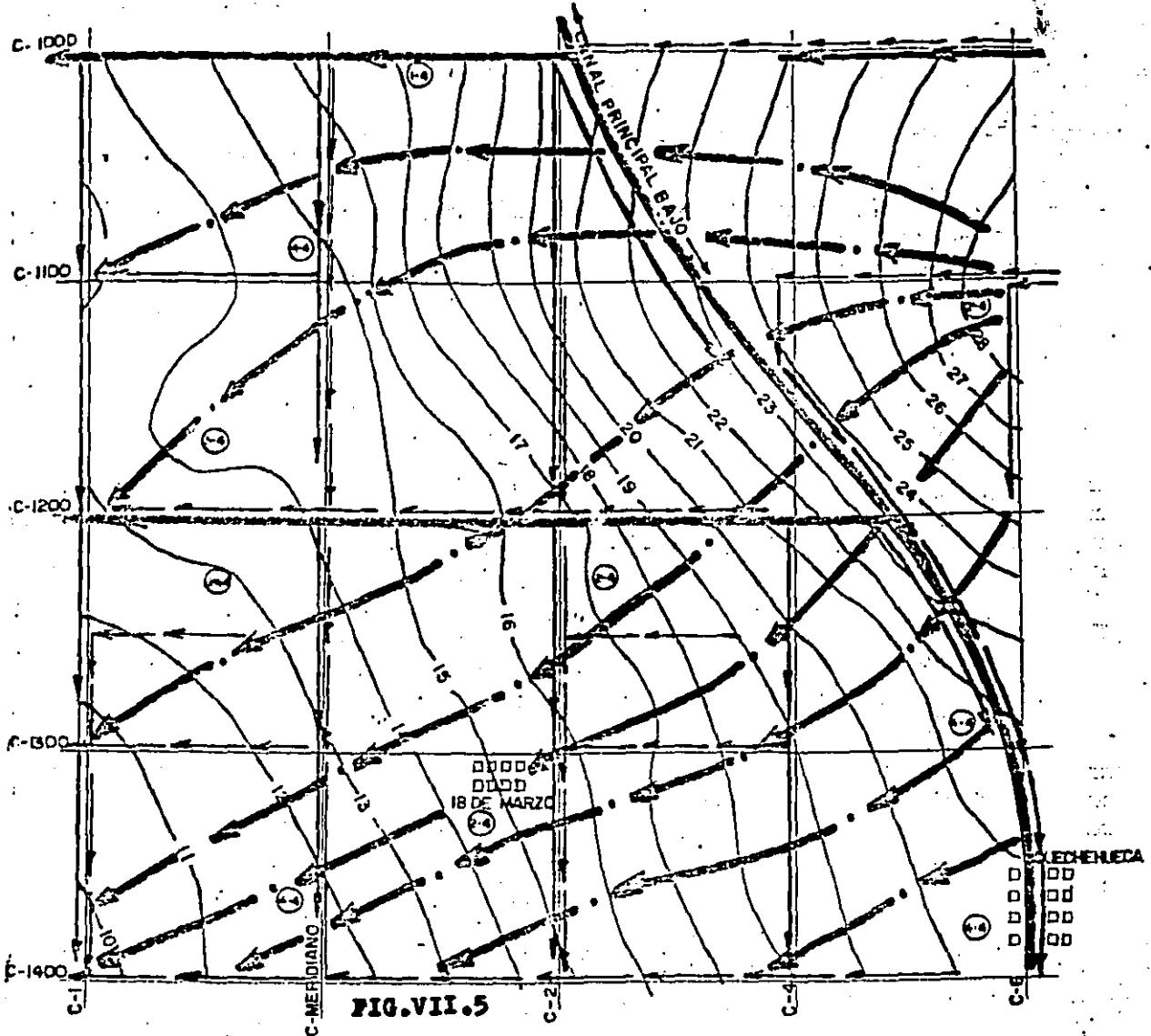
Por otra parte, las líneas de corriente resultantes de las -- equipotenciales del plano de niveles mínimos, marcan la dirección y los recorridos más probables del flujo de aguas freáticas futuras.

Por lo anterior, se comprende la importancia que tiene para -- el diseño del drenaje "interceptor" y de "alivio", tanto de -- tipo general como parcelario.

VII.1.10. TRAZO DE LINEAS DE CORRIENTE.

Con base en el anterior inciso, las isohypsas representan ---- equipotenciales y consecuentemente las líneas perpendiculares a ellas y de recorridos ortogonales, serán las líneas de ---- corriente del flujo de las aguas freáticas.

La unión de varias líneas de corriente definen centros de --- acumulación o sumideros, en cambio, la salida y difusión de -- ellas corresponderán a lugares de alta alimentación.



PLANO DE MINIMOS NIVELES FREATICOS OBSERVADOS Y TRAZO DE LINEAS DE CORRIENTES

SIGNOS CONVENCIONALES

- ←←← CANAL PRIMARIO
- ←←← CANAL SECUNDARIO
- ←←← DRENES RED GENERAL
- POBLADO
- POZOS DE OBSERVACION
- ~~~~~ ISOHYPSAS 1971
- ←←←••• LINEAS DE CORRIENTES

Fuentes: ref. 16.

Los recorridos muestran la tendencia y dirección del movimiento, así como las fuentes aportadoras de carácter permanente y su importancia. Fig. VII.5. Este plano es necesario para -- diseñar la dirección de los drenes interceptores que tendrán -- que ser proyectados perpendicularmente a las líneas de -- -- corriente.

VII.I.II. PLANO DE LA PROFUNDIDAD DEL ESTRATO IMPERMEABLE O HIDROAPOYO.

Se define como barrera impermeable o hidroapoyo, a la capa de suelo que limita el movimiento gravitacional del agua y se -- considera como tal, cuando el valor de la conductividad hidráulica es aproximadamente 1/10 de la del suelo superficial.

Para formar el plano correspondiente se interpolan las profundidades del estrato impermeable en cada uno de los puntos o -- pozos de observación, trazando isolíneas que separan a las -- áreas con diferente profundidad del hidroapoyo.

Cuando los datos son escasos, conviene recurrir a los perfiles de los pozos para complementarlos.

VII.I.II.I INFLUENCIA DE LA CONDUCTIVIDAD HIDRAULICA.

Los valores de la conductividad hidráulica pueden variar mucho de un suelo a otro e incluso en el interior de un mismo suelo.

De manera general, la conductividad hidráulica depende mucho -- más de la estructura del suelo que de la textura del mismo. -- Por ejemplo, una arcilla poco estructurada puede tener un valor de conductividad hidráulica muy débil, del orden de -- -- 0.003 m/día (1/4 de pulgada / día) mientras que una arcilla -- bien estructurada puede tener un valor muy elevado del orden -- de 10 m/día. De igual forma en las arenas, en la ausencia -- de la estructura, se pueden encontrar valores muy elevados de la conductividad en las arenas gruesas y valores muy débiles en ciertas arenas finas y muy finas.

Los valores de la conductividad hidráulica permiten calcular la separación entre las líneas de drenes. A partir de -- estos valores, se pueden realizar las instalaciones de drena je con separaciones muy variables, generalmente de 10 a 80 m. (35 - 260 pies.).

Estas medidas son muy importantes si se les consideran las -- sumas de dinero que pueden economizarse en un suelo pudiendo se drenar a mayores separaciones. Inversamente, los ensa- yos de conductividad hidráulica, permitirán determinar en un suelo poco permeable, si se le puede hacer drenaje subterrá- neo o si es preferible proponer otras técnicas de saneamien- to.

VII.I.12. ESTUDIO DE ZONAS CON PROBLEMA DE MANTOS FREÁTICOS SUJETOS A PRESION.

VII.I.12.I. NIVELES PIEZOMETRICOS.

El estudio de los niveles piezométricos se lleva a efecto -- en los distritos de riego, únicamente en las áreas donde -- existen mantos confinados o semi-confinados.

VII.I.12.2. INSTALACION DE PIEZOMETROS.

Con pozos donde el nivel del agua después de estabilizarse -- alcanza alturas mayores de 50 cm. por encima de la superficie de la zona de saturación, se consideran áreas con mantos -- freáticos sujetos a presión.

Definidas las áreas se instalan baterías de piezómetros para -- obtener los valores de las magnitudes relativas de las presio- nes que ejercen, así como las componentes ascendentes o des- cendentes.

Los piezómetros miden la presión con relación al extremo -- inferior, por lo cual se emplean tubos metálicos de 3/8" a -- 1/2" de diámetro, y su introducción se hace a golpes con un -- martinete o a presión hidráulica.

Se desarrolla una pequeña cámara de 10 cm. de longitud, a partir del extremo inferior del tubo, y una vez instalado, se aplica agua a través de un tubo de plástico de 6 mm, para limpiar el pozo.

Al estudiar el perfil y determinar los estratos confinantes, se colocan en cada lugar el número de piezómetros necesarios, de tal manera que corresponda cada par a dos diferentes estratos, procurando que la base del primero quede alojado de 30 a 40 cm. por encima del límite entre la capa que se considera a presión y el material más permeable; el segundo piezómetro se introducirá a 30 cm. en el estrato permeable.

Conviene alojar todos los que sean necesarios hasta completar el número de estratos permeables, para definir el espesor de los mantos freáticos y las condiciones del flujo del agua que los forman.

VII.I.12.3. PERFILES PIEZOMETRICOS.

La colocación de una batería de piezómetros instalados a diferente profundidad, tiene como finalidad obtener la dirección y gradiente del flujo.

DIRECCION Y GRADIENTE DEL FLUJO.

- a) Isolíneas de igual presión cuyo valor disminuye hacia el dren, demuestran la existencia de un flujo radial hacia el mismo, fig. VII.6.

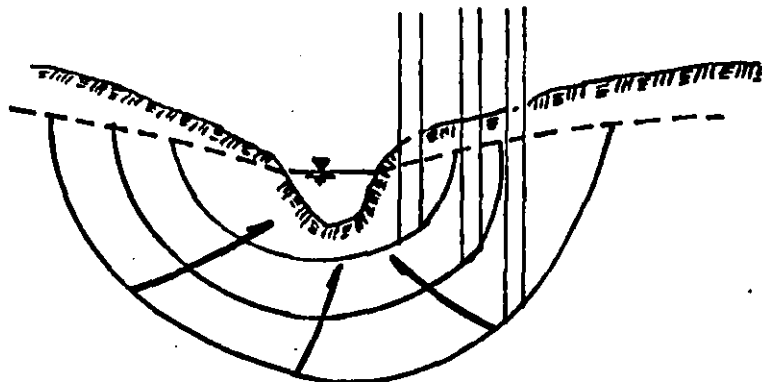


Fig.VII.6. Flujo radial

- b) Isolíneas de igual presión que incrementen sus valores - hacia el dren, demuestra la existencia del flujo del dren hacia los terrenos (área de recarga hacia los suelos), fig. VII.7

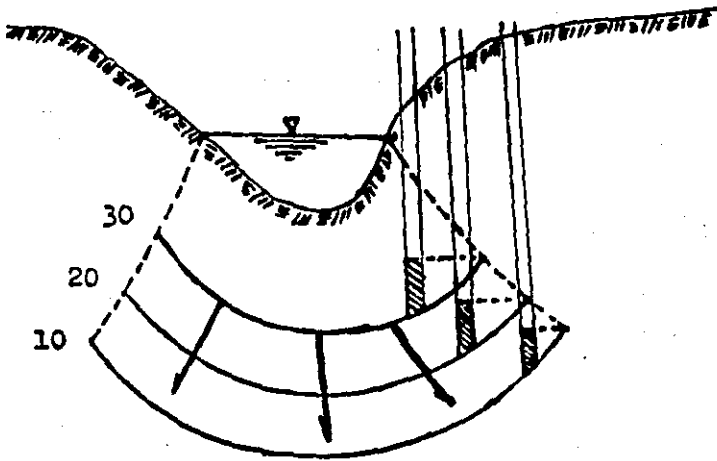


Fig. VII.7 Flujo de recarga hacia el suelo.

VII.I.12.4. AREAS CON MANTOS CONFINADOS.

Si se conoce la pérdida de carga entre dos piezómetros a diferentes profundidades sobre un estrato homogéneo, se puede ubicar el nivel freático y con ello si existe o no capa confinada con presión artesiiana y la determinación del nivel freático se logra tanto en forma gráfica como analíticamente.

Figs. VII.8 Y VII.9.

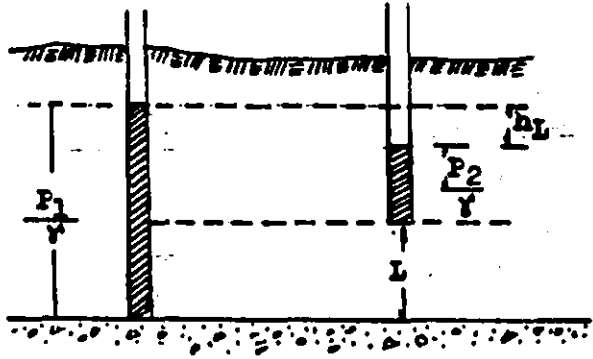


Fig. VII.8. Pérdida de carga entre dos piezómetros a diferente profundidad

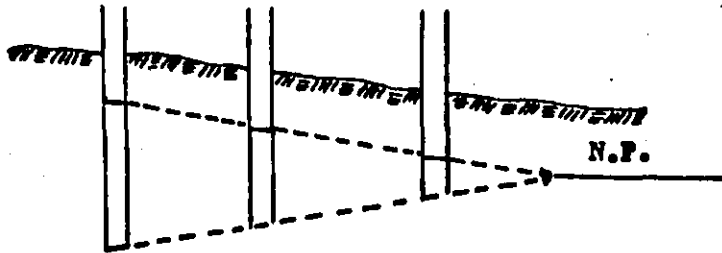


Fig. VII.9 Determinación del nivel freático en forma gráfica.

Para determinar el nivel freático en forma gráfica, se toma como plano de comparación el extremo inferior de los piezómetros más profundos como se indica en la fig. VII.8.

VII.I.12.5. CASOS DE K DIFERENTES.

Si los gradientes $i = H/L$ varían en los piezómetros colocados a diferente profundidad, significa que los valores de K tienen una conductividad hidráulica diferente, por lo que se aprovecha esta condición para fijar a través de ellos, los valores relativos de permeabilidad, fig. VII.10.

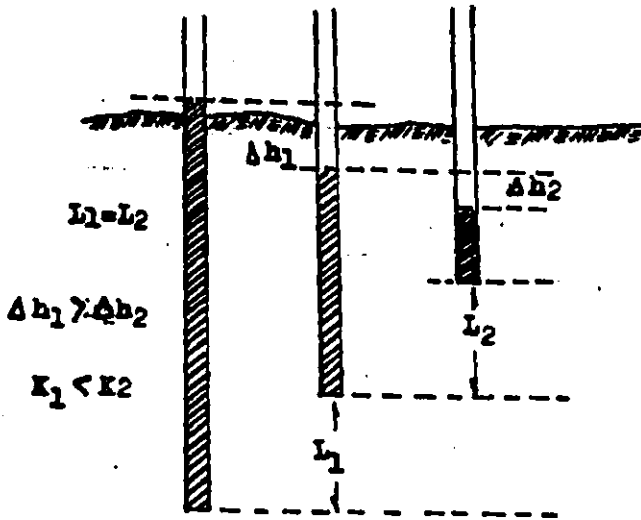


Fig. VII.10 Variación de la permeabilidad.

VII.2. JERARQUIZACION DE LOS PROBLEMAS DE DRENAJE
CON LA FINALIDAD DE ESTABLECER EL ORDEN DE
APLICACION DE NORMAS CORRECTIVAS.

Hay que tener en cuenta un gran número de factores antes de elegir las medidas correctivas que deberán aplicarse para detener o controlar las fuentes que provocan el problema de drenaje, y una vez determinadas, se jerarquizarán en atención a la urgencia de su construcción, siguiendo generalmente el orden técnico que se menciona a continuación, ref.23.

VII.2.I. CONTROL DE FUENTES SUPERFICIALES.

- a) Formación de bordos y canales protectores de inundación en cauces de ríos o arroyos.
- b) Construcción de drenes interceptores y red colectora para conducir los volúmenes superficiales, producidos por las precipitaciones pluviales.

- e) Redes colectoras que recojan los excedentes superficiales de riego.

VII.2.2. CONTROL DE FUENTES INTERNAS.

- a) Revestimiento de los tramos de los canales que son fuertemente aportadores de agua por filtraciones.
- b) Redes de drenaje para interceptar las corrientes internas.
- c) Colectores de la red de apoyo.
- d) Redes de drenes interceptores de tipo parcelario (drenaje horizontal).
- e) Baterías de pozos con función de drenaje vertical, específicos en los casos de existir sub-alimentación a presión.

No obstante la necesidad de la mayor parte de ellas, -- algunas requieren mayor atención, por lo que deberá -- dárseles preferencia.

VII.2.3. DRENAJE COMPLEMENTARIO.

Finalmente, en aquellos casos donde aún establecidas las medidas correctivas, persisten las zonas con problemas que requieren de un drenaje complementario o parcelario, aunque sea -- costoso, deberá ser construido este.

La jerarquización o necesidad de su requerimiento, se apoya en el criterio de definir primeramente las zonas del estudio que lo necesitan.

Dicha jerarquización se puede llevar a cabo con relación a la profundidad del manto freático.

Para ello, se parte del supuesto, de que todas que todas las áreas que mantienen mantos freáticos con salinidad mayor de -- 2000 p.p.m. a una profundidad menor de 2.00 m. de la superficie del suelo, requieren de un drenaje parcelario y cuando es to sucede, puede establecerse el siguiente orden de preferencia.

- a) Cuando el nivel freático se encuentra a menos de 1.00 m. de profundidad.
- b) Cuando el nivel freático oscila de 1.00 a 1.50 m.
- c) Cuando el nivel freático tiene variaciones de 1.50 a 1.80 m.
- d) Cuando el nivel freático se presenta de 1.80 a 2.00 m.

VII.3. TIPOS DE DRENES.

Dentro de las diferentes clases de drenes que existen, se tienen:

- a) Drenes abiertos (zanjas con taludes de 0.5 : 1)
Las zanjás requieren una inversión inicial mucho menos considerable que el drenaje subterráneo, pero necesitan un mantenimiento periódico (1 año). Además ocasionan una pérdida de terreno debido mucho más a su efecto restrictivo en la circulación de las máquinas que por la superficie ocupada por las mismas zanjás.
- b) Drenes subterráneos adenados con pajas prensadas con materia seca de productos agrícolas (trigo, linaza, -- arroz, etc.).

La materia seca (paja), se utiliza como filtro desde -- desde hace varios años. Generalmente se coloca alre -- dor de la tubería en la trinchera.

Las pajas de lino y de trigo son preferibles a las de -- cebada o de avena porque se pudren más lentamente.

En el caso de tuberías de plástico, el filtro de paja -- debe ser delgado. El suelo debe estar en contacto -- con el dren a fin de proporcionar un buen soporte -- lateral y una cierta rigidez para resistir las cargas. Un filtro demasiado grueso puede disminuir el contacto lateral del suelo y acarrear un desplazamiento de la -- tubería en la trinchera o un aplastamiento de ella.

- c) Drenes subterráneos de tubos de concreto de 4" ϕ con filtro de grava.

La grava se utiliza alrededor de la tubería para formar una envoltura que impide que las partículas finas de arena penetren en ella y disminuye la resistencia de entrada del agua en la tubería. Es necesaria una graduación en el diámetro de partículas de grava para que funcione como filtro para la arena. La gran cantidad de material requerido, la dificultad de colocarlo alrededor de la tubería, el transporte difícil en los campos frecuentemente húmedos hacen que este material sea poco utilizado.

- d) Drenes Tapa.

Estos son drenes subterráneos cilíndricos por medio de un arado que agujera el suelo, son similares a los drenes de tubos pero sin que el agujero tenga algún revestimiento, la propia estabilidad del suelo los conserva. Su diámetro es de 15 cms. (6").

VII.4. CALCULO DE DRENES.

VII.4.1. PRINCIPIOS BASICOS PARA EL CALCULO DE LA SEPARACION Y PROFUNDIDAD DE LOS DRENES.

Un dren crea una disminución del valor de la carga hidráulica, lo que provoca un gradiente hidráulico y como consecuencia un movimiento del agua hacia él, que constituye el aspecto básico para diseñar un sistema de drenaje.

Actualmente se han obtenido un gran número de fórmulas en la determinación del espaciamiento a que deben construirse los drenes para lograr:

- a) Mantener la curva de abatimiento del nivel freático a una profundidad preconcebida. (caso de flujo permanente) y/o lograr que el abatimiento de la curva se realice en un determinado tiempo (esquema de flujo no permanente).

- b) Cuando los drenes ya están instalados, se puede calcular el abatimiento que son capaces de efectuar (flujo permanente) en la parte media de su separación y/o calcular la magnitud del descenso en un tiempo dado (flujo no permanente).

Cada una de las fórmulas se aplican para las condiciones que definen el esquema de donde fueron obtenidas, en las que fundamentalmente están comprendidos los siguientes conceptos:

- 1) Régimen de recarga de los acuíferos
- 2) Tipo de flujo hacia los drenes.

- 1) El régimen de Recarga de los Acuíferos (Establecido o no Establecido). Este se subdivide en:

- a) Régimen de flujo permanente o establecido
- b) Régimen de flujo no permanente o no establecido.

- a) Régimen de Flujo Permanente o Establecido.

Se consideran zonas de flujo permanente, aquellas en las cuales la misma cantidad de agua que ingresa es la que sale (caso de distrito de riego en zonas lluviosas), -- logrando así un equilibrio dinámico.

En este caso la recarga normativa o requerimiento de drenaje, depende de la precipitación o del riego, o de un flujo subterráneo ascendente, puede ser expresado en (m/día) por unidad de área.

La profundidad de las raíces de los cultivos, indicará la profundidad mínima a la que debe encontrarse el nivel freático en el punto medio entre los drenes fig. VII.11.

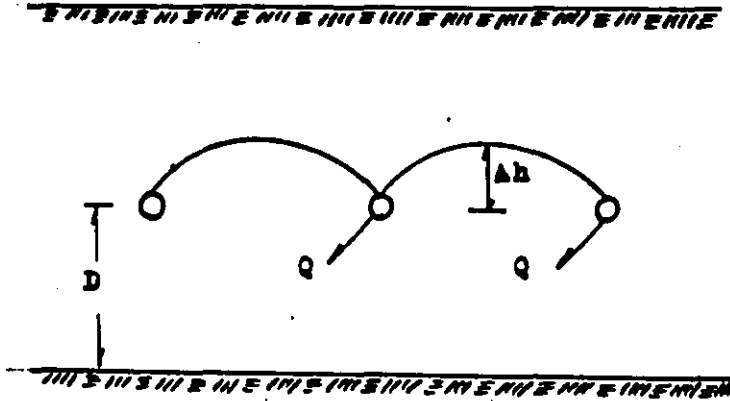


Fig. VII.11 Sistema establecido.

- b) Régimen de flujo no Permanente o no Establecido.
Cuando la recarga se produce en un lapso breve y debe -
transcurrir un tiempo más o menos grande para que se --
vuelva a presentar (casos de distritos de riego en las-
zonas áridas o semi-áridas).

Aquí el criterio a emplearse se refiere al tiempo en --
que el nivel freático desciende de una profundidad ini-
cial (h_0) a una profundidad (h_t), sin que el cultivo se
vea afectado por un grado de saturación excesivo por lo
tanto dependerá de cada cultivo, generalmente se toma -
el descenso de 3 a 5 días para suelos medios, fig.VII.12.

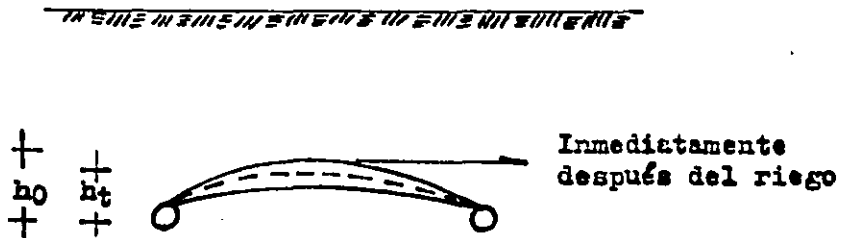


Fig. VII.12. Sistema no establecido

- 2) Tipo de Flujo de la corriente hacia los Drenes (Horizontal, Radial y/o Radial y Horizontal).
- a) Predominancia del flujo horizontal (cuando el hidrosapoyo coincide o está cercano a la rasante de los drenes), Fig.- VII.13.

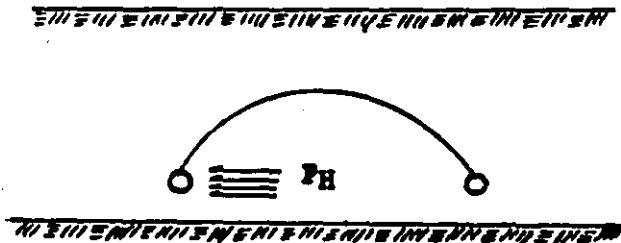


Fig. VII.13. Flujo horizontal

En este caso el flujo radial puede ser despreciable por no haber suficiente distancia por debajo de los drenes para que este flujo ocurra.

- b) Predominancia del flujo radial (cuando el hidrosapoyo está demasiado profundo), fig. VII.14.

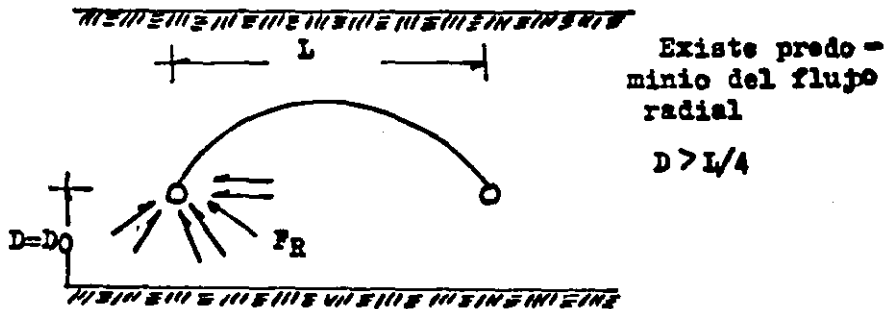


Fig. VII.14. Flujo radial

- c) Predominancia del flujo radial y horizontal (cuando el hidrocapo se presenta a una distancia intermedia por debajo del dren), fig. VII.15.

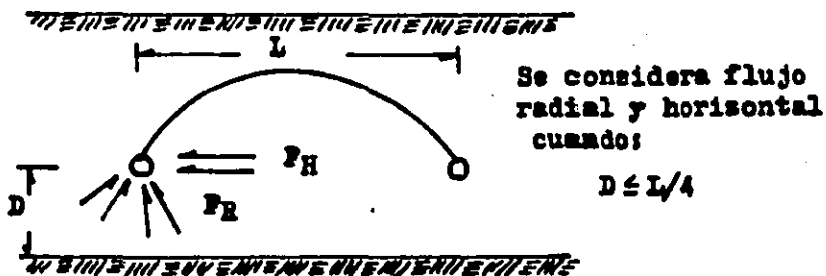


Fig.VII.15. Flujo radial y horizontal

VII.4.2. METODOS DE DISEÑO

VII.4.2.1. FLUJO ESTABLECIDO, O PERMANENTE

VII.4.2.1.1. PRINCIPIOS DE LA ECUACION DE HOOGHOUTT

Hooghoudt (1940), ref 16, partió de varios supuestos para obtener su ecuación.

- 1.- Divide la región de flujo en dos partes, una con flujo horizontal y la otra con radial fig. VII 16.
- 2.- El flujo hacia los drenes es permanente, o sea que la cantidad de agua de recarga es igual a la cantidad de agua que sale por los drenes, es decir el nivel freático permanece constante.
- 3.- La recarga es uniforme y distribuida.
- 4.- Sólo es válida para flujo horizontal.
- 5.- El gradiente hidráulico en cualquier punto es igual a la pendiente del agua freática en el punto dy/dx .
- 6.- La ley de Darcy es válida para el flujo de agua a través del suelo.

La fórmula presentada por Hooghoudt, puede ser derivada colocando el eje de las "y", en el punto medio entre los drenes - (situación 2, fig. VII16) o estando el eje "y" en el límite de uno de los drenes entubados (o zanjas).

Entonces, de acuerdo a los diferentes signos, situaciones y condiciones límites que deben considerarse para la solución, se puede demostrar que esta será la misma en cualquiera de las dos situaciones. Por lo que, si se considera la situación 1 con la ley de Darcy. ref.17.

$$- K y \frac{dy}{dx} = Q x \text{ --- (a)}$$

donde y es la profundidad total del flujo y varía entre D y D + H

Como $Qx = q X \text{ --- (b)}$

para las condiciones límites:

$$\begin{aligned} \text{cuando } X = 0, Y = D \\ X = L/2, Y = D + H \end{aligned}$$

Si se igualan las ecuaciones (a) y (b) y se integra entre los límites indicados, se tiene que:

$$\begin{aligned} - K \int_{Y=D}^{Y=D+H} Y dy = q \int_{X=0}^{X=L/2} X dx \\ - K \left(\frac{Y^2}{2} \right)_{Y=D}^{Y=D+H} = q \left(\frac{X^2}{2} \right)_{X=0}^{L/2} \\ - \frac{K}{2} (D^2 - (D+H)^2) = \frac{1}{2} q \left(\frac{L^2}{4} \right) \end{aligned}$$

$$K (H^2 + 2DH) = q \frac{L^2}{4} \quad \delta \text{ biens}$$

$$2K \frac{H^2}{L} + 4KD \frac{H}{L} = q \frac{L}{2} = Q_{inf} \text{-----(c)}$$

A la ecuación (c) se le conoce como gasto de infiltración (Q_{inf}.)

Cuando D = 0, el gasto de infiltración se reduce a únicamente flujo por encima del nivel de drenes, es decir.

$$Q_{inf} = q \frac{L}{2} = 2K \frac{H^2}{L}$$

Sin embargo, cuando se tiene D ≠ 0, dicho gasto está compuesto de flujo por encima del nivel de los drenes, así como también de flujo por debajo del nivel de los mismos.

De la ecuación (c) se obtiene:

$$L^2 = 4K \frac{H^2}{q} + 8KD \frac{H}{q} \text{----- (d)}$$

donde:

- L = espaciamiento entre drenes, en m.
- q = Coeficiente de drenaje, o descarga de drenes por unidad de área, en m/día
- K = Conductividad hidráulica (o permeabilidad) del suelo, en m/día.
- H = Carga hidráulica por encima del dren, en el punto medio entre drenes, en m.
- D = Profundidad a la capa impermeable por debajo del nivel de drenes, en m.

La fórmula anterior es conocida como la ecuación de la elipse y en relación con el cálculo de espaciamiento de drenes es más conocida como la fórmula de Donnan, ref.17.

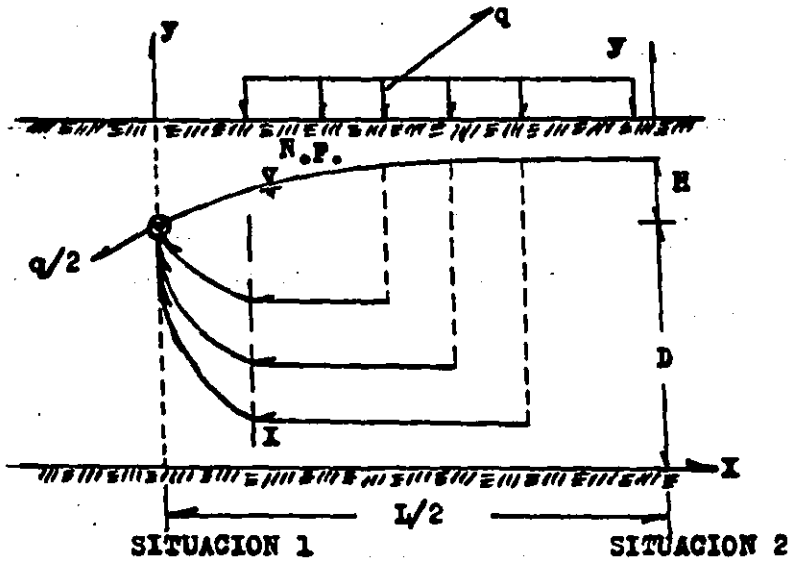


Fig. VII.16 componentes de flujo según Hooghoudt

Por otro lado, si se tiene el caso de dos estratos de diferente conductividad hidráulica, fig. VII.17b, y además el nivel de los drenes coincide con la intercara de los dos estratos (no es necesario que ello ocurra, entonces la ec. (d) se transforma en:

$$L^2 = \frac{4 K_1 H^2}{q} + 8 \frac{K_2 D H}{q} \text{ --- (e)}$$

Para el empleo de la ecuación (d) debe tenerse presente lo siguientes:

- 1) $8 \frac{K_2 D H}{q}$ = Es provocada por el flujo de agua por debajo del nivel de los drenes.
- 2) $4 \frac{K_1 H^2}{q}$ = Es provocada por el flujo de agua por encima del nivel de drenes.
- 3) La fórmula de Hooghoudt se aplica en los siguientes casos
 - a) Para suelos homogéneos, fig. VII.17a.

- b) Cuando los drenes ocupan la intercara entre dos estratos, fig. VII.17.b.
- c) Cuando los drenes están localizados por debajo de la intercara de los dos estratos, se debe aplicar la fórmula de Hooghoudt como una primera aproximación, ya que no es posible predecir el grado de precisión-obtenido.

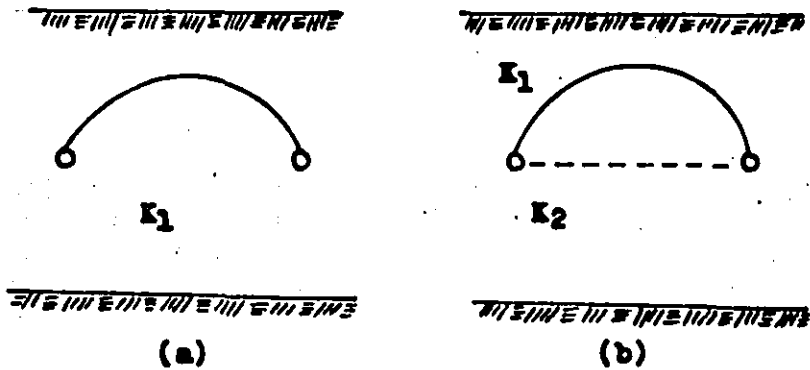


Fig. VII.17. Drenes colocados en suelo homogéneo (a) y no homogéneo (b).

CONDICIONES PARA QUE SE PRODUZCA EL FLUJO HORIZONTAL Y SE EMPLEE LA FORMULA DE - - HOOGHOUT

- 1) $L \gg D$
- 2) $H \ll D$

Observaciones:

- a) Drenes cercanos a la capa impermeable, $D = 0$

$$L^2 = \frac{4 KH^2}{q} \quad (\text{se le asigna al flujo por encima del nivel de drenes}).$$

b) $H \ll D$, condición de flujo horizontal

$$L^2 = \frac{8 K D H}{q} \quad (\text{se le asigna al flujo por debajo del nivel de drenes})$$

c) Si el nivel de los drenes coincide con la intercara de dos capas en el suelo, fig. VII.17.b.

$$L^2 = \frac{4 KH^2}{q} + \frac{8 K_2 D H}{q}$$

Dado que la ecuación anterior es para flujo horizontal y para que este se produzca es necesario que se cumplan las condiciones 1) y 2), Hooghoudt desarrolló en función de la ecuación anterior, una expresión para flujo radial, en la cual reemplaza la profundidad a la capa impermeable por el espesor del estrato equivalente.

El estrato o capa equivalente es un espesor teórico en el cual solamente ocurre flujo horizontal, fig. VII.18.b. y que reemplaza la situación real de un dren con flujo horizontal y flujo radial.

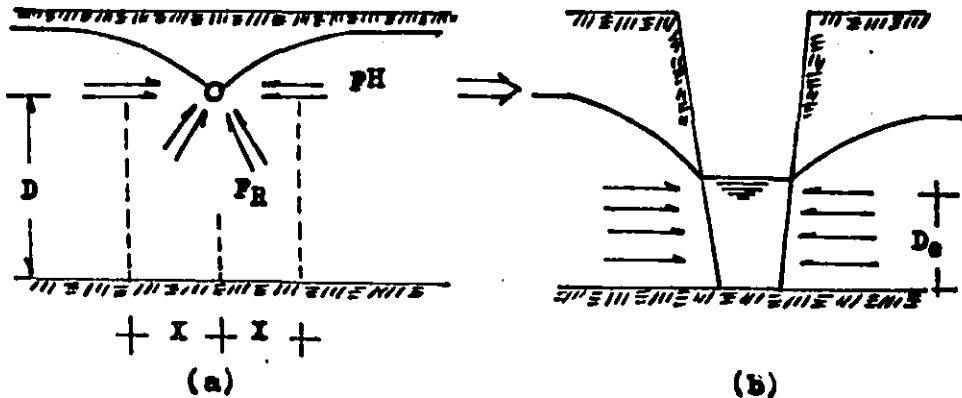


Fig.VII.18. Situación real (a) y teórica para flujo radial y horizontal

La situación real mostrada en la figura anterior, con flujo horizontal y radial ha sido transformada a una situación teórica de flujo horizontal, mediante el empleo del estrato equivalente, por lo que

$$L^2 = \frac{8 K_2 D_0 H}{q} + \frac{4 K_1 H^2}{q} \text{ --- (f)}$$

El espesor del estrato equivalente ha sido tabulado por Hooghoudt, en función de la distancia D, y el espaciamiento entre drenes L, Tabla VII.1

En la tabla VII.1, cuando $D > L/4$,
De = constante y si esto sucede, el flujo es enteramente radial.

La solución de la fórmula f), es por tanteos, se supone un valor para L y se emplea la tabla VII.1, para obtener "De",

Si el valor fue el correcto, entonces debe de compararse con dicha ecuación, si no concuerda la igualdad entonces debe suponerse otro nuevo valor para "L" y repetirse el procedimiento.

A continuación se expone un ejemplo de aplicación.

Calcular la separación de los drenes parcelarios que se requieren en un terreno donde se debe mantener el manto freático a 1.50 m. de profundidad, con los siguientes datos:

Profundidad del hidroapoyo desde la superficie = 10 m.

Valor de la conductividad hidráulica = 1.06 m/día

Profundidad de los drenes = 2 m.

Perfil del terreno = homogéneo.

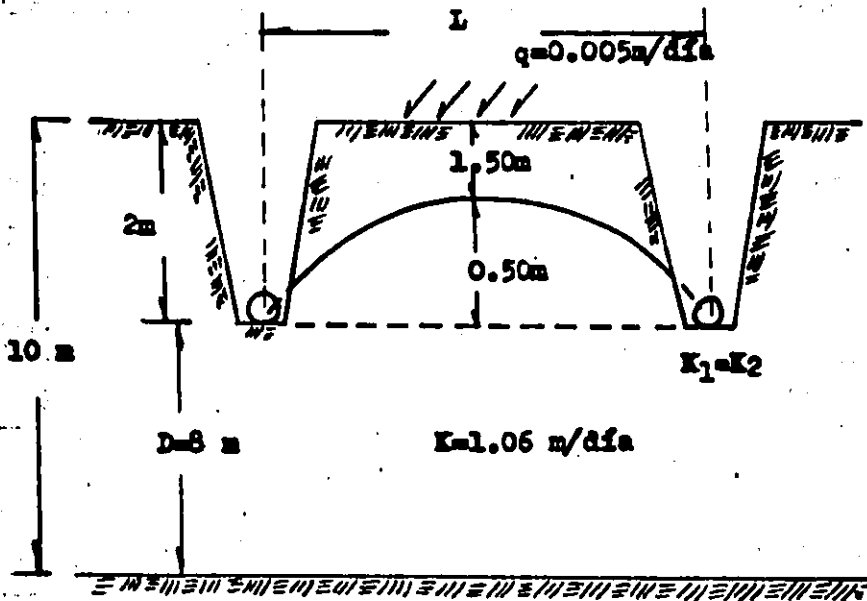
TABLA VII.1
 PROFUNDIDADES EQUIVALENTES De PARA DIFERENTES VALORES D, SEGUN HOOGHOUT (1940)

L →	5m	7.5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	L →	50	75	100	150	200	250		
D												D								
0.5m	0.47	0.48	0.49	0.49	0.49	0.50	0.50					0.5m	0.50							
0.75	0.60	0.69	0.71	0.73	0.73	0.74	0.75	0.75	0.75	0.76	0.76	1	0.96	0.97	0.98	0.99	0.99	0.99		
1.00	0.67	0.75	0.80	0.86	0.89	0.91	0.93	0.94	0.96	0.96	0.96	2	1.72	1.80	1.85	1.90	1.92	1.94		
1.25	0.70	0.82	0.89	1.00	1.05	1.09	1.12	1.13	1.14	1.14	1.15	3	2.29	2.49	2.60	2.72	2.79	2.83		
1.50		0.88	0.97	1.11	1.19	1.25	1.28	1.31	1.34	1.35	1.36	4	2.71	3.04	3.24	3.46	3.58	3.66		
1.75		0.91	1.02	1.20	1.30	1.39	1.45	1.49	1.52	1.55	1.57	5	3.02	3.49	3.78	4.12	4.31	4.43		
2.00			1.08	1.28	1.41	1.5	1.57	1.62	1.66	1.70	1.72	6	3.23	3.85	4.23	4.70	4.97	5.15		
2.25			1.13	1.34	1.50	1.69	1.69	1.76	1.81	1.84	1.86	7	3.43	4.14	4.62	5.22	5.57	5.81		
2.50				1.38	1.57	1.69	1.79	1.87	1.94	1.99	2.02	8	3.56	4.38	4.95	5.68	6.13	6.43		
2.75				1.42	1.63	1.76	1.88	1.98	2.05	2.12	2.18	9	3.66	4.57	5.23	6.09	6.63	7.00		
3.00				1.45	1.67	1.83	1.97	2.08	2.16	2.23	2.29	10	3.74	4.74	5.47	6.45	7.09	7.53		
3.25				1.48	1.71	1.88	2.04	2.16	2.26	2.35	2.42	12.5		5.02	5.92	7.20	8.06	8.68		
3.50				1.50	1.75	1.93	2.11	2.24	2.35	2.45	2.54	15		5.20	6.25	7.77	8.84	9.64		
3.75				1.52	1.78	1.97	2.17	2.31	2.44	2.54	2.64	17.5		5.30	6.44	8.20	9.47	10.4		
4.00					1.81	2.02	2.22	2.37	2.51	2.62	2.71	20			6.60	8.54	9.97	11.1		
4.50					1.85	2.08	2.31	2.50	2.63	2.76	2.87	25			6.79	8.99	10.7	12.1		
5.00					1.88	2.15	2.38	2.58	2.75	2.89	3.02	30				9.27	11.3	12.9		
5.50						2.20	2.43	2.65	2.84	3.00	3.15	35				9.44	11.6	13.4		
6.00							2.48	2.70	2.92	3.09	3.26	40					11.8	13.8		
7.00							2.54	2.81	3.03	3.24	3.43	45					12.0	13.8		
8.00							2.57	2.85	3.13	3.35	3.56	50					12.1	14.3		
9.00								2.89	3.18	3.43	3.66	60						14.6		
10.00									3.23	3.48	3.74		3.88	5.38	6.82	9.55	12.2	14.7		
	0.71	0.93	1.14	1.58	1.89	2.24	2.58	2.91	3.24	3.56	3.68									

Gasto específico $q = 0.005 \text{ m/día}$.

Abastecimiento deseado del mantó freático $a = 1.50 \text{ m}$ de la superficie del terreno.

En base a los datos anteriores el esquema queda:



Mediante la fórmula de Hooghoudt, para flujo radial y horizontal.

$$L^2 = \frac{8 K_2 D e H}{q} + \frac{4 K_1 H^2}{q}$$

Como el estrato es homogéneo, $K_1 = K_2$.

$$L^2 = \frac{4K H (2 D_e + H)}{q}$$

$$L^2 = \frac{4 \times 1.06 \times 0.50 (2 \times D_e + 0.50)}{0.005}$$

Suponiendo una $L = 59$ m, mediante la tabla VII.1, $D = 8$ m, e interpolando se obtiene: $D_e = 3.8552$ m.

$$L^2 = 3481.21 \quad \therefore L = 59 \text{ m.}$$

Como "L" calculada es igual a "L" supuesta la solución es - correcta.

VII.4.2.1.2. PRINCIPIOS DE LA ECUACION DE ERNST

La ecuación de Ernst es aplicable a dos capas de suelos, y a los casos en suelo homogéneo, cuando los drenes ocupan los intercara entre los dos estratos y cuando los mismos están localizados por debajo de la intercara de los dos estratos, así mismo, para suelos con la intercara de las dos capas por debajo del nivel de los drenes.

Ernst consideró que el flujo que se dirige a los drenes, sean estos por zanjas de drenaje o tuberías, tiene tres componentes: Una vertical (V), una horizontal (H), y una radial (R), fig. VII.19.

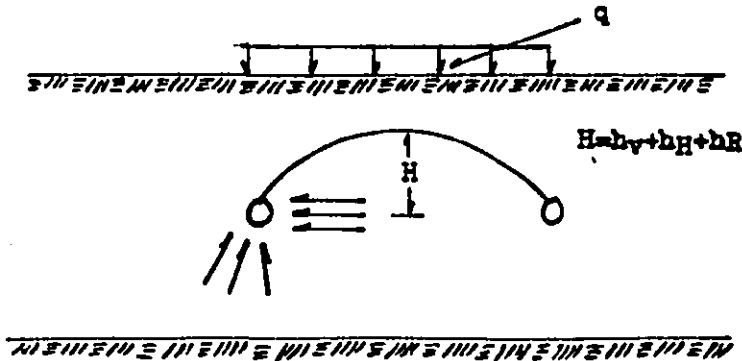


Fig.VII.19. Componentes de la ecuación de Ernst.

Donde H es la carga hidráulica total necesaria para que el agua fluya hacia el dren y es igual a la suma de las resistencias al flujo.

a) Componente vertical.

La componente vertical Ernst la expresa como: fig. VII.20.

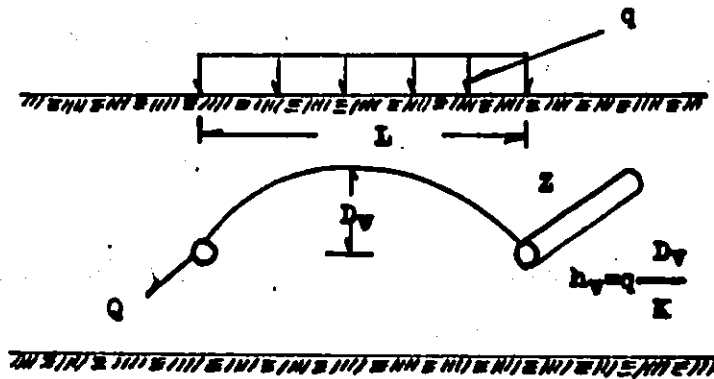


Fig.VII.20. Componente vertical

Donde, D_v/K es llamada resistencia vertical. Generalmente, los valores de la componente vertical son casi despreciables.

b) Componente horizontal.

Ernst supone que el flujo ocurre en la parte inferior de los drenes, más la mitad de la carga hidráulica en el punto medio de manera que, fig. VII.21.

$$L^2 = 8 K \frac{D_o H}{q} + 4 k H \frac{H}{q} = 8 K \frac{H}{q} \left(D_o + \frac{H}{2} \right) = 8 K \frac{H}{q} D_1$$

$$D_1 = D_o + H/2 \quad ; \quad h_H = \frac{L^2 q}{8 K D_1}$$

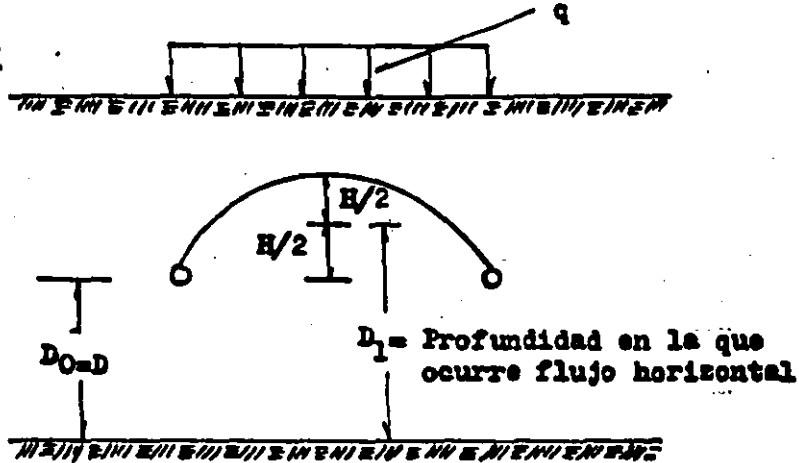


Fig. VII.21. Componente horizontal.

Por otro lado, cuando existen varios estratos por debajo del nivel de drenes, fig. VII.22.

$$KD_1 = \sum_{i=1}^n K_i D_i \quad ; \quad \text{o sea } KD = K_1 D_1 + K_2 D_2 + \dots + K_n D_n$$

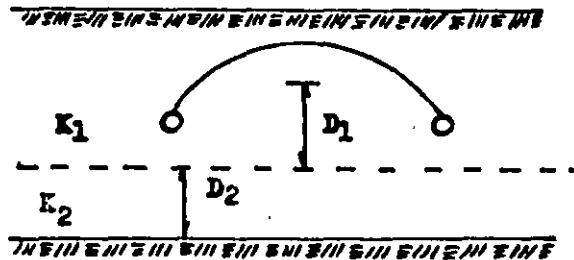


Fig. VII.22. Diferentes estratos de suelo.

c) Componente radial

$$M_R = q L W \quad ; \quad \text{con } z = 1$$

Uniendo las 3 expresiones se obtiene la carga hidráulica total que es necesario para vencer las tres resistencias al flujo o sea:

$$H = h_v + h_H + M_R$$

$$H = q \frac{D_v}{K} + q \frac{L^2}{8KD_1} + q L W$$

Donde W es la resistencia radial

Esta ecuación es de segundo grado en L de la formas

$$AL^2 + BL + c = 0 ; A = 1, B = q w. \quad y$$

$$c = q \frac{D_v}{K} - H$$

de la cual se obtiene L, tomándose el valor positivo.

En base a lo anterior Ernst desarrolló las siguientes ecuaciones para drenaje por zanjas.

a) Suelo homogéneo y $D_0 < L/4$, fig. VII.23.

$$H = \frac{q L^2}{8K_1 D_1} + \frac{q L}{\pi K_1} \ln \frac{D_0}{u} \quad \text{-----}(g)$$

Donde la componente vertical se despreció, y $u = b + 2d \sqrt{m^2 + 1}$

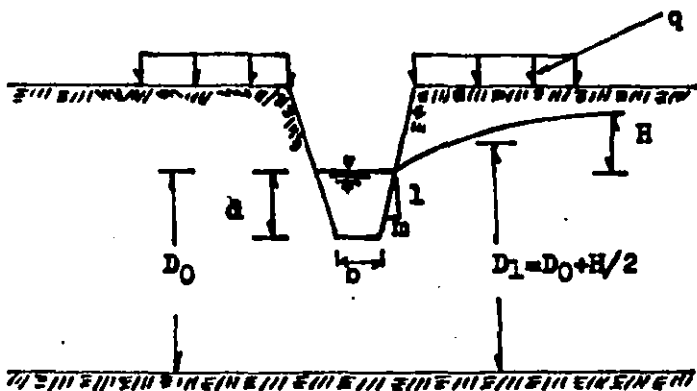


Fig.VII.23. Drenaje por zanjas en suelo homogéneo

La solución para este caso se obtiene mediante la expresión (g).

- b) El nivel del agua en el dren coincide con la intercara de dos capas de suelo, fig. VII.24

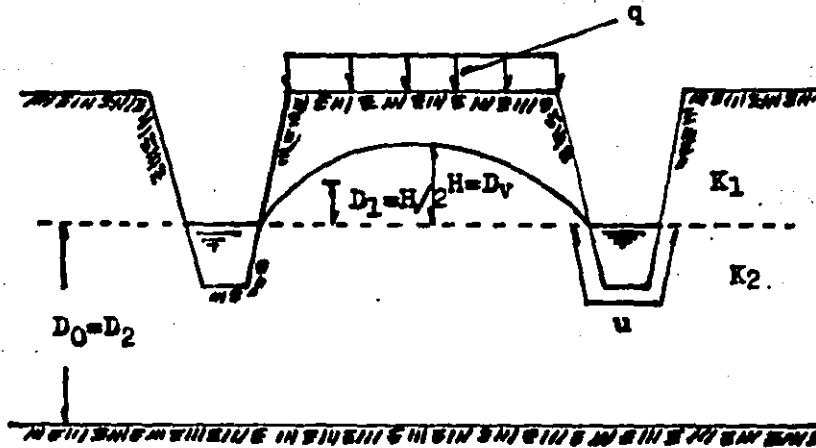


Fig. VII.24 Drenaje en suelo no homogéneo.

Si $K_1 > K_2$, entonces $h_v = 0$ y por lo tanto

$$H = \frac{q L^2}{8 (K_1 D_1 + K_2 D_2)} + \frac{q L}{\pi K_2} \ln \left(\frac{D_0}{u} \right) \text{ -----(h)}$$

si $K_1 \ll K_2$

$$H = q \frac{D_v}{K_1} + \frac{q L^2}{8 K_2 D_2} + \frac{q L}{\pi K_2} \ln \left(\frac{D_0}{u} \right) \text{ -----(i)}$$

Si $K \ll K_2$; se recomienda utilizar la ecuación de Hooghoudt, ec. (f).

c) El dren se encuentra completamente en la capa superior, fig. VII.25

$$H = q \frac{D_v}{K_1} + \frac{q L^2}{8 (K_1 D_1 + K_2 D_2)} + \frac{q L}{W K_1} \ln \left(a \frac{D_0}{u} \right) \quad .-(j)$$

donde "a" se obtiene de la gráfica VII.3.

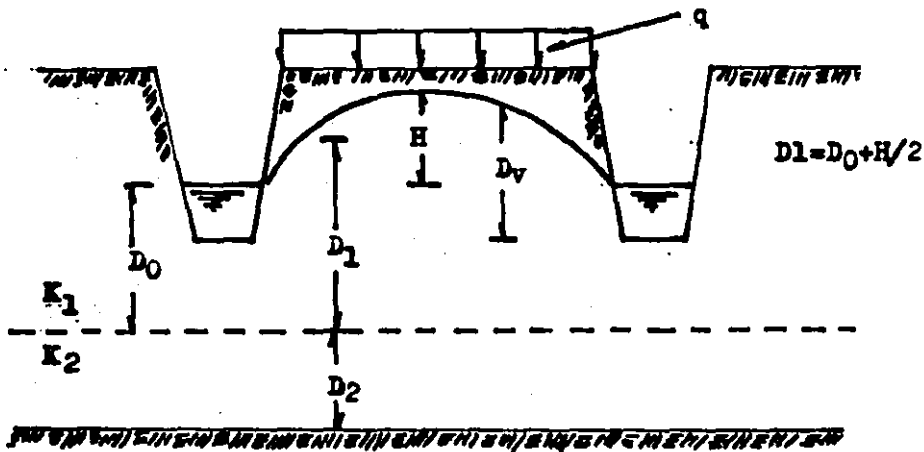


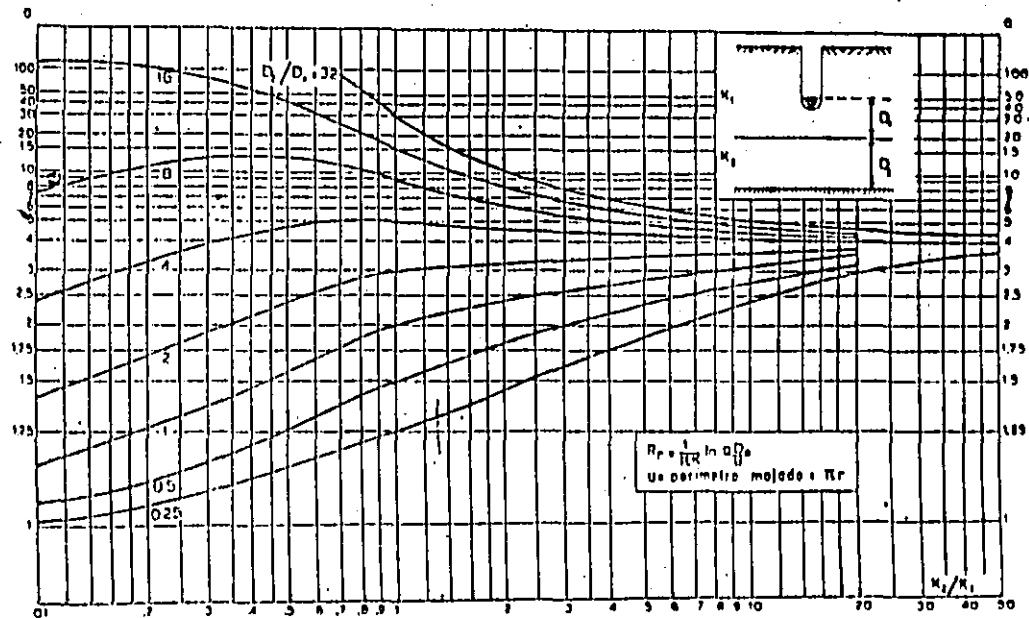
Fig. VII.25 Drenaje en suelo no homogéneo, en la capa superior.

Ejemplo de aplicaciones:

Se desea determinar el espaciamiento necesario para abatir el nivel freático 1 m. en un sistema de zanjas.

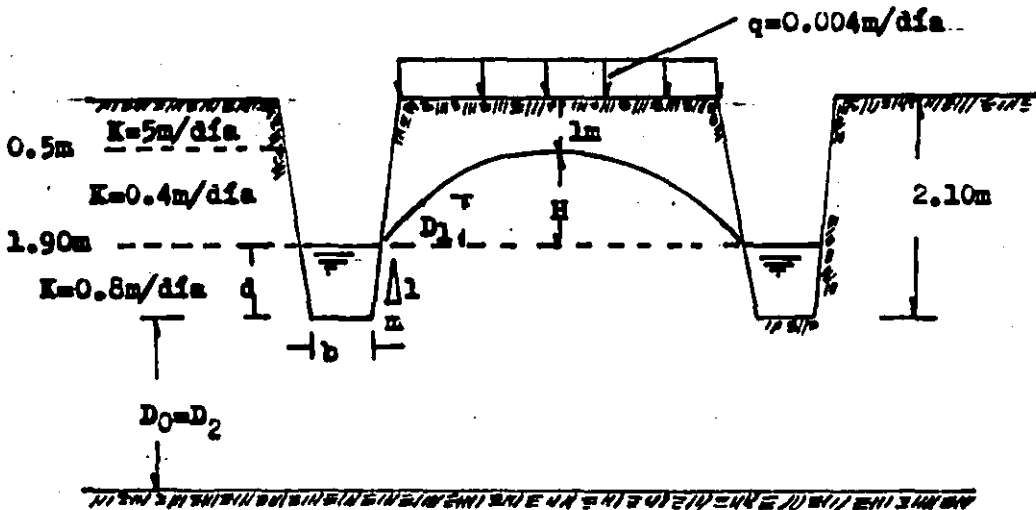
- H = 0.90 m
- Do = 4.90 m
- K1 = 0.40 m/día
- K2 = 0.8 m/día
- D₁ = H/2 = 0.45 m.
- b = 0.6 m
- a = 0.20 m
- t = 1:1
- q = 0.004m/día

GRAPICA VII.3. Resistencia radial (R_r) Caso Suelo debajo de los drenes consiste de dos estratos diferentes (Fórmula (19))



Fuente: ref. 17.

APPENDIX 20: SUPPLEMENT TO SOME MONOGRAPHS FOR THE CALCULATION OF DRAIN SPACINGS
 (Integration) Method for Local Drainage and Improvement, Wageningen, The Netherlands, 1963



Solución:

$$u = 0.60 \times 2 (0.2) \sqrt{(1)^2 + 1} = 1.16 \text{ m.}$$

Como el nivel del agua coincide con la intercara de dos capas de suelo se usa la ecuación (h) ya que $K_1 > K_2$.

$$H = \frac{q L^2}{8 (K_1 D_1 + K_2 D_2)} + \frac{q L}{\pi K_2} \ln \left(\frac{D_0}{u} \right)$$

Sustituyendo valores:

$$0.90 = \frac{0.004 L^2}{8 (0.40 \times 0.45 + 0.80 \times 4.90)} + \frac{0.004 L}{3.1416 \times 0.80} \ln \left(\frac{4.90}{1.16} \right)$$

$$0.90 = 0.0001219512 L^2 + 0.00229 L$$

$$L = 77 \text{ m.}$$

VII.4.2.2. FLUJO NO ESTABLECIDO O NO PERMANENTE.
VII.4.2.2.1 ECUACION DE GLOVER-DUMM (1954)

Considerando la ecuación de Boussinesq, ref.17,

$$\frac{S}{KD} \frac{dy}{dt} = \frac{d^2 y}{dx^2} \text{ --- (k)}$$

donde:

- Y = distancia del nivel freático por encima del estrato impermeable
- X = Posición horizontal
- t = Tiempo
- K = permeabilidad o conductividad hidráulica
- S = porosidad drenable o rendimiento específico
- D = Espesor del estrato donde ocurre flujo horizontal.

Para la solución de la ecuación pueden especificarse las condiciones límites siguientes:

Nivel freático inicialmente horizontal.

$$y = y_0 = \frac{q}{S} ; 0 \leq X < L \quad y \quad t = 0$$

Nivel freático a nivel de los drenes.

$$y = 0 \quad x = 0, \quad x = L \quad y \quad t > 0$$

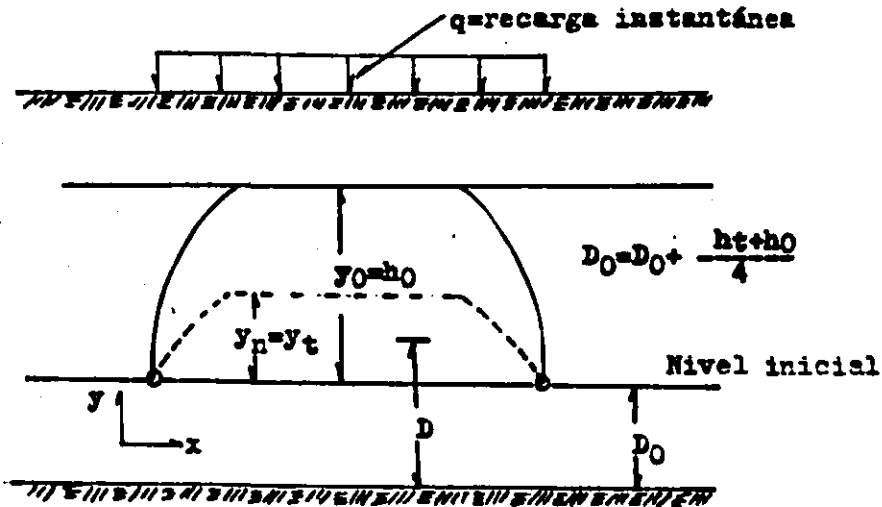


Fig. VII.26 Variación del nivel freático en un tiempo "t"

Una solución de la ecuación de Boussinesq bajo las condiciones límites será:

$$Y(x,t) = Y_0 \frac{4}{\pi} \sum_{n=1,3,5,7,9}^{\infty} \frac{1}{n} e^{\left(\frac{-n^2 \pi^2 k D t}{S L^2}\right)} \text{Sen} \frac{n \pi x}{L} \quad (L)$$

Para hallar Y, en una distancia x cualquiera, se tiene:

$$Y = Y_0 = h_0 \quad \text{en el tiempo } t = 0$$

$$Y\left(\frac{L}{2}, t\right) = ht$$

Comos

$$\text{Sen} \frac{n \pi x}{L}, \text{ para } x = L/2 \text{ es: } \text{Sen} \frac{n \pi L}{2L} = \text{Se} \frac{n \pi}{2}$$

Así, para:

$$n = 1 \quad \text{Sen} \frac{\pi}{2} = 1$$

$$n = 3 \quad \text{Sen} \frac{3\pi}{2} = 1$$

$$n = 5 \quad \text{Sen} \frac{5\pi}{2} = 1$$

⋮

⋮

Con lo cual la serie se convierte en:

$$h_t = h_o \frac{4}{\pi} \sum_{n=1,3,5,7,9} \frac{1}{n} \cdot \frac{-n^2 \pi^2 L^2}{S L^2} t \quad \text{---(m)}$$

La ecuación anterior es válida solamente para el punto medio entre drenes, sin embargo la ec. (L) es general, para cualquier distancia X.

Por otro lado haciendo:

$$\frac{S L^2}{\pi^2 K D} = j, \text{ expresado en días}$$

y sustituyendo este valor en la ecuación (m)

$$h_t = h_o \frac{4}{\pi} \sum_{n=1,3,5,7,9} \frac{1}{n} e^{-n^2 \frac{t}{j}}$$

Para n = 3,5 se tienen:

$$- \frac{1}{3} e^{-9t/j} ; \frac{1}{5} e^{-25t/j}$$

Son valores pequeños y por lo tanto se puede obtener una solución aproximada con el primer término (n=1), o sea que:

$$h_t = h_o \frac{4}{\pi} e^{-t/j} \quad \delta \quad h_t = 1.273 h_o e^{-t/j}$$

Reemplazando j y despejando L² se obtiene:

$$L^2 = \frac{\pi K D t}{S \ln \left(1.273 \frac{h_o}{h_t} \right)} \quad \text{--- (n)}$$

Sin embargo, el valor de 1.273 es considerando que la superficie freática es plana inicialmente ($t = 0$), fig. VII.26. La ecuación (n) se utiliza para el espaciamiento de drenes, la t es el tiempo necesario para que el nivel freático baje desde una posición h_0 hasta h_t (días).

Donde: $D = D_0 + \frac{h_t + h_0}{4}$

D = el espesor del estrato donde ocurre el flujo horizontal.

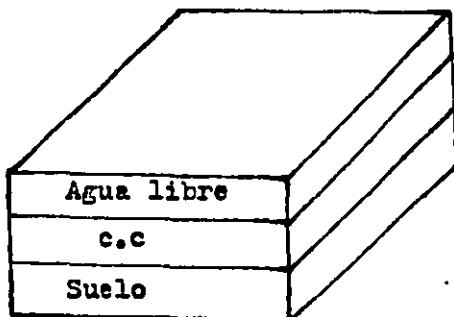
$D_0 = D_e$ y debe ser reemplazado por el valor de una capa en la que ocurre el flujo horizontal y para el cual se emplea el criterio de Hooghoudt, tabla VII.1

Por otra parte, cuando la superficie freática es una parábola de cuarto grado el valor de 1.273 debe ser reemplazado en la ecuación (n) por el valor de 1.16, con lo cual dicha ecuación resulta finalmente:

$$L^2 = \frac{K D t}{S \ln \left(1.16 \frac{h_0}{h_t} \right)}$$

El valor de "S" representa:

$$S = \frac{\text{Volumen de agua libre}}{\text{volumen total}}$$



"S", se puede determinar mediante la gráfica VII.4 en función de la permeabilidad, o bien mediante la siguiente expresión, ref. 24.

$$S = (P_s - cc.) \times D_a \quad , \text{ en } \%$$

donde $P_s = \%$ de humedad

$$P_s = \frac{P_{sh} - P_{ss}}{P_{ss}} \times 100$$

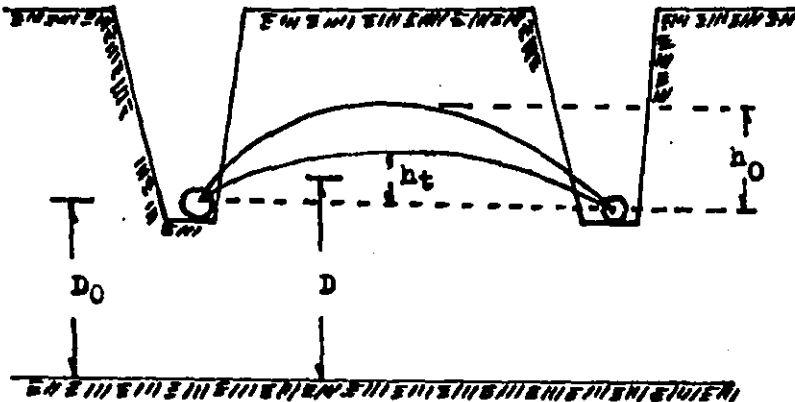
siendo:

P_{sh} = peso del suelo húmedo

P_{ss} = peso del suelo seco.

Ejemplo de aplicaciones:

Se tiene el siguiente sistema de drenaje en el que se desea determinar la longitud entre los drenes para un abatimiento en 15 días.

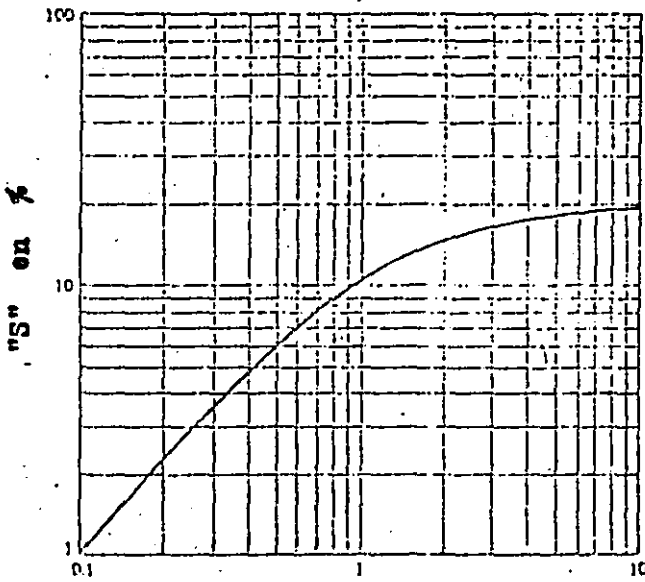


Datos:

$ht = 0.50$ abatimiento deseado

$h0 = 1.00$

$t = 15$ días (tiempo entre riegos)



Permeabilidad K (plg/hr)
GRAFICA VII.4 Coeficiente de almacenaje "S"

$$k = 1.06 \text{ m/día}$$

$$D_0 = 8 \text{ m.}$$

Soluciones

De la gráfica VII.4, con $k = 1.06 \text{ m/día} = 1.738 \text{ plg/hr}$
 $S = 0.14$

Suponiendo una $L = 35 \text{ m}$ y con la tabla VII.1,
 para $D_0 = 8$ se obtiene: $D_e = 2.85$
 entonces:

$$D = D_e + \frac{ht+ho}{4} = 2.85 + \frac{0.50 + 1.00}{4} = 3.225$$

$$L^2 = \frac{3.1416 \times 1.06 \times 3.225 \times 15}{0.14 \ln \left(1.273 \times \frac{1.00}{0.50} \right)} = 1231.287 \therefore L = 35.08 \text{ m.}$$

Como "L" calculada es igual a "L" supuesta, se considera correcto.

VII.4.3 DETERMINACION DEL GASTO ESPECIFICO (q)

El gasto específico es la cantidad de agua por metro cuadrado de superficie que debe drenarse y se expresa en m/día.

En los Distritos de las zonas áridas, donde las precipitaciones son menores de 300 mm, se calcula teniendo en cuenta únicamente los excedentes de riego del cultivo que requiere la mayor lámina bruta de riego, mediante la siguiente expresión:

$$\left(\frac{LR - L \text{ u.c.}}{T} \right) = q$$

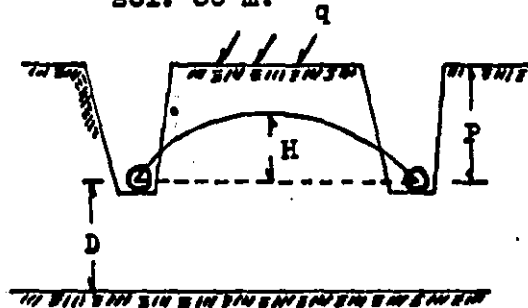
Donde:

- LR = Lámina bruta por riego en m.
- Lu.c = Lámina para cubrir el uso consuntivo entre los dos riegos de menor intervalo en metros.
- T = Tiempo requerido para drenarlo.

PROBLEMAS PROPUESTOS.

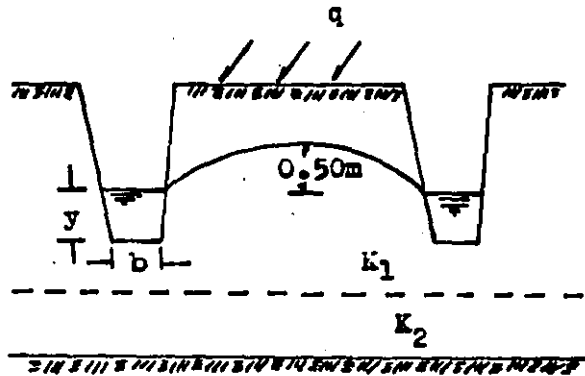
- 1) Determinar el espaciamiento de los drenes mostrados en la figura, con los datos siguientes: sol. 60 m.

$H = 0.50$ m.
 $q = 0.005$ m/día
 $D = 8.00$ m.
 $P = 2.00$ m.
 $K_1 = 1.40$ m/día
 $k_2 = 1.06$ m/día



- 2) Se requiere determinar el espaciamiento de los drenes mostrados en la figura con los datos siguientes:

$H = 0.5$ m.
 $q = 0.004$ m/día
 $K_1 = 1.02$ m/día
 $K_2 = 1.32$ m/día
 $D_0 = 2.00$ m.
 $D_2 = 4$ m.
 $b = 0.40$ m.
 $y = 0.15$ m.
 $t = 1.5; 1$



- 3) Se requiere determinar el espaciamiento necesario entre drenes, para un terreno sometido a riego, que está compuesto por suelo homogéneo con una permeabilidad de 0.82 m/día . El sistema de drenaje será mediante zanjas con talud $1.5:1$, ancho de plantilla de 0.50 m , tirante de 0.30 m , el coeficiente de drenaje es igual a 6 mm/día . El abatimiento del nivel freático tiene una altura de 0.90 m hasta la superficie libre del agua de la zanja y la profundidad del estrato impermeable es de 4.70 m . a partir de la superficie libre del agua de la zanja.

Sol. 66 m .

- 4) En un sistema de drenaje por zanjas, el nivel del agua coincide con la intercara de dos capas de suelo. Se requiere determinar la distancia vertical del nivel del abatimiento hasta la superficie del agua de las zanjas, considerando que la permeabilidad del suelo por encima de dicha superficie de agua es de 0.02 m/día y por debajo de la misma de 1.02 m/día . El espaciamiento entre drenes es de 70 m . y la profundidad del estrato impermeable a partir de la plantilla de la zanja de 5.80 m . la zanja tiene un talud de $1:1$ con ancho de plantilla de 0.40 m . y tirante de 0.20 m . El coeficiente de drenaje es de 0.003 m/día .

VIII. ESTRUCTURAS.

En este capítulo se exponen las estructuras que en un sistema de riego se presentan con mayor frecuencia, así como el cálculo hidráulico de algunas de ellas.

VIII.I ESTRUCTURAS TIPO.

En términos generales, las estructuras tipo se pueden considerar aquellas en las que sus medidas no cambian substancialmente de un caso a otro, conservándose su forma general.

Esta clase de estructuras, solo es necesario adaptarlas a la topografía del sitio que se le haya fijado en la etapa de localización.

Dentro de este grupo de estructuras, se incluyen las aforadoras, las represas y caídas, las cuales tienen la función primordial de distribuir el agua y proteger la zona de riego respectivamente.

A continuación se tratarán algunos conceptos relacionados con dichas estructuras, tales como, descripción, funcionamiento hidráulico y localización.

VIII.I.I ESTRUCTURAS AFORADORAS.

El conocimiento actual de la relación que existe entre los suelos, la humedad y los cultivos permite que los sistemas de riego se diseñen para aplicar el agua en los volúmenes y proporciones que convengan a la capacidad de absorción de las tierras, obteniéndose así el máximo aprovechamiento del líquido y evitándose perjuicios a los suelos. Obviamente, el conocimiento de estos factores será útil solo si la medición del agua se lleva a cabo con un grado razonable de exactitud.

Los experimentos y evaluaciones realizados sobre los sistemas de riego empleados, normalmente se utilizan para determinar índices de absorción de los suelos, magnitudes apropiadas de las corrientes, longitudes máximas de recorrido, en surcos y bordos, así como otros factores que influyen en el empleo provechoso del agua. Para llevar a cabo estas pruebas y evaluaciones, es indispensable contar con elementos o dispositivos precisos para el aforo.

La necesidad creciente de utilizar toda el agua disponible, aún en algunas regiones húmedas, y el aumento en los costos para desarrollar nuevos recursos hidráulicos hacen imperativo que el agua sea aprovechada económicamente y sin desperdicio. Esto no puede lograrse si no se utilizan sistemas de medición.

En general las estructuras aforadoras se dividen en 4 grupos que son:

- Funcionando a régimen crítico
- Funcionando por medio de un resalto
- Funcionando como orificio
- Combinando algunas de las funciones anteriores.

VIII.I.I.I ESTRUCTURAS AFORADORAS QUE FUNCIONAN A REGIMEN CRITICO.

VIII.I.I.I.I AFORADORA TIPO GUAMUCHIL.

Dentro del grupo de estructuras aforadoras que trabajan a régimen crítico, se pueden mencionar toda la gama de vertedores y de éstos el utilizado con más frecuencia en la S.A.R.H., es el "Tipo Francis" que es un vertedor de cresta delgada, mas comunmente llamado estructura tipo Guamúchil, fig. VIII.I., y consiste en colocar en la sección transversal del canal una escotadura a través de la cual se hace circular el agua. Cuando la longitud de la cresta es relativamente pequeña comparada con el ancho de la regadera los filetes líquidos del chorro sufren contracciones laterales que no existirían cuando la longitud de la cresta fuera igual al ancho del canal.

Las ventajas y desventajas que tiene esta estructura aforadora son las siguientes:

- Es fácil de Operar
- Es fácil de calibrar
- Debe tener carga suficiente para su correcto funcionamiento.
- Se azolva fácilmente y después de azolvado dá mediciones incorrectas.
- Debe estar bien diseñada la regadera aguas abajo, ya que de lo contrario, existe peligro que se ahogue el chorro.
- Debe tener una buena ventilación el chorro.

VIII.I.I.I.2 ESTRUCTURA AFORADORA TIPO CELAYA.

Esta consta de un vertedor fijo de cresta ancha que para su buen funcionamiento requiere que el canal siempre esté lleno. Necesita un buen diseño de la regadera que queda aguas abajo para evitar el ahogamiento.

Es fácil de calibrar y requiere menos carga que el aforador-tipo Guamúchil. En la fig. VIII.2, se muestra una estructura de este tipo.

VIII.I.I.1.3 ESTRUCTURA AFORADORA TIPO MAYO.

Este tipo de estructura aforadora consiste en una sección de control donde se instala una compuerta deslizante para provocar que trabaje como orificio y hacer determinaciones de carga y gastos. Tiene poca precisión por la determinación de las cargas, presentando también el serio inconveniente de que el usuario puede abrirla, salvo que se le coloque un candado. Para trabajar como vertedor requiere de una cierta carga que en terreno plano no se puede dar.

Es fácil de calibrar y requiere de un buen diseño de la regadera para que no se produzca el ahogamiento cuando trabaja como vertedor, el chorro debe estar bien calibrado para que se pueda efectuar la correcta medición. En la figura VIII.3 se muestra una estructura de este tipo.

De las estructuras que funcionan a régimen crítico, las que trabajan como vertedores, se aforan leyendo la carga sobre la cresta refiriéndola a tablas o gráficas previamente calculadas; las que trabajan como orificio se aforan leyendo la diferencia de cargas, refiriéndolas también a tablas o gráficas según fórmulas de orificios.

VIII.I.I.2 ESTRUCTURAS AFORADORAS QUE FUNCIONAN POR MEDIO DE UN RESALTO.

VIII.I.I.2.1 AFORADOR TIPO VENTURI.

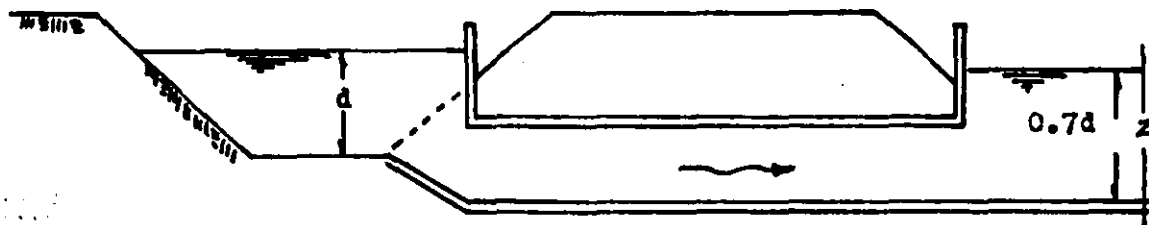
Este aforador se utiliza en las últimas ramificaciones de los canales, donde se operan gastos que varían entre 50 y 200 lts/seg. En la operación de los canales se presenta la dificultad de mantener el agua a niveles constantes, ya que la práctica de riego obliga a abrir y cerrar las compuertas de la obra de toma a intervalos irregulares de tal manera que aunque se disponga de un sencillo dispositivo de aforo, la determinación del volumen total del agua utilizada en el riego de una parcela, no es muy precisa, a no ser que mientras dure el riego, se practiquen dos ó más observaciones en la medición del gasto.

La medida del gasto en los Distritos de riego, no es muy precisa, de tal manera que se puede aceptar en la práctica de las aforos, desviaciones hasta de un 10% del gasto aproximadamente.

Según ensayos hechos en el laboratorio de la S.A.R.H, la estructura que se considera más conveniente es la tipo Venturi fig. VIII.4, que consiste en un estrechamiento practicado en el canal, capaz de provocar el tirante crítico en la corriente; el estrechamiento es de sección rectangular formado por dos paredes laterales de longitud igual a tres veces el ancho del estrechamiento; en su parte inicial está formado por un segmento de círculo y las paredes terminan en un ensanchamiento brusco para empotrarse en los taludes del canal.

Después de una serie de pruebas para diferentes gastos se determinó que para el límite de funcionamiento de la estructura hasta donde la descarga puede considerarse libre, es la relación $d/H = 0.70$, es decir, que la descarga no varía mientras el tirante aguas abajo sea menor del 70% del tirante aguas arriba.

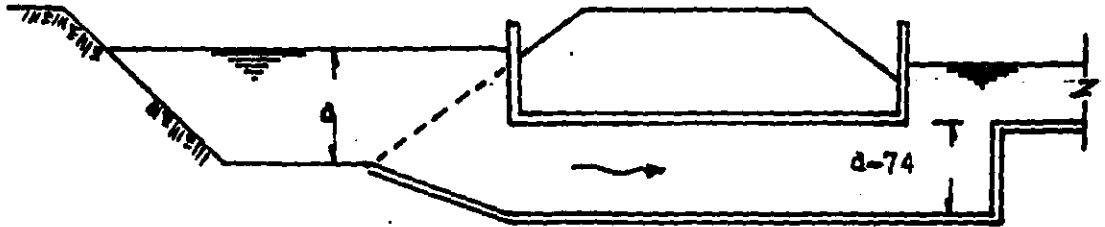
En la figura siguiente se muestra el funcionamiento del aforador con descarga libre



El hecho de que este aforador permita un ahogamiento tan grande sin alterar el valor del gasto es de gran utilidad, ya que en los distritos de riego muy planos, los canales tienen pendientes muy bajas y no admiten la instalación de estructuras que provoquen fuertes pérdidas de carga.

Para canales de sección pequeña donde el ahogamiento es mayor de 0.7 se adopta un escalón colocado en la pantalla cuya longitud sea igual al aforador y cuya altura sea la diferencia ($d - 74$) en cms., con dicho escalón trabaja perfectamente.

En la figura siguiente se muestra la modificación antes dicha.



También se llevó a cabo otra modificación para que el aforador trabaje como regulador de gasto constante a pesar de que hubiera variaciones de nivel de agua en el canal aguas arriba. Dicha modificación consistió en la colocación de una pantalla al final del estrechamiento. Con esta pantalla se logra que la corriente que fluye como escurrimiento a superficie libre, cambie el escurrimiento a través de un orificio en cuanto dicha superficie libre toca el labio inferior de la pantalla.

VIII.1.1.2.2. AFORADOR PARSHALL.

El problema de contar con un dispositivo de aforo cuya precisión fuese tan buena como la de un vertedor y que no se tuviera el problema de azolves, fué resuelto por el Ing. Ralph L. Parshall, ref. 18, en Estados Unidos, quien ideó algunas modificaciones para el medidor Venturi, mejorándolo y dando lugar a la estructura aforadora que lleva su nombre.

El medidor consta de tres partes fundamentales que son: la entrada, formada por dos paredes verticales simétricas y convergentes y con plantilla horizontal; la garganta, que está formada por dos paredes verticales y paralelas con plantilla inclinada hacia abajo; por último, la salida que está formada también por dos paredes verticales pero divergentes y la plantilla ligeramente inclinada hacia arriba. La arista formada por la unión de las plantillas de la entrada y de la garganta se llama "Cresta del Medidor" y a su longitud, o sea, la distancia entre las paredes de la garganta, se le llama "Tamaño del Medidor" (W).

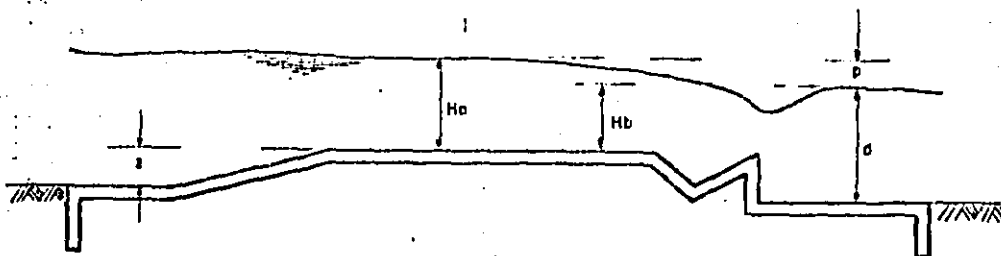
La estructura tiene dos tanques amortiguadores para medir las cargas "Ha" y "Hb" antes y después de la cresta, colocados en los lados de la estructura y comunicados a ella por tubería - que se conecta a puntos bien definidos de la entrada y la garganta. Si el medidor trabaja con sumersión, es necesario medir las dos cargas; si trabaja a descarga libre, basta medir únicamente la carga Ha para calcular el gasto.

A la relación $S = H_a/H_b$ se le llama "Grado de Sumersión" y es la que determina si en un momento dado el medidor trabaja con descarga libre o con sumersión, estas características de escu rrimiento, están determinadas con los siguientes valores lími tes:

TAMAÑO DEL MEDIDOR	DESCARGA LIBRE	CON SUMERSION
W menor de 0.30 m	S < 0.60	S de 0.60 a 0.95
W entre 0.30 y 2.50m	S < 0.70	S de 0.70 a 0.95
W entre 2.50 y 15.00m	S < 0.80	S de 0.80 a 0.95

Las investigaciones de Parshall mostraron que cuando el grado de sumersión es mayor de 0.95, la determinación del gasto se vuelve muy incierta debiendo adoptarse por lo tanto 0.95 como valor máximo de "S", así como también se recomienda que el me didor trabaje con descarga libre.

En la figura siguiente se muestra las cargas Ha y Hb en un me didor de este tipo.



El diseño del medidor consiste en comparar el tamaño del medidor y la pérdida de carga ocasionada, probando diversos tamaños, escogiendo el que presente mayores ventajas.

Los gastos aforados alcanzan valores hasta de $85 \text{ m}^3/\text{seg.}$
Las ventajas que se tienen en el uso de este tipo de aforadores son:

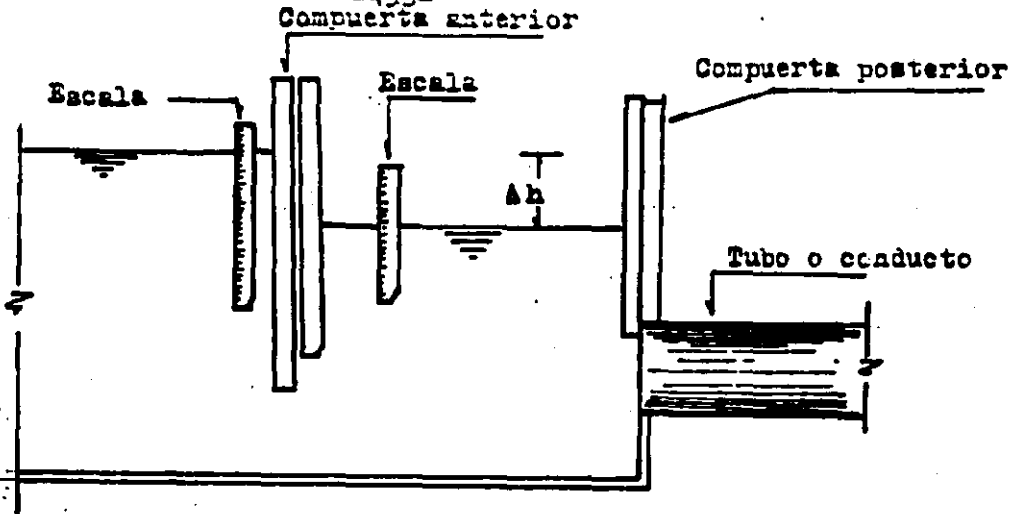
- El diseño es simple y su construcción es relativamente barata.
- La estructura trabaja bien, aún teniendo variación de gastos, y el error en la medición no pasa del 5% cuando el medidor trabaja ahogado y del 3% cuando trabaja con descarga libre.
- La velocidad de llegada no influye prácticamente en la determinación del gasto.
- Se tienen pocas pérdidas en comparación con las que se originan en otras estructuras de aforo.
- No se tiene problema de asolve ya que el aumento de la velocidad mantiene a la estructura libre de obstrucciones.

En la fig. VIII.5 se muestra este tipo de medidor.

VIII.1.1.3. ESTRUCTURAS AFORADORAS QUE FUNCIONAN COMO ORIFICIO.

VIII.1.1.3.1. ESTRUCTURA AFORADORA DE CARGA CONSTANTE.

Consiste en una caja construida a la entrada de la boca toma en la cual se colocan dos compuertas: Una controla el paso del agua del canal a la caja y se denomina "compuerta posterior", controla el paso del agua de la caja a la tubería o conducto que la conduce al canal o la regadera. Este tipo de estructura permite medir gastos hasta de 2000 lts/seg. con objeto de medir los niveles del agua dentro y fuera de la caja, se colocan dos escalas: Una aguas arriba de la compuerta anterior, y la otra aguas abajo de la misma, dentro de la caja, como se muestra en la figura siguientes:



La operación de la estructura consiste en lo siguiente:

Estando ambas compuertas cerradas, se abre la compuerta anterior una abertura tal que pueda proporcionar el gasto necesario, teniendo la abertura adecuada, se abre la compuerta posterior hasta que la diferencia de lecturas en las escalas sea igual a la pérdida de carga necesaria "Ah" para proporcionar el gasto necesario. Esta pérdida de carga debe mantenerse durante la operación de la estructura y es de 6 cm para gastos hasta de 500 lts/seg y de 10 cm para gastos mayores. En la fig. VIII.6 se muestra este tipo de estructura.

Las ventajas que presenta la estructura aforadora de carga -- constante son las siguientes:

- Se requiere poca carga para su operación
- Tiene poco rango de variabilidad de gastos
- Las pérdidas de carga en la estructura son mínimas.

Como desventaja se pueden mencionar las siguientes:

- La afectan las condiciones de entrada y salida, así como las propias dimensiones de la caja.
- La compuerta anterior debe tener un 80% de ahogamiento.
- El régimen en el canal se debe mantener sin muchas fluctuaciones.

VIII.1.1.4 ESTRUCTURAS QUE FUNCIONAN EN FORMA COMBINADA.

Dentro de este grupo se pueden contar algunas de las antes descritas, como la tipo Celaya, Venturi y Mayo.

VIII.1.2. REPRESAS.

Estas son estructuras cuyos objetivos son las de controlar los caudales y mantener los niveles de agua necesarios para facilitar su derivación a otros canales e bien, a las tomas que quedan localizadas aguas arriba de la represa.

En el proyecto de las represas es necesario poner unos cartones laterales con el fin de que en un momento dado puedan desalojar el gasto excedente que proviene del canal debido a una sobreelevación en éste; la altura de estos cartones deberá ser igual al tirante normal del canal. Los cartones serán de concreto con refuerzo por temperatura.

En cuanto al diseño hidráulico de la represa, se considera que su área hidráulica oscile entre el 90% y 110% del área hidráulica del canal con el fin de conservar la velocidad del mismo.

Estas estructuras quedan localizadas en una primera aproximación en el momento de efectuar la planeación general del sistema y posteriormente se afinan tomando en cuenta las normas siguientes:

- a) La represa, estando total o parcialmente cerrada, deberá abastecer las demandas máximas del mayor número de tomas situadas aguas arriba, respetando en todos los casos el bordo libre que se tiene como protección en el canal.
- b) Con objeto de tener una mejor operación y conservación se recomienda tener un desnivel entre la plantilla del canal principal y la plantilla del canal lateral, como máximo de 4/10 del tirante del canal principal y como mínimo, igual a 50 cm.
- c) El número de represas en un canal deberá ser el mínimo posible con el objeto de tener una operación más efectiva así como una reducción en los costos de construcción.

Existen además otras recomendaciones de tipo práctico y constructivo como son las de evitar hasta donde sea posible la construcción de estructuras dentro de las curvas de los canales o próximas a la salida de estas debido a que las fluctuaciones que pueden presentarse en los niveles de agua, dificultan la correcta operación de las mismas, asimismo es aconsejable desplantar las estructuras en lugares que garanticen la máxima seguridad evitando los fuertes terraplanes por haber cruzado una depresión o bien algún canal de los ya existentes, por los fenómenos de tubificación que pudieran presentarse.

VIII.1.2.1. ESPACIAMIENTO ENTRE REPRESAS.

El espaciamiento máximo y mínimo entre represas viene dado por las fórmulas siguientes:

$$L \text{ máxima} = \frac{y - (0.25 y + \Delta h) - 0.50}{S}$$

$$L \text{ mínima} = \frac{y + (0.25 y + \Delta h) - 0.4 y}{S}$$

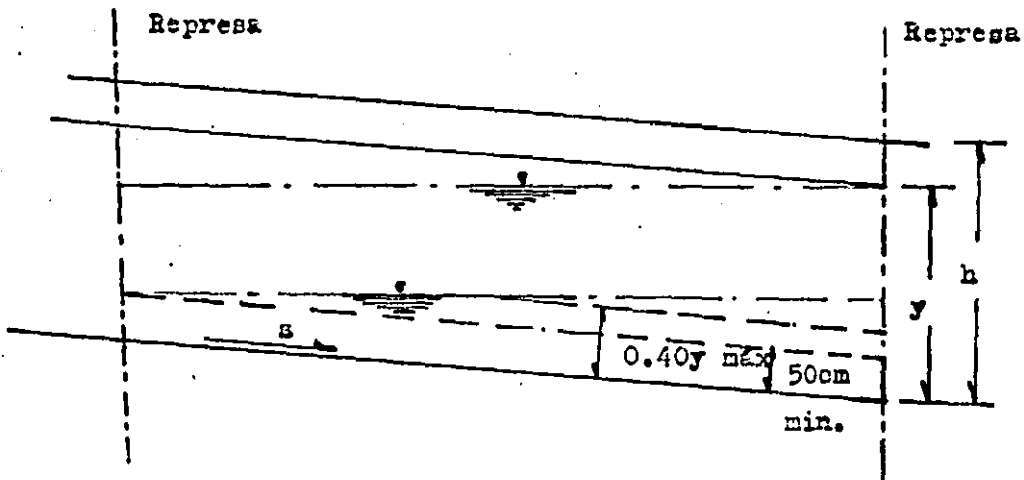
En las que:

y = Tirante a la entrada de la represa

Δh = Pérdida de carga en la toma

S = Pendiente longitudinal del fondo.

En la figura siguiente se representa en forma objetiva los criterios antes mencionados:



El método antes expuesto debe usarse con algunas limitaciones ya que las fórmulas tanto para el espaciamiento máximo como para el mínimo la topografía no se considera, es decir, no se toma en cuenta el corte que se produce en la topografía.

VIII.1.2.2. CLASIFICACION DE REPRESAS.

Las represas pueden clasificarse desde varios puntos de vista y la elección del tipo adecuado estará sujeta a los siguientes lineamientos:

- 1) Según los materiales de que están construídas.
En lo que respecta al tipo de material predominante en la estructura, puede decirse que es necesario un estudio económico de los diferentes materiales en cuanto a su explotación, acarreo, colocación y cantidades disponibles sobre todo si se toma en cuenta la conveniencia de uniformizar al máximo el tipo de estructuras en el sistema.
La premura o disponibilidad de tiempo con que se cuenta para la construcción es otro factor que puede influir en la elección del tipo de materiales utilizados:
 - a) Mampostería
 - b) Concrete reforzado
 - c) Otros materiales

En ocasiones por tratarse de sistemas de riego en rehabilitación en los cuales no es posible atraer o suspender el riego y otras veces por la necesidad de salvaguardar la estabilidad político-social interna en la región.

- 2) Las represas pueden funcionar permitiendo el paso del agua por la parte superior como en el caso de las agujas, o bien por la parte inferior como son las compuertas radiales y deslizantes.
 - a) Agujas

Son por lo general piezas de madera de buena calidad y de espesor suficiente para soportar el empuje del agua. El tamaño de estas agujas queda limitado por su peso, de manera que sean fácilmente manejables por dos personas y sus aplicaciones más frecuentes son en estructuras provisionales y como complemento a los sistemas de compuertas

sean radiales o deslizantes, para cuando se tenga que operar contando las compuertas principales en mantenimiento o reparación.

b) COMPUERTAS DESLIZANTES

En general, estas consisten en marcos rígidos compuestos por ángulos a través de los cuales deslizan placas metálicas mediante un vástago o tornillo y un mecanismo elevador.

El empleo de este tipo de compuertas depende fundamentalmente del tirante de diseño, pudiendo decir que, de acuerdo con la experiencia obtenida, ha resultado económica su construcción hasta tirantes de 1.50 m.

c) COMPUERTAS RADIALES

Las compuertas radiales tienen como particularidad proporcionar un control más exacto y rápido del caudal, su diseño se basa en placas metálicas circulares apoyadas en armaduras cuyo centro de rotación se coloca anclado sobre ménsulas empotradas en las pilas y en los muros.

El levantamiento de estas compuertas se realiza mediante malacates que pueden ser operados con mecanismos manuales o bien eléctricos, la elección entre una u otra forma depende de varios factores entre ellos los económicos, sin embargo, tomando como base el peso de las mismas, el empleo de mecanismos manuales queda limitado a una capacidad de carga de 3000 Kg (peso propio más la componente vertical debida al empuje); siendo recomendable los mecanismos eléctricos de esta capacidad en adelante.

En cuanto a su empleo relacionado con el tirante de diseño del canal, se ha visto la conveniencia de instalarlos en represas cuyo tirante sea mayor de 2.00 m quedando una zona de transición para tirantes comprendidos entre 1.50 y 2.00 m en la cual la elección entre un sistema de compuertas deslizantes y uno de radiales se basa principalmente en estudios económicos. No obstante, puede ser que, la necesidad de uniformizar el sistema, la conveniencia de electrificado, o bien por tratarse del canal principal, se decida por las compuertas radiales.

Por lo que a su diseño, instalación y especificaciones se refiere, se recomienda consultar los cuadernos 1 y 2 sobre

compuertas y mecanismos del Departamento de Ingeniería Electromecánica dependiente de la Dirección de Proyectos de la Dirección General de Irrigación y Control de Ríos de la S.A.R.H.

En las figs. VIII.7 y VIII.8 se presentan los tipos de compuertas aquí mencionadas.

VIII.1.3. RAPIDAS Y CAIDAS

Las rápidas y caídas sirven para conducir el agua de una elevación superior a otra inferior, con la disipación consiguiente de energía y con la protección debida del tramo de terreno atravesado. La decisión de usar una rápida en lugar de una serie de caídas, se debe basar en estudios hidráulicos y económicos de ambas alternativas.

Desde el punto de vista hidráulico las caídas no deben estar espaciadas tan cerca unas de otras, que posiblemente impidan el movimiento uniforme del agua para gastos variables entre la salida de una estructura y la entrada de la siguiente, -- particularmente donde no se usan represas o secciones de control a la entrada de las estructuras.

En este caso existe peligro de que no haya suficiente profundidad de agua en el canal, aguas abajo de los tanques amortiguadores, para producir el salto hidráulico en dichos tanques, y en esa forma se podría desarrollar una corriente de alta velocidad a través de la serie de caídas, que ocasionarían daños en el canal. Por otra parte, cuando las caídas están espaciadas muy cerca unas de otras en una ladera inclinada se pueden presentar problemas de excavación y de relleno, que hacen indeseable o prohibitive este tipo de construcción.

En términos generales, se podría decir que la distancia mínima entre el dentellón de salida de una caída y el dentellón de entrada de la caída siguiente debe ser de 60.00 m. Desde luego el estudio económico debe comparar el costo de una serie de caídas con el costo de una rápida, tomando en cuenta las ventajas y desventajas pertinentes a las condiciones especiales. Como el costo de mantenimiento de una serie de caídas, usualmente es considerablemente mayor que una sola rápida que desempeña la misma función, a veces se puede justificar económicamente un costo inicial hasta de un 50% mayor en la rápida que sustituirá a una línea de caídas.

VIII.1.3.1. DISEÑO HIDRAULICO

El diseño hidráulico de una rápida o caída debe quedar terminado antes de empezar el diseño estructural, dando sólo atención general a los detalles estructurales. Para estructuras importantes, el levantamiento topográfico del sitio es de utilidad para estudiar varias alternativas del canal y elevaciones de la rasante de las secciones del canal aguas arriba y aguas abajo de la rápida y un perfil del terreno en la localización de la rápida, con datos de pozos de prueba o con información sobre la clase de material encontrado.

Aún cuando no se puedan dar sesuelas exactas para el diseño de esta clase de estructuras, usualmente, se debe dibujar — primero, en papel cuadrulado, el perfil de la superficie — del terreno natural, a lo largo del eje de la rápida a escalas iguales de preferencia, y se debe trazar una línea tentativa de la rasante. En este mismo perfil se pueden hacer estudios para determinar las localizaciones tentativas de la — entrada a la estructura, y del tanque amortiguador.

En la fig. VIII.9 se muestra una caída inclinada.

VIII.1.3.1.1. CAIDAS VERTICALES.

Este tipo de caídas se pueden diseñar mediante las siguientes expresiones cuyos términos se pueden ver en la figura.

$$D = \frac{q^2}{gh^3} \text{ - - - - - (1)}$$

Donde "q" es la descarga por unidad de ancho de la cresta de desborde, "g" es la aceleración de la gravedad, y "h" es la altura de la caída. Las funciones son:

$$\frac{L_d}{h} = 4.30 D^{0.27} \text{ - - - - (2)}$$

$$\frac{Y_p}{h} = 1.00 D^{0.22} \text{ - - - - (3)}$$

$$\frac{Y_1}{h} = 0.54 D^{0.425} \text{ - - - - (4)}$$

$$\frac{Y_2}{h} = 1.66 D^{0.27} \text{ - - - - (5)}$$

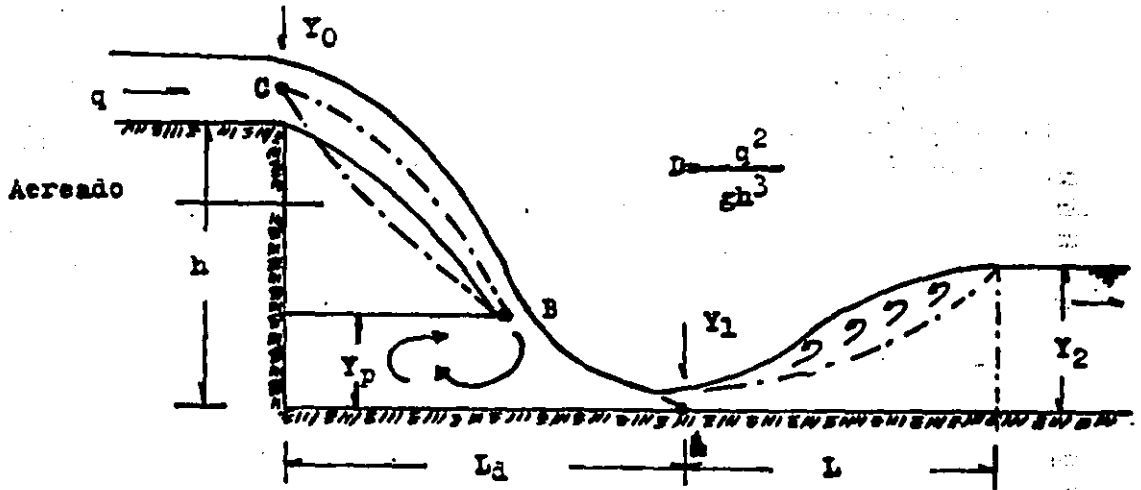
donde:

L_d = longitud de la caída

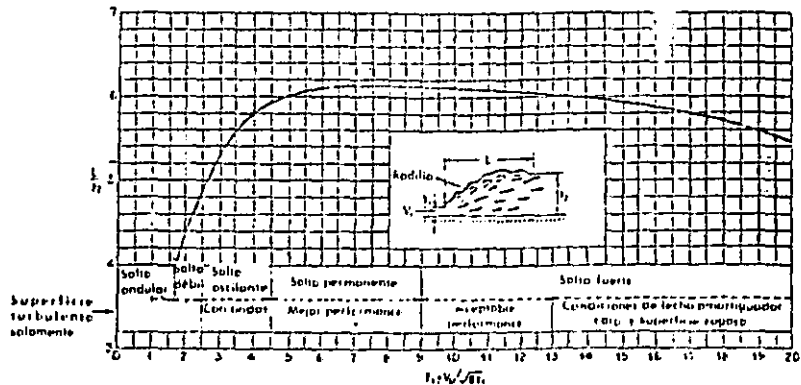
Y_p = profundidad del ahogamiento producido bajo el chorro de la caída.

Y_1 = profundidad del inicio del salto hidráulico conjugado menor.

Y_2 = Tirante conjugado mayor.

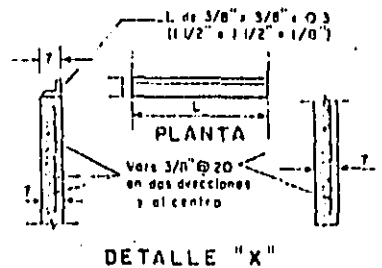
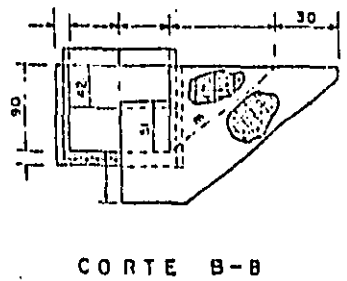
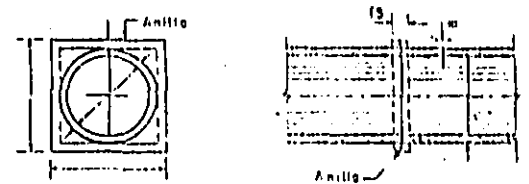
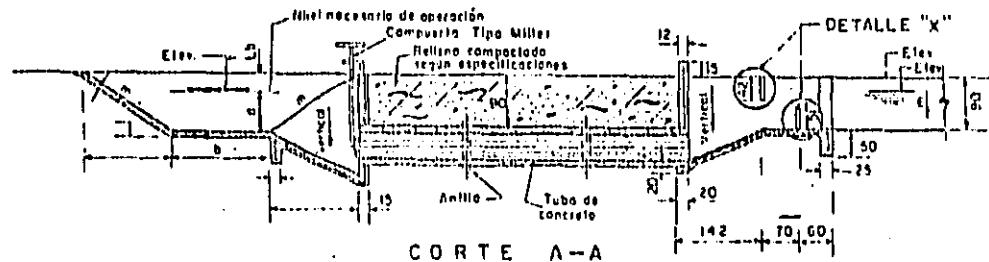
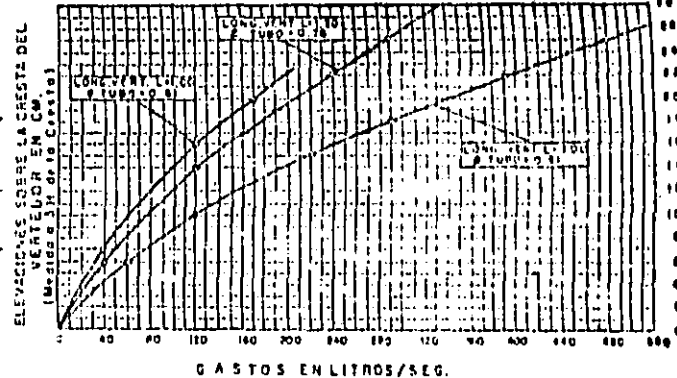
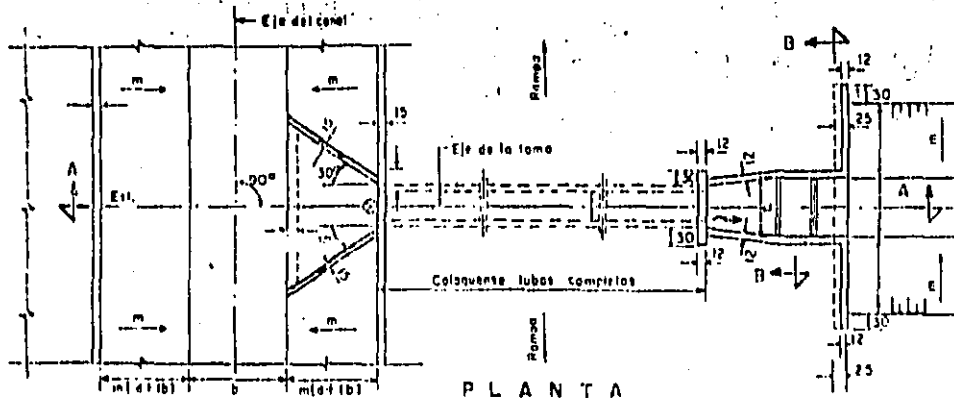


La longitud del salto, L , se puede determinar mediante la gráfica siguiente, en función del número de Froude "F"

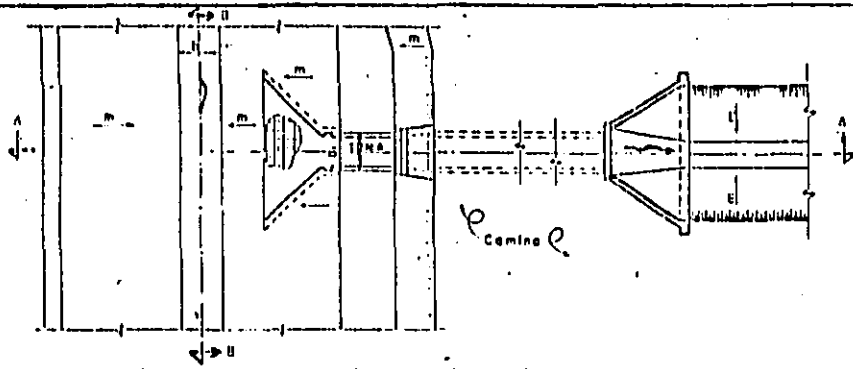


Longitud en términos de profundidad sucesiva Y_2 de saltos en canales horizontales. (Basado en datos y recomendaciones del U.S. Bureau of Reclamation).

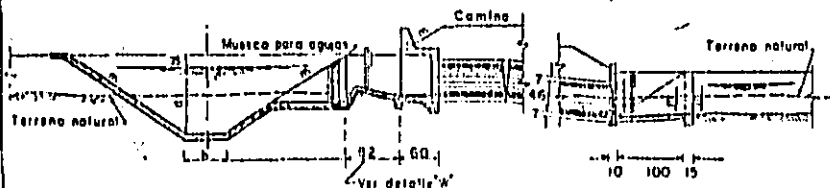
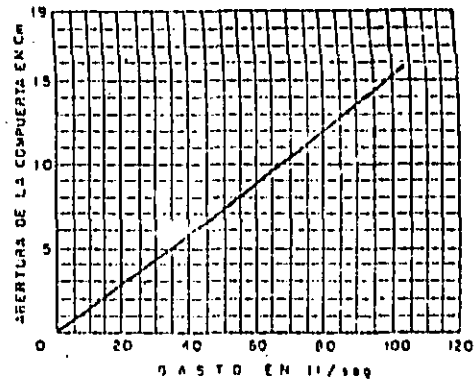
Fuente, ref. 20.



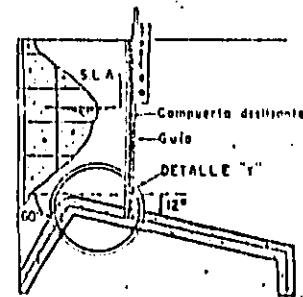
TOMA GRANJA CON ESTRUCTURA AFORADORA TIPO GUAMUCHIL
Fig. VIII.1



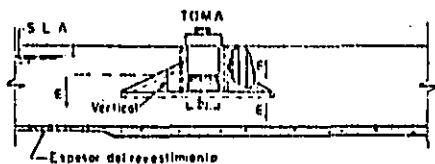
PLANTA



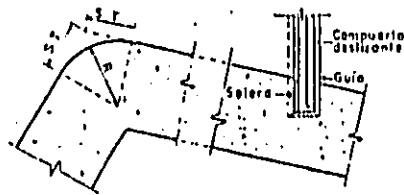
CORTE A - A



DETALLE "W"

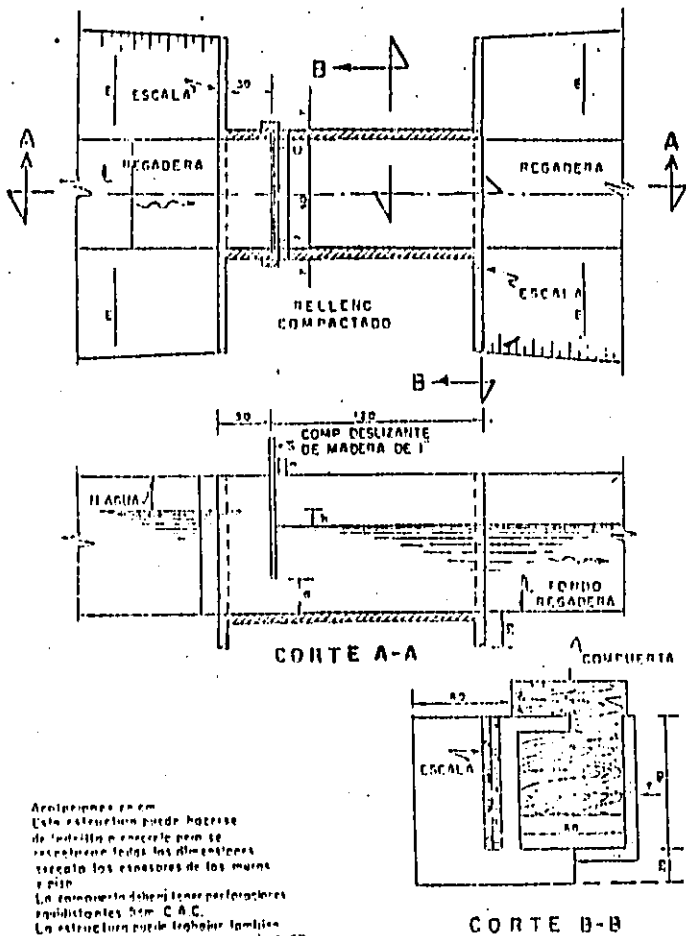


CORTE B - B



DETALLE "Y"

TOMA GRANJA CON ESTRUCTURA
AFORADORA TIPO CELAYA
Fig. VIII.2



Análisis en cm.
 Esta estructura puede hacerse de ladrillo o concreto pero se aconseja en todos los casos que se usen los espesores de los muros y pilas.
 La compuerta debe tener perforaciones equidistantes 3cm. C.A.C.
 La estructura puede trabajar también como vertedor poniéndole una hoja de 30cm.

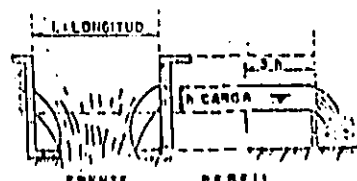
TABLA DE GASTOS PARA COMPUERTAS DE 0.50 m. de ANCHO EN FUNCIÓN DE LA CARGA Y LA ABERTURA (a)

CARGA (N) C.M.	ABERTURAS EN C.M. (a)						
	0.05	0.10	0.15	0.20	0.25	0.30	0.35
1	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7
2	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8
3	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9
4	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0
5	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1
6	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2
7	1.7	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3
8	1.8	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4
9	1.9	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5
10	2.0	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6
11	2.1	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7
12	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8
13	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8	2.9
14	2.4	2.5	2.6	2.7	2.8	2.9	3.0
15	2.5	2.6	2.7	2.8	2.9	3.0	3.1
16	2.6	2.7	2.8	2.9	3.0	3.1	3.2
17	2.7	2.8	2.9	3.0	3.1	3.2	3.3
18	2.8	2.9	3.0	3.1	3.2	3.3	3.4
19	2.9	3.0	3.1	3.2	3.3	3.4	3.5
20	3.0	3.1	3.2	3.3	3.4	3.5	3.6
21	3.1	3.2	3.3	3.4	3.5	3.6	3.7
22	3.2	3.3	3.4	3.5	3.6	3.7	3.8
23	3.3	3.4	3.5	3.6	3.7	3.8	3.9
24	3.4	3.5	3.6	3.7	3.8	3.9	4.0
25	3.5	3.6	3.7	3.8	3.9	4.0	4.1
26	3.6	3.7	3.8	3.9	4.0	4.1	4.2
27	3.7	3.8	3.9	4.0	4.1	4.2	4.3
28	3.8	3.9	4.0	4.1	4.2	4.3	4.4
29	3.9	4.0	4.1	4.2	4.3	4.4	4.5
30	4.0	4.1	4.2	4.3	4.4	4.5	4.6

ESTRUCTURA AFORADORA TIPO MAYO

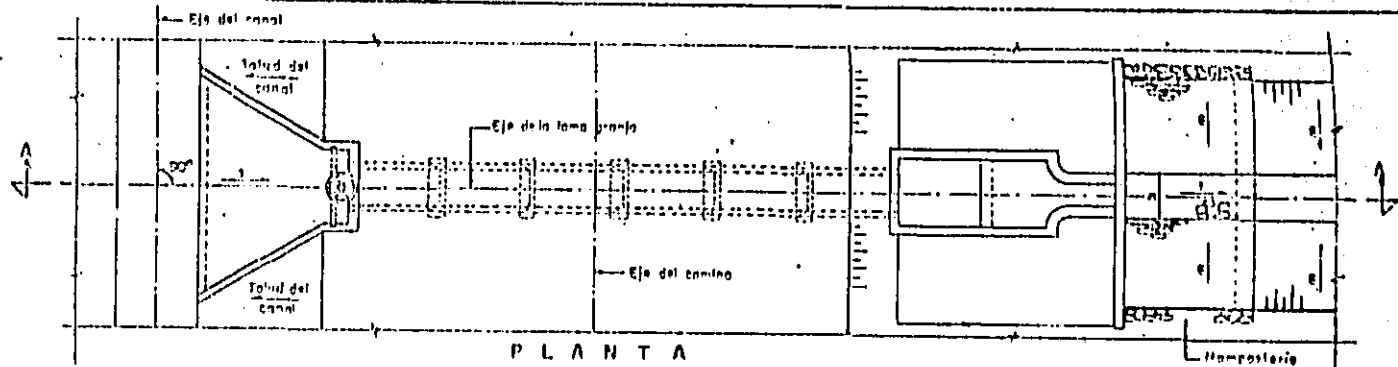
TABLA PARA GASTOS PARA VERTEDOR RECTANGULAR DE 1.00 m. DE LONG - FORM. 0.1 x 0.4 x 1.0

CARGA (N) EN C.M.	GASTOS EN C.M.	CARGA (N) EN C.M.	GASTOS EN C.M.
1	1.1	1.8	1.2
2	1.2	1.9	1.3
3	1.3	2.0	1.4
4	1.4	2.1	1.5
5	1.5	2.2	1.6
6	1.6	2.3	1.7
7	1.7	2.4	1.8
8	1.8	2.5	1.9
9	1.9	2.6	2.0
10	2.0	2.7	2.1
11	2.1	2.8	2.2
12	2.2	2.9	2.3
13	2.3	3.0	2.4
14	2.4	3.1	2.5
15	2.5	3.2	2.6
16	2.6	3.3	2.7
17	2.7	3.4	2.8
18	2.8	3.5	2.9
19	2.9	3.6	3.0
20	3.0	3.7	3.1
21	3.1	3.8	3.2
22	3.2	3.9	3.3
23	3.3	4.0	3.4
24	3.4	4.1	3.5
25	3.5	4.2	3.6
26	3.6	4.3	3.7
27	3.7	4.4	3.8
28	3.8	4.5	3.9
29	3.9	4.6	4.0
30	4.0	4.7	4.1

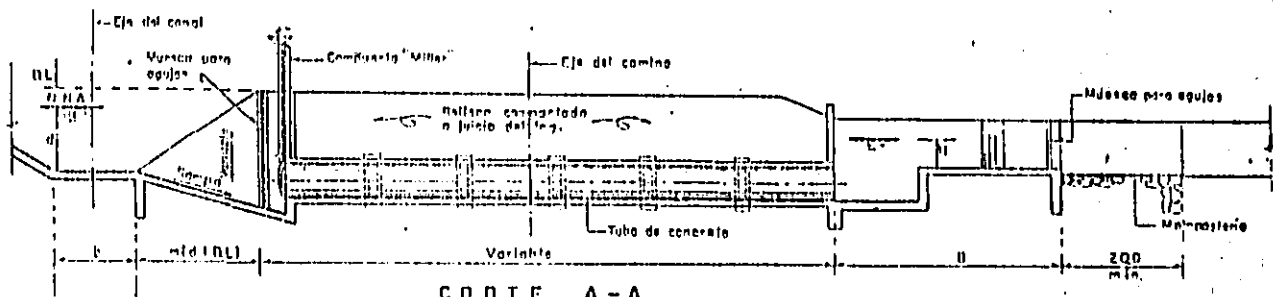


NOTAS:
 1. La carga "h" se debe medir a una distancia de 3h, aguas arriba de la cresta.
 2. Para valores de "L" diferentes a 1.00 m. se debe multiplicar el costo (C) que da la tabla, por la longitud que tenga el vertedor expresada en m.
 Ejemplo: Para h=1.2 m y L=1.5 m C=1.2 x 1.5 = 1.8
 Ejemplo: Para h=1.2 m y L=1.0 m C=1.2 x 1.0 = 1.2
 Ejemplo: Para h=1.2 m y L=2.0 m C=1.2 x 2.0 = 2.4

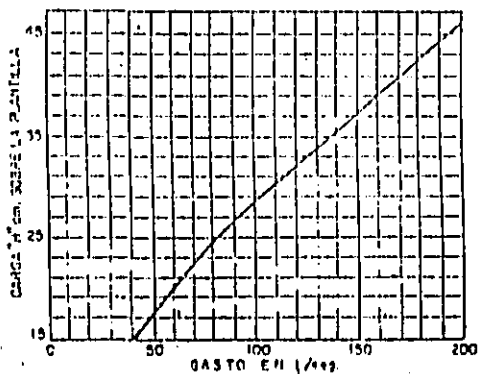
TOMA GRANJA CON ESTRUCTURA AFORADORA TIPO MAYO Fig.VIII.3



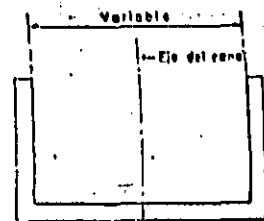
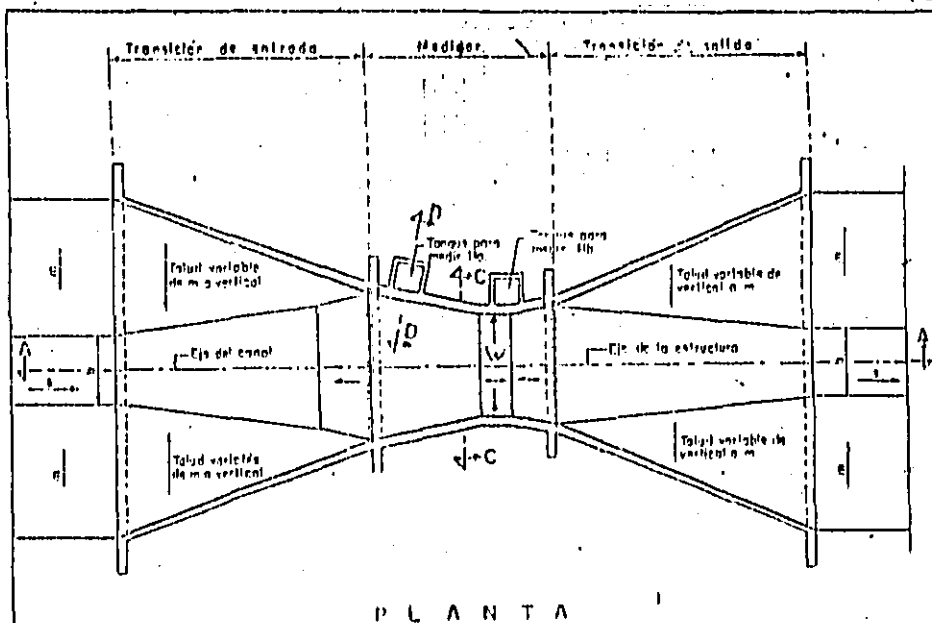
PLANTA



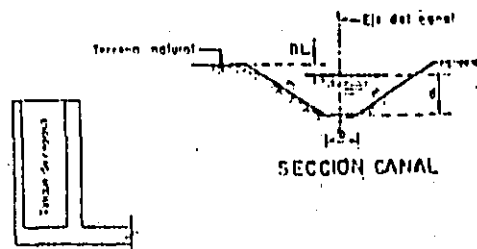
CORTE A - A



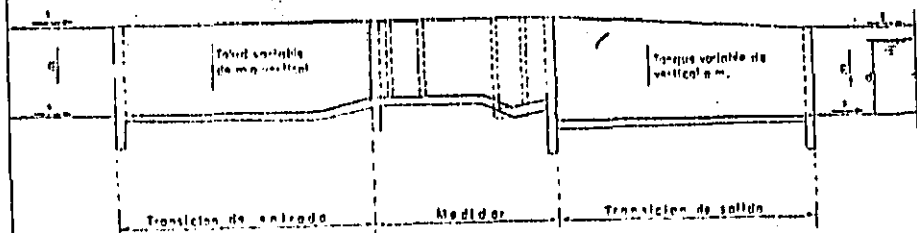
TOMA GRANJA CON ESTRUCTURA
AFORADORA TIPO VENTURI
Fig. VIII.4



CORTE C-C
(NO SE MUESTRA EL REFUERZO)

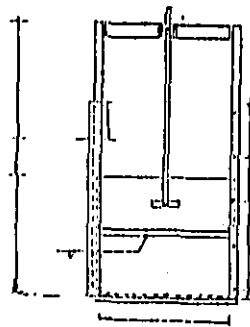
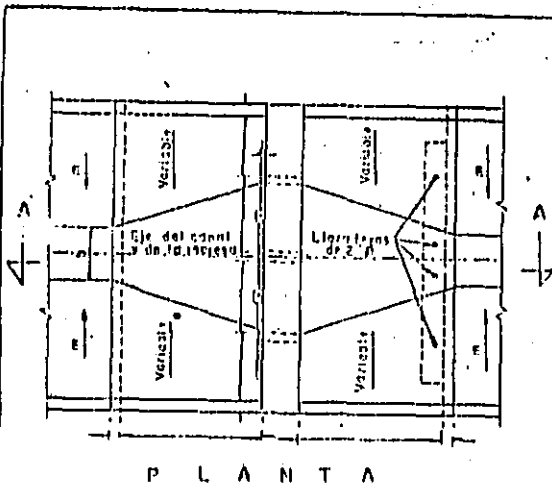


CORTE D-D
(NO SE MUESTRA EL REFUERZO)

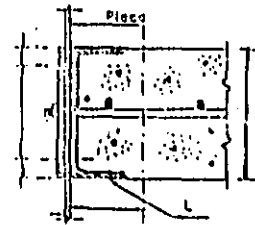


CORTE A-A
(NO SE MUESTRA EL REFUERZO)

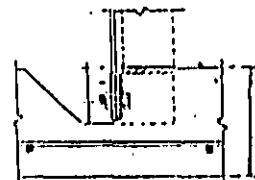
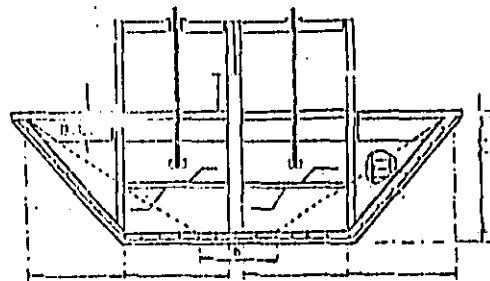
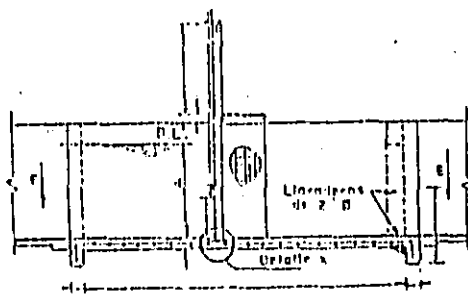
MEDIDOR PARSHALL
Fig. VIII.5



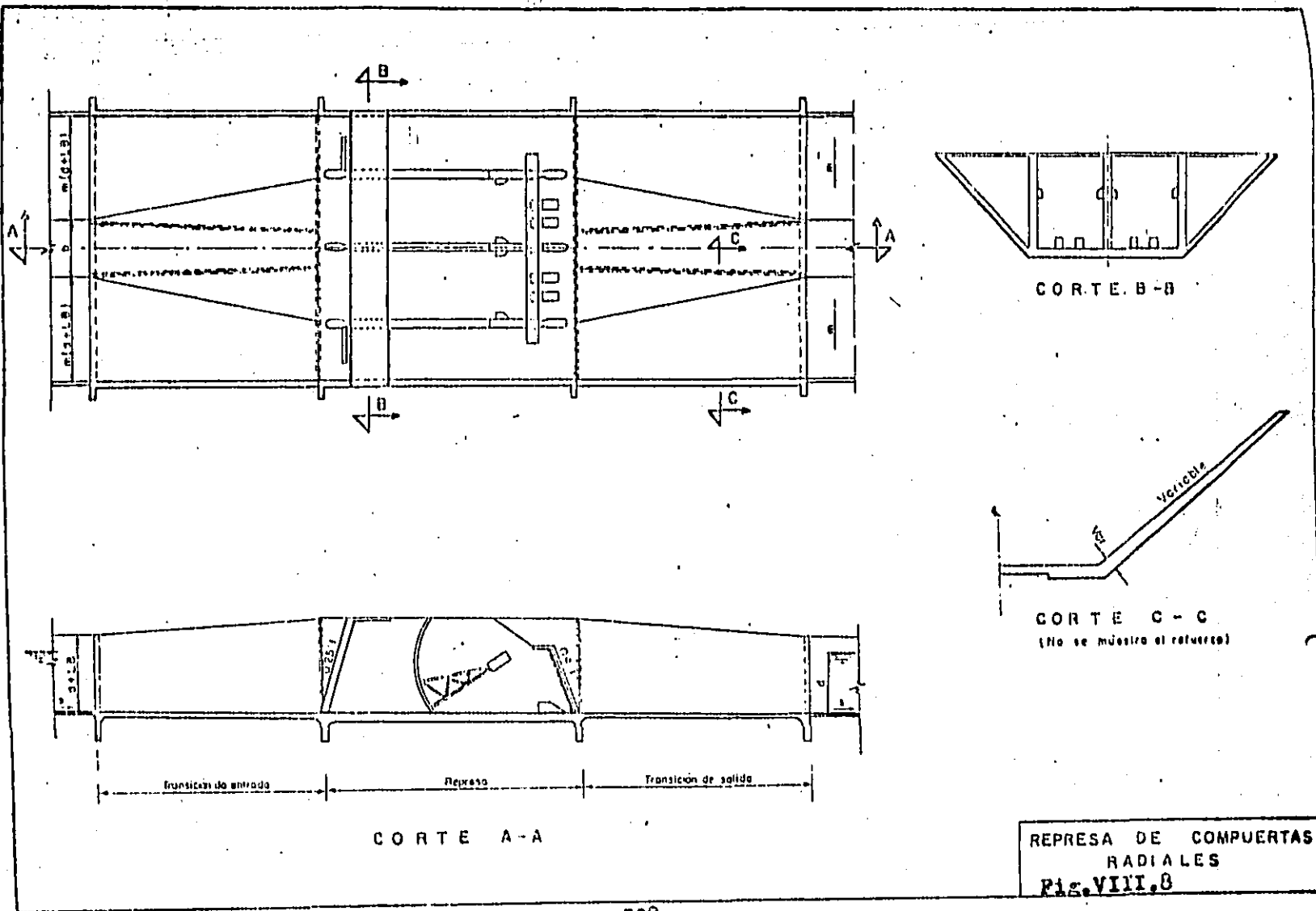
COMPUERTA DESLIZANTE



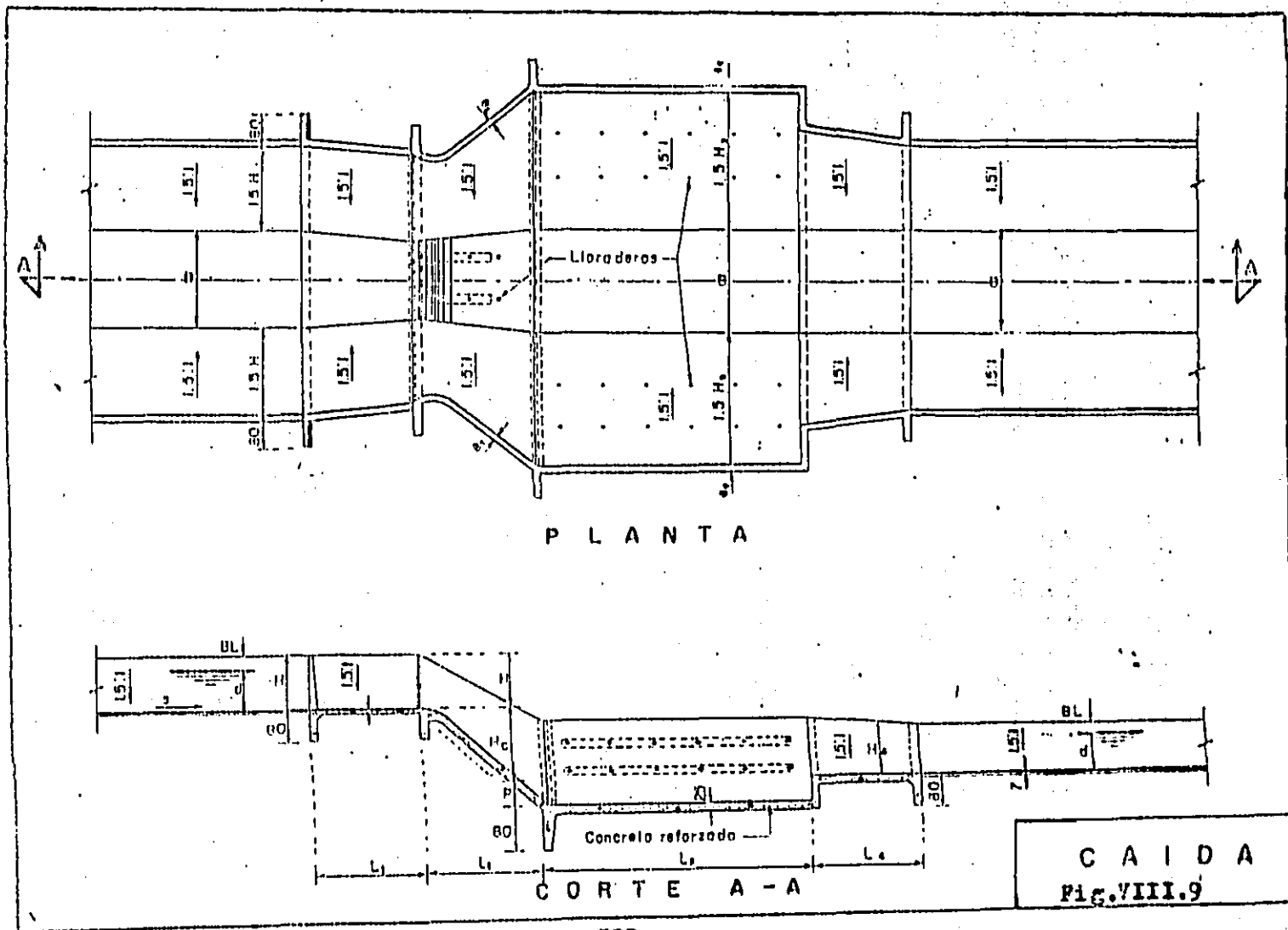
DETALLE PARA FIJAR LA COMPUERTA A LA PILA CENTRAL



REPRESA DE COMPUERTA
DESILIZANTES
Fig.VIII.7



REPRESA DE COMPUERTAS
RADIALES
Fig. VIII, 8



CAIDA
Fig.VIII.9

VIII.1.3.1.2. CAIDAS INCLINADAS O RAPIDAS.

El criterio de análisis en las caídas inclinadas es el mismo que en las rápidas, ya que dicho análisis se resume al diseño del tanque amortiguador, longitud y altura, que sirve para disipar el exceso de energía del agua, adquirida por el incremento de velocidad al pasar de un nivel a otro.

Por lo que se refiere al cálculo estructural, generalmente se arman exclusivamente por temperatura.

A continuación se exponen las expresiones para el análisis hidráulico.

SECCION RECTANGULAR.

a) Régimen supercrítico conocido.

La ecuación que da la altura del salto es:

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 Fr_1^2} - 1 \right) \text{ --- (6)}$$

donde

Y_2 = tirante conjugado mayor

Y_1 = tirante conjugado menor

Fr_1 = Número de Froude

$$Fr_1^2 = \frac{V_1^2}{gY_1}$$

b) Régimen subcrítico conocido.

$$\frac{Y_1}{Y_2} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 Fr_2^2} - 1 \right) \text{ --- (7)}$$

$$Fr_2^2 = \frac{V_2^2}{gY_2}$$

SECCION TRAPEZIAL.

a) Régimen supercrítico conocido

$$\left(\frac{y_2}{y_1}\right)^4 + \left(\frac{5}{2} t_1 + 1\right) \left(\frac{y_2}{y_1}\right)^3 + \left(\frac{3}{2} t_1^2 + \frac{5}{2} t_1 + 1\right) \left(\frac{y_2}{y_1}\right)^2 - \left(-\frac{3}{2} t_1^2 - t_1 + \frac{3 F_{M1}^2}{t_1 + 1}\right) \frac{y_2}{y_1} - 3 F_{M1}^2 = 0 \quad \text{--- (8)}$$

donde

$$F_{M1}^2 = \frac{Q^2}{g K^2 y_1^3}$$

$$t_1 = \frac{b}{k y_1}$$

k = talud del canal

b = ancho de plantilla del canal.

Q = gasto

La ecuación anterior es de cuatro grado con una sola raíz -- positiva real que permite conocer el conjugado mayor, conociendo el menor, F_{M1} y t_1

b) Régimen subcrítico conocido.

$$\left(\frac{y_1}{y_2}\right)^4 + \left(\frac{5}{2} t_2 + 1\right) \left(\frac{y_1}{y_2}\right)^3 + \left(\frac{3}{2} t_2^2 + \frac{5}{2} t_2 + 1\right) \left(\frac{y_1}{y_2}\right)^2 + \left(\frac{3}{2} t_2^2 + t_2 - \frac{3 F_{M2}^2}{t_2 + 1}\right) \frac{y_1}{y_2} - 3 F_{M2}^2 = 0 \quad \text{--- (9)}$$

donde

$$F_{M2}^2 = \frac{Q^2}{g k^2 y_2^3} \quad ; \quad t_2 = \frac{b}{k y_2}$$

LONGITUD DEL SALTO.

En los canales rectangulares la longitud del salto varía de acuerdo a la siguiente tabla, según el Bureau of Reclamation

$Frl = V_1 /$	gy_1	1.70	2	2.5	3	3.5	4	5
L/y_2		4	4.35	4.85	5.28	5.55	5.8	6

	6	8	10
	6.1	6.12	6.10

La longitud del salto en un canal trapecial es mayor debido a la simetría que se produce por efecto de la distribución no-uniforme de las velocidades.

$$L = A (y_2 - y_1)$$

donde A depende del talud del canal según la tabla siguientes:

talud k	0	0.5	0.75	1	1.25	1.50
A	5	7.9	9.20	10.6	12.60	15

Sin embargo, en términos prácticos se toma la expresión siguientes: (ref. 21.)

$$L = 5 (y_2 - y_1)$$

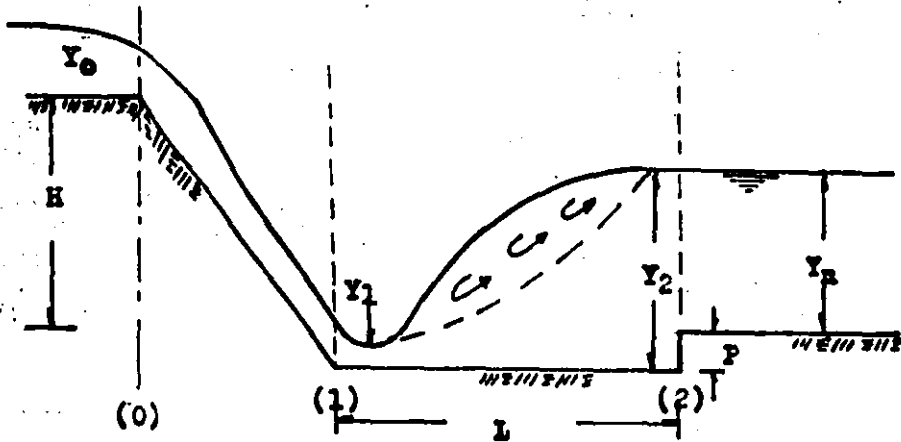
A continuación se expone un ejemplo de aplicación; en el cual se diseña una caída

Por condiciones topográficas, en un canal de riego, se hace necesario diseñar una caída inclinada.

El canal aguas abajo de la caída tiene un tirante normal de 1.70 m, con $n = 0.030$, $S = 0.0003$ y $k = 1.5$ s. l.

Los datos de la sección de control al inicio de la caída -- son los siguientes:

$$\begin{aligned} Q &= 4.954 \text{ m}^3/\text{seg.} \\ b &= 1.85 \text{ m} \\ y_c &= 0.735 \text{ m} \\ k &= 1.5 \text{ s. l} \\ H &= 3.50 \text{ m} \end{aligned}$$



Solución:

Calculando el tirante conjugado menor y_1 , aplicando Bernoulli entre (0) y (1), despreciando las pérdidas por fricción por ser un tramo corto.

$$H + P + y_c + \frac{V_0^2}{2g} = y_1 + \frac{V_1^2}{2g}$$

proponiendo $P = 0.25$ m y calculando $\frac{V_0^2}{2g}$

$$3.50 + 0.25 + 0.735 + 0.266 = y_1 + \frac{V_1^2}{2g}$$

$$4.751 = y_1 + \frac{V_1^2}{2g}$$

$$y_1 + \frac{Q^2}{2g(b y_1 + k y_1^2)^2} = 4.751$$

Mediante tanteos:

$$y_1 = 0.240 \text{ m}$$

Conocido el tirante y_1 , se procede también a determinar el conjugado mayor y_2 mediante la expresión (8), la cual puede ser resuelta mediante tanteos o con un método numérico que determine las raíces para ecuaciones de cuarto grado.

Así, mediante el método de Horn, ref. 22, se tienen:

$$y_2 = 1.5989 \text{ m}$$

Se considera:

$$y_2 = 1.60 \text{ m}$$

Como el tirante normal $y_n = 1.70 \text{ m}$ es mayor al conjugado mayor y_2 , existe un ahogamiento. Sin embargo, se puede considerar como ahogamiento permisible máximo hasta un 30%, ref. 19, el cual se determina de la siguiente manera:

$$\text{Ahogamiento} = \frac{(Y_n + P - Y_2) \times 100}{Y_2}$$

$$\text{Ahogamiento} = \frac{(1.70 + 0.25 - 1.60) \times 100}{1.60} = 21.875$$

$$\text{Ahogamiento} = 22\% < 30\%$$

En caso de haber sido el ahogamiento mayor al permisible, se tendría que repetir el cálculo disminuyendo la profundidad del tanque amortiguador, finalmente calculando la longitud del tanque amortiguador.

$$L = 5(1.60 - 0.24) = 6.80 \text{ m}$$

Se puede adaptar:

$$L = 7.00 \text{ m}$$

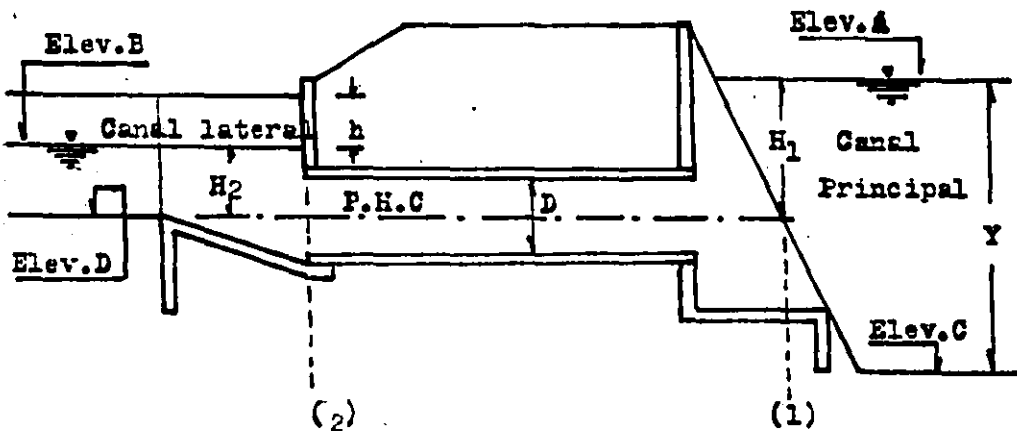
VIII.1.4. TOMAS PARA CANALES.

Estas estructuras se utilizan para derivar el agua de un canal a otro.

Su localización debe ser sobre una de las tangentes del trazo del canal principal, formando un ángulo de 90° con su eje y a una distancia mínima de 10 m con respecto a los P.C. o P.T. de las curvas, necesaria para alojar los muros alveados de la transición de entrada.

Así también, se debe cuidar que el sitio en donde se localiza la toma no corresponda a canal en corte porque se tendría un tramo muerto para el canal lateral, debiéndose escoger otro sitio en donde aquel tenga menos corte o vaya en postizo, de manera que el lateral al principio riegue un solo lado hasta librar dicho corte y localizarse inmediatamente por el parteaguas.

A continuación se muestra la forma en que deben estar localizadas dichas estructuras.



Elev. A - Elev B = $(0.25 d + h)$ mínimo

Elev. D - Elev C = $(0.4 d)$ máximo o 0.50 m mínimo.

Elev. A = Elevación de la superficie libre del agua en el canal principal aguas arriba de la represa.

Elev. B = Elevación de la superficie libre del agua en el canal lateral a la salida de la toma.

Z = tirante normal en el canal principal

Δh = pérdida de carga total en la toma

Elev.C = elevación de la plantilla del canal principal

Elev.D = elevación de la plantilla del canal lateral a la salida de la toma.

VIII.1.4.1. CALCULOS HIDRAULICOS

El gasto en tomas que se encuentran ahogadas, se puede valorar con base al teorema de Bernoulli, ref. 1, y la ecuación de -- continuidad.

Planteando la ecuación de Bernoulli entre dos secciones: Una a la entrada al conducto (sección uno), y la otra a la salida (sección dos), como se muestra en la figura anterior. Escogiendo como plano horizontal de comparación el que contiene al eje del conducto, se tiene:

$$H_1 + \frac{P_1}{\gamma} + \frac{V_1^2}{2g} = H_2 + \frac{P_2}{\gamma} + \frac{V_2^2}{2g} + \sum h_{1-2}$$

$$\frac{P_1}{\gamma} = \frac{P_2}{\gamma} = 0$$

$$\frac{V_1^2}{2g} = 0$$

$$H_1 = H_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \sum h_{1-2}$$

$$H_1 - H_2 = h$$

$$H_1 - H_2 = \frac{V_2^2}{2g} + \sum h_{1-2}$$

$$h = \frac{V_2^2}{2g} + \sum h_{1-2}$$

Este último término incluye todas las pérdidas que se tienen entre los dos puntos, sin importar las causas que las originen. En este caso se tienen únicamente dos pérdidas, la pérdida de carga por entrada al conducto y la pérdida por fricción en el mismo.

$\Sigma h_{1-2} = h_e + h_f =$ pérdida de carga por entrada más pérdida por fricción.

Pérdida por entrada = $h_e = 0.5 \frac{V_2^2}{2g}$ (arista viva)

Pérdida por fricción = $h_f = \frac{(V_2^2)^2}{R^{2/3}} L$ (Manning)

$V_2 =$ velocidad del agua dentro del tubo.

Con base en lo anterior el teorema de Bernoulli se puede expresar:

$$h = \frac{V_2^2}{2g} + 0.5 \frac{V_2^2}{2g} + \left(\frac{V_2^2}{R^{2/3}} \right)^2 L$$

La expresión que da la pérdida de carga total para una velocidad "v" es:

$$h = k_1 h_v + k_2 h_v + k_3 h_v$$

En donde k representa el coeficiente que multiplicado por la carga de velocidad (h_v), da la pérdida de carga correspondiente a cada uno de los conceptos ya mencionados.

A la expresión anterior se le puede dar la forma:

$$h = h_1 + h_2 + h_3; \text{ siendo:}$$

$$h_1 = K_1 h_v$$

$$h_2 = K_2 h_v$$

$$h_3 = K_3 h_v$$

a) La carga de velocidad en la tubería vale:

$$h_1 = K_1 h_v = 1 \frac{V_2^2}{2g}$$

b) Pérdida por entrada :

$$h_2 = K_2 h_v = 0.5 \frac{V_2^2}{2g}$$

c) Pérdida por friccións

$$h_3 = k_3 hv$$

$$h_3 = L \left(\frac{V_2 n}{R^{2/3}} \right)^2 = L \left(\frac{n}{R^{2/3}} \right)^2 V_2^2$$

$$h_3 = 2g L \left(\frac{n}{R^{2/3}} \right)^2 \frac{V_2^2}{2g}$$

$$h_3 = 2g \frac{n^2}{R^{4/3}} \frac{V_2^2}{2g}$$

El valor de la pérdida de carga total será:

$$h = \frac{V_2^2}{2g} \sum K_1 - 3$$

• sea:

$$h = (1.5 + 2g \frac{n^2}{R^{4/3}}) \frac{V_2^2}{2g}$$

La velocidad en el conducto es:

$$V_2 = \sqrt{\frac{2gh}{\sum k_1 - 3}} ; \quad V = \frac{1}{\sqrt{\sum K_1 - 3}} \sqrt{2gh}$$

en dónde:

$$c = \frac{1}{\sqrt{\sum k_1 - 3}} = \text{coeficiente de gasto.}$$

$$V = c \sqrt{2gh}$$

per continuidad se tiene:

$$Q = A.V$$

$$Q = C A \sqrt{2gh}$$

Cuando el conducto es circular y de concreto:

$$c = \frac{1}{\sqrt{1+k_1-3}} = (1+k_1-3)^{-1/2}$$

$$k_3 = \frac{2g}{R^{4/3}} \frac{n^2 L}{4} = 2 \times 9.8 \times (0.015)^2 \frac{L}{R^{4/3}}$$

$$k_3 = \frac{0.00441 L}{R^{4/3}} \quad ; \quad R = \frac{D}{4}$$

$$c = (1+k_1-3)^{-1/2} = (1 + 0.5 + 0.028 \frac{L}{D^{4/3}})^{-1/2}$$

$$Q = CA \sqrt{2gh} = c \pi \frac{D^2}{4} \sqrt{2g} \sqrt{h}$$

$$Q = 3.48 D^2 c \sqrt{h} \text{ en m}^3/\text{seg.}$$

D y h en metros

Para tubería de concreto con entrada de arista cuadrada se tienen:

$$c = (1 + 0.561 D^{0.5} + \frac{0.0205L}{D^{1.2}})^{-1/2}$$

Para conducto rectangular de concreto con entrada de arista escuadrada:

$$c = (1 + 0.57R^{0.5} + \frac{0.00335L}{R^{1.25}})^{-1/2}$$

VIII.1.4.2. TOMAS GRANJA

Las tomas granja son estructuras que se usan para derivar el agua proveniente de los canales a las regaderas y de ahí a las parcelas.

Su localización es en forma semejante a las tomas laterales, aprovechando la represa que les dé carga. Son necesarias cuando no se justifican económicamente la necesidad de construir un canal lateral para el riego de una porción pequeña de te--

rreno comprendida entre dos bajos o entre las salidas transversales del drenaje longitudinal del canal cuando éste es revestido de concreto. De preferencia, para una mejor operación del sistema, la toma granja deberá salir de un canal ramal y no del principal.

El análisis hidráulico se lleva a cabo de la misma manera que en las tomas parolaterales.

En las figuras VIII.10 a VIII.18 se muestran diferentes tomas granja.

VIII.2 ESTRUCTURA ESPECIALES.

Las estructuras especiales son consideradas todas aquellas que por su importancia e interés necesitan un estudio más detallado.

Dentro de estas estructuras podemos contar con los sifones, los puentes canal, los desagües, los diques, las alcantarillas en cruce con vías de comunicación, etc.

Aquí se trata de presentar algunas de estas estructuras, su función y diseño hidráulico.

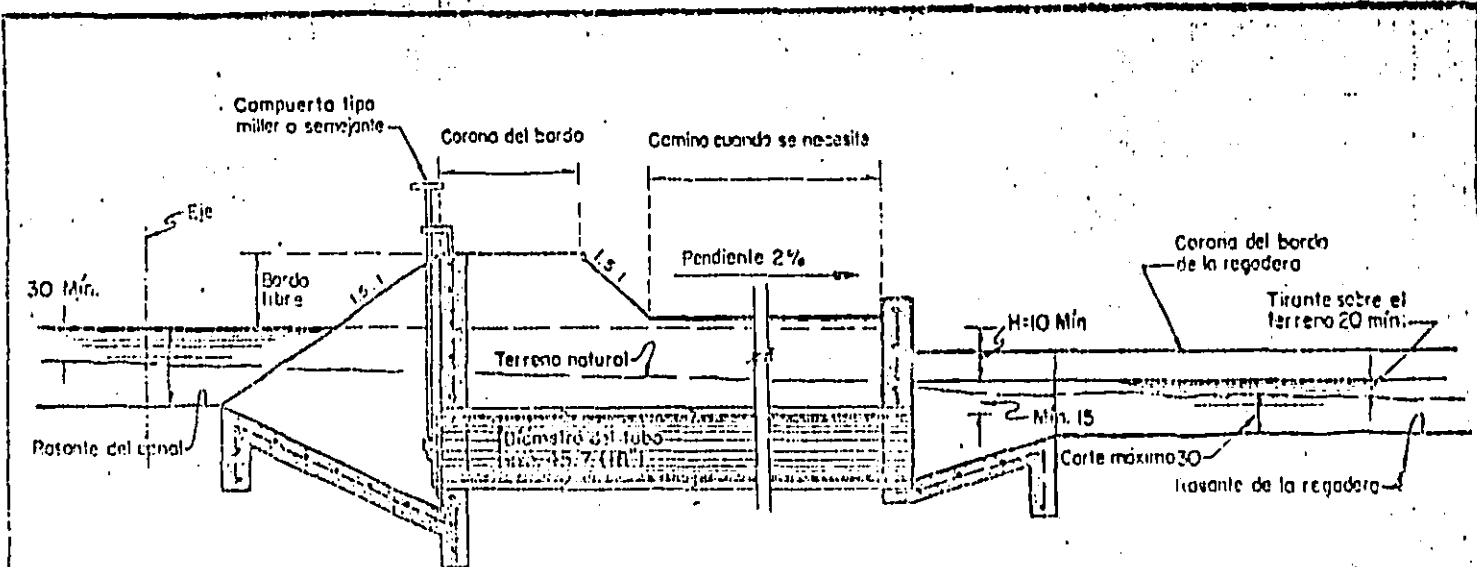
VIII.2.1. SIFONES.

En el proyecto de un distrito de riego, los sifones sirven para atravesar un canal o dren donde cruce otro canal o dren también en ocasiones se emplean en los cruces con vías de comunicación, así como en el cruce de arroyos y ríos.

El objeto del sifón es llevar el agua de un extremo a otro, para este, se puede usar distintos tipos de tubo que pueden fabricarse de uno o varios materiales y formando secciones como la circular, la rectangular y la herradura.

Las transiciones de entrada y salida son generalmente de concreto.

Desde el punto de vista hidráulico, un sifón es un tubo trabajando a presión, el área hidráulica es considerablemente



CORTE LONGITUDINAL

NOTAS Dimensiones en centímetros Dibujo fuera de escala.
 H: Carga total = Pérdidas de cargas necesarios =
 (h_e: entrada) + (h_f: fricción) + (h_s: salida)

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
 DIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS Y PROYECTOS DEPTO. DE INGENIERIA ESTRUCTURAL

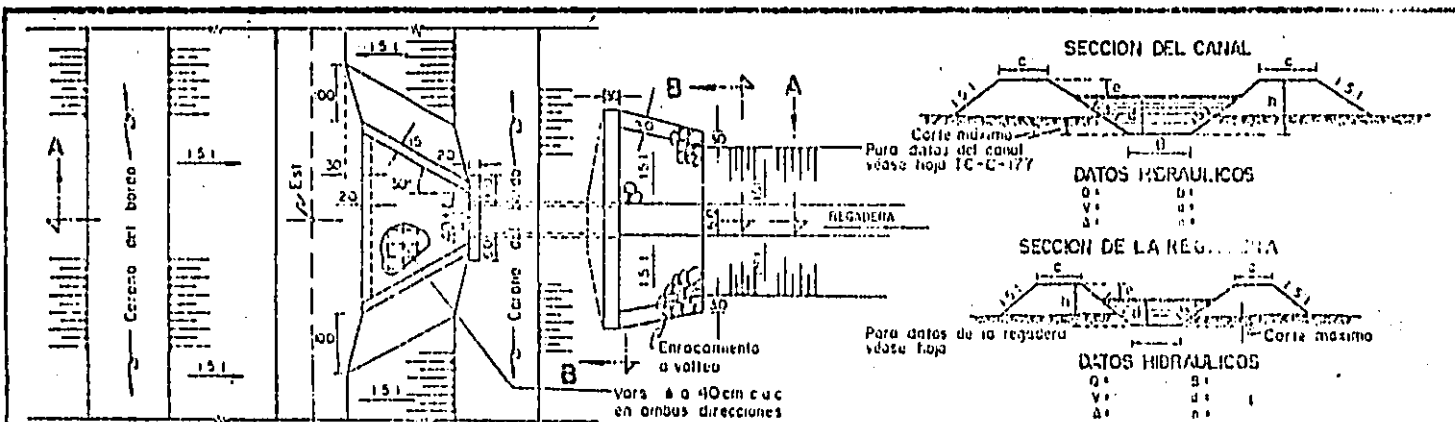
Tipo de Estructuras
TOMAS GRANJA
LINEAMIENTOS GENERALES

Conforme _____
 Aprobó _____

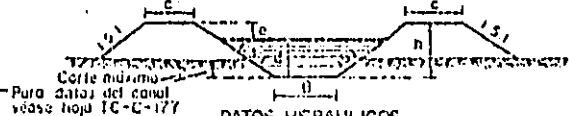
Adaptó _____ Dibujo _____
 J. TREJO J. MORENA Y
 Verificó _____ Revisó _____

FIG.VIII.10

MEXCO, D.F.
 SEP 1959 TC-C-252



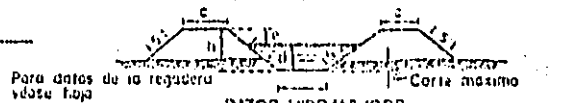
SECCION DEL CANAL



DATOS HIDRAULICOS

Q: 0.1
V: 0.1
A: 0.1

SECCION DE LA REGADERA



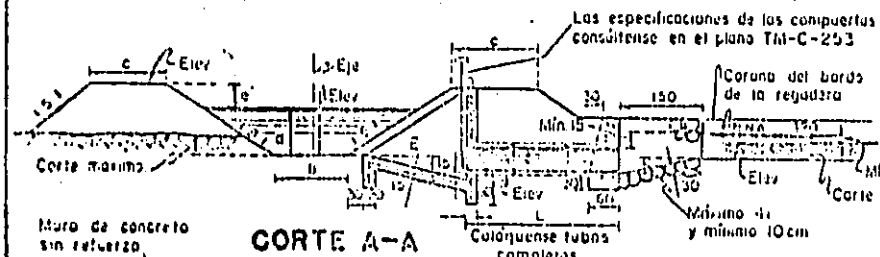
DATOS HIDRAULICOS

Q: 0.1
V: 0.1
A: 0.1

PLANTA

CANTIDADES DE OBRA Y MATERIALES

CONCEPTO	CANAL TIPO 1	CANAL TIPO 2	CANAL TIPO 3	CANAL TIPO 4	CANAL TIPO 5	CANAL TIPO 6
Cercado						
Canal	398 M ³	427 M ³	443 M ³	468 M ³	495 M ³	510 M ³
Regadera	50 M ³	59 M ³	64 M ³	71 M ³	77 M ³	88 M ³
Enracamiento	187 M ³	107 M ³	107 M ³	107 M ³	107 M ³	107 M ³



CORTE A-A

LOS DIBUJOS ESTAN FUERA DE ESCALA.

NOTAS - Todas las dimensiones están expresadas en centímetros, excepto las marcadas en otra unidad. Las estaciones y elevaciones se darán en metros. Las aristas visibles de la estructura deberán marcarse con chollanes de 1 a 2 cm. La excavación se ajustará en lo posible a las líneas de proyecto de la estructura. Las especificaciones de la compuerta consultarse en el plano TM-C-253. Las especificaciones de la tubería consultarse en las tablas.

Úsese concreto de f'c=105 kg/cm²

FIG. VIII.11

DATOS PARA LA TOMA GRANJA

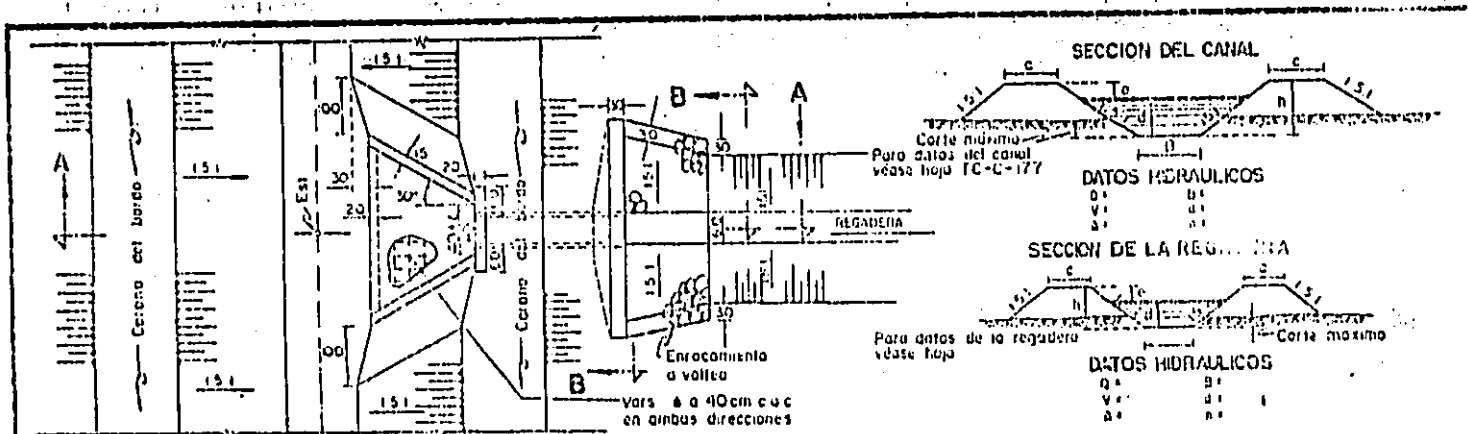
CANAL TIPO	CANAL TIPO 1	CANAL TIPO 2	CANAL TIPO 3	CANAL TIPO 4	CANAL TIPO 5	CANAL TIPO 6
E	25	51	61	66	70	75
L	200	200	200	200	200	200

SECRETARÍA DE RECURSOS HIDRAULICOS
REGULACION Y CONTROL DE RIOS
SECRETARÍA DE ESTADOS FINANCIEROS Y ECONOMIA

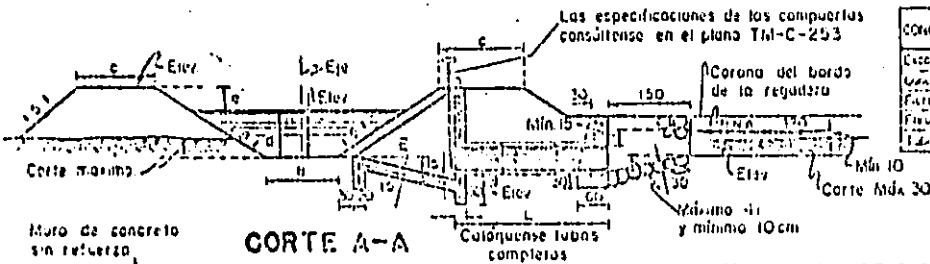
Tipos de Estructuras
TOMA GRANJA CON ENRACAMIENTO PARA CANALES TIPO 1 AL 6

Conforme: _____
REVISADO: _____
FECHA: 1971-02-20

Aceptó: _____
Verificó: _____



PLANTA



CANTIDADES DE OBRA Y MATERIALES

CONCEPTO	CANAL TIPO 1	CANAL TIPO 2	CANAL TIPO 3	CANAL TIPO 4	CANAL TIPO 5	CANAL TIPO 6
Excavación	3.90 M ³	4.37 M ³	4.43 M ³	4.68 M ³	4.45 M ³	5.14 M ³
Canal	50 M ³	59 M ³	64 M ³	74 M ³	77 M ³	88 M ³
Enrocamiento	1.87 M ³	1.87 M ³	1.87 M ³	1.87 M ³	1.87 M ³	1.37 M ³
Tubo						

DATOS PARA LA TOMA GRANJA

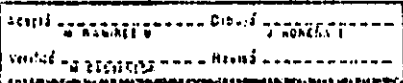
CANAL TIPO	CANTIDAD	L
1	25	61
2	15	51
3	41	45
4	20	20
5	66	20
6	11	5

LOS DIBUJOS ESTAN FUERA DE ESCALA.

NOTAS - Todas las dimensiones están expresadas en centímetros, excepto las marcadas en otra unidad. Las estaciones y elevaciones se darán en metros. Las aristas vivibles de la estructura deberán matarse con challanes de 1 a 2 cm. La excavación se ajustará en lo posible a las líneas de proyecto de la estructura. Las especificaciones de la compuerta consultarse en el plano TM-C-253. Las especificaciones de la tubería consultarse en los tablas.

Usese concreto de f'c=105 kg/cm²

FIG.VIII.11



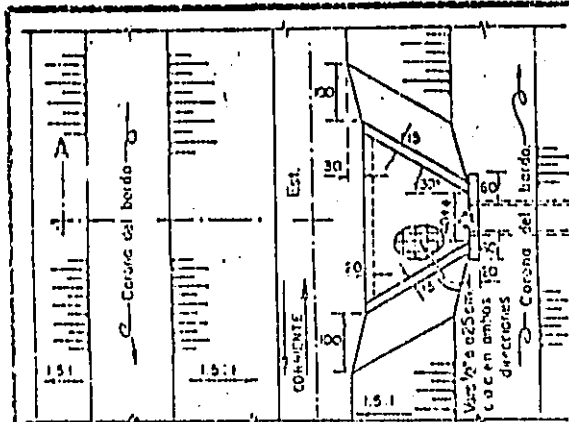
SERVIDOR DE RECURSOS HIDRAULICOS
 IRRIGACION Y CONTROL DE RIGOS
 SERVIDOR DE RECURSOS HIDRAULICOS ESTRUCTURAS
 Tipos de Estructuras

TOMA GRANJA CON ENROCAMIENTO PARA CANALES TIPO 1 AL 6

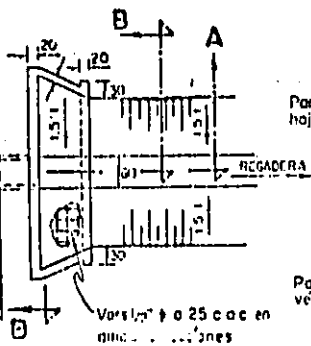
Contorno

FECHA: 22/05/01

HOJA: 7C-C-253

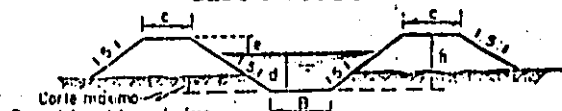


PLANTA



USESE CONCRETO DE $f_c = 105 \text{ Kg/cm}^2$

SECCION DEL CANAL



Para datos del canal véase hoja TC-C-177

DATOS HIDRAULICOS

Q_1	B_1
V_1	d_1
Z_1	h_1

SECCION DE LA REGADERA



Para datos de la regadera véase hoja TC-C-

DATOS HIDRAULICOS

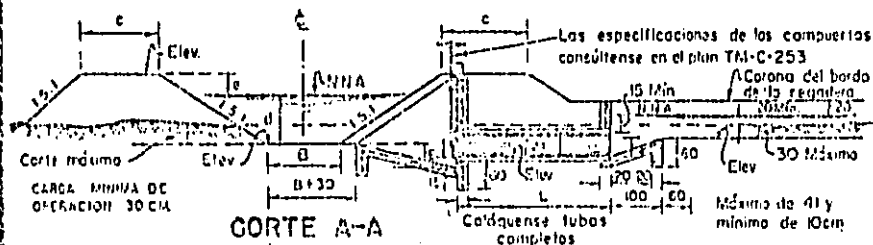
Q_1	B_1
V_1	d_1
Z_1	h_1

CANTIDADE DE ODRY Y MATERIALES

CONCEPTO	CANAL TIPO 1	CANAL TIPO 2	CANAL TIPO 3	CANAL TIPO 4	CANAL TIPO 5	CANAL TIPO 6
Concreto						
Hierro						
Tubos						
Excavación						

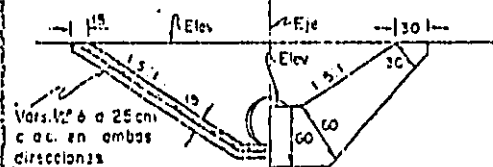
TOMA GRANJA S/ LINDA DEL

CANA TIPO	CORTE MAXIMO	L	L
1	25	61	202
2	35	51	210
3	41	45	300
4	60	26	300
5	60	50	300
6	61	5	300



CORTE A-A

DIBUJOS FUERA DE ESCALA



CORTE B-B

NOTAS: Toda las dimensiones están expresadas en centímetros, excepto las marcadas en otra unidad. Las estaciones y elevaciones se darán en metros. Las aristas visibles de la estructura deberán mullarse con chalfines de 1 a 2 cm. La excavación se ajustará en lo posible a las líneas de proyecto de la estructura. Las especificaciones de las compuertas consúlten se en el plano TM-C-253. Las especificaciones de la tubería consúlten se en las tablas.

Proyectó	Dibujó
Verificó	Revisó

FIG. VIII. 12

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 INGENIERIA Y CONTROL DE ENOS
 DIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL
 Tipos de Estructuras

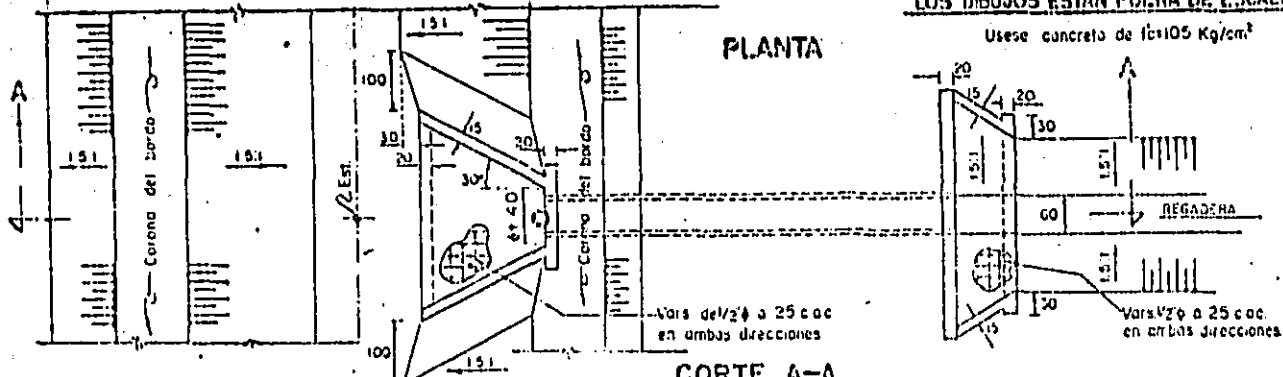
TOMA GRANJA DE CONCRETO

Confirma	Aprobado
Revisado	Aprobado
SECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL	TC-C-254

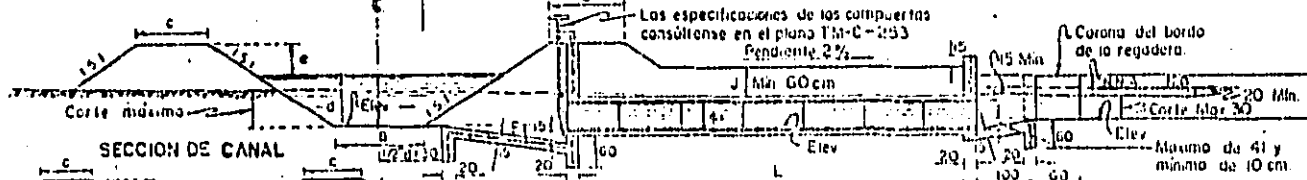
LOS DIBUJOS ESTAN FUERA DE ESCALA

Usese concreto de $f_c=105 \text{ Kg/cm}^2$

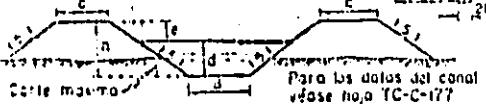
PLANTA



CORTE A-A



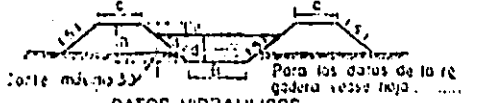
SECCION DE CANAL



DATOS HIDRAULICOS

31	31
31	31
31	31
31	31

SECCION DE LA REGADERA



DATOS HIDRAULICOS

31	31
31	31
31	31
31	31

CANTIDADES DE OBRA Y MATERIALES

CONCEPTO	CANAL TIPO 1	CANAL TIPO 2	CANAL TIPO 3	CANAL TIPO 4	CANAL TIPO 5	CANAL TIPO 6
Concreto						
Cero						
Tubos						
Compuertas						
Excavación						

DATOS PARA LA TOMA GRANJA

CANAL TIPO	CORTE MAXIMO	E
1	2.5	61
2	3.5	51
3	4.1	45
4	6.0	30
5	6.0	20
6	11.1	5

NOTAS - Todos las dimensiones están expresadas en centímetros excepto los marcados en otra unidad. Las estructuras y elevaciones se darán en metros. Las orillas visibles de la estructura deberán realizarse con challones de la 2da. La excavación se ajustará en lo posible a las líneas de proyecto de la estructura. El desnivel entre las planillas del tubo de la toma a la salida y la de la regadera, será función del corte a la salida de la toma, variando entre los límites máximos de 41 y mínimo de 10cm. Cuando las condiciones del terreno no satisficgan el mínimo de 10cm se le dará la planilla del tubo a la salida un número de satisfacer dicha condición. Las especificaciones de las compuertas consúltense en el plano TM-C-253. Los especificaciones de la tubería consúltense tubería.

FIG. VIII. 13

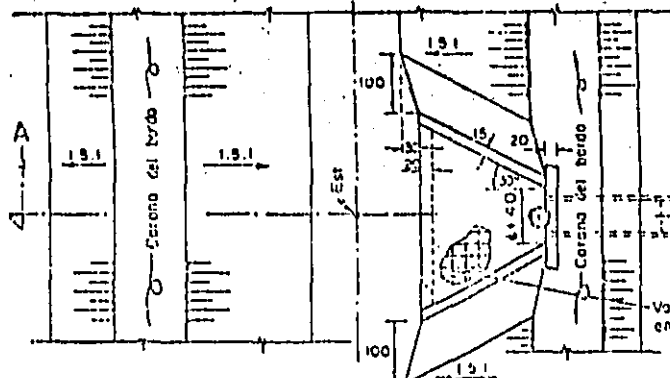
SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 DIRECCION GENERAL DE OBRAS
 SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 Tipos de Estructuras.

TOMA GRANJA Y ALCAHIFERILLA
CONCRETO A LA SALIDA

Contenido:
 Aprobado:
 75-C-255

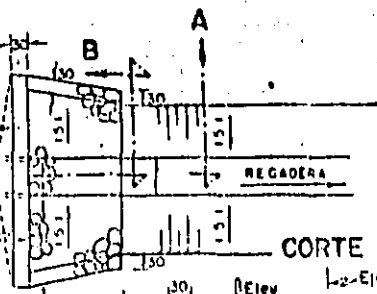
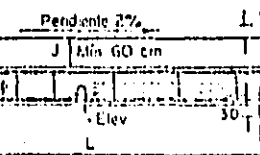
DIBUJOS FUERA DE ESCALA

PLANTA

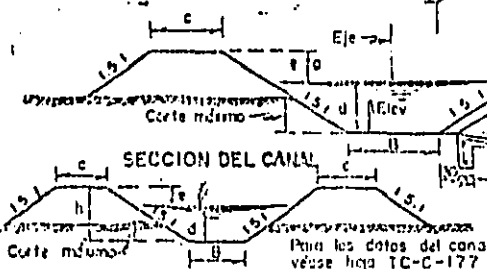
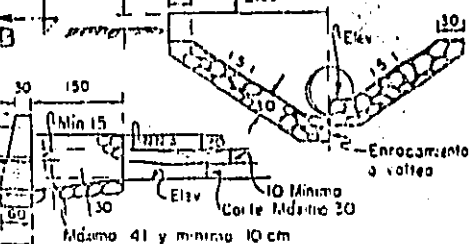


CORTE A-A

Las especificaciones de los componentes consúltense en el plano TM-C-253



CORTE B-B



DATOS HIDRAULICOS

Q1	U1
V1	A1
h1	d1



DATOS HIDRAULICOS

Q1	U1
V1	A1
h1	d1

CANTIDADES DE OBRAS Y MATERIALES

CONCEPTO	CANAL TIPO 1	CANAL TIPO 2	CANAL TIPO 3	CANAL TIPO 4	CANAL TIPO 5	CANAL TIPO 6
Enrocamiento	4.66 m ³	56.83 m ³	1.99 m ³	5.11 m ³	6.05 m ³	6.50 m ³
Concreto	50 m ³	1.9 kg	64 kg	11 kg	27 kg	60 kg
Enrocamiento	1.37 m ³	1.97 m ³	1.97 m ³	1.97 m ³	1.97 m ³	1.41 m ³
Tubos						

DATOS PARA LA TOMA GRANJA

CANAL TIPO	CORTE MANEJO	E
1	25	61
2	35	31
3	41	45
4	60	26
5	69	20
6	01	5

NOTAS -- Todas las dimensiones están expresadas en centímetros, excepto las marcadas en otra unidad. Las estaciones y elevaciones se ordenan en metros. Los orificios visibles de la estructura deberán malarsecarse con chafflones de 1 a 2 cm. La excavación se ajustará en la medida de las líneas de proyecto de la estructura. El desnivel entre las planillas del tubo de la toma a la salida y la de la regadera, será función del corte a la salida de la toma, variando entre los límites, máximo de 41 y mínimo de 10 cm. Cuando los condones del terreno no satisfagan el mínimo de 10 cm se forzará la planilla del tubo a la salida de manera de satisfacer dicha condición. Las especificaciones de la compuerta consúltense en el plano TM-C-253. Las especificaciones de la tubería véanse tablas. Usese concreto de fc=105 Kg/cm².

SECRETARIA DE FOMENTOS HIDRAULICOS
IRRIGACION Y CONTROL DE AGUAS
DIRECCION DE SISTEMAS DE REGADIA Y OBRAS DE BARRIO

Tipos de Estructuras
**TOMA GRANJA Y ALCANTARILLA
CON ENROCAMIENTO A LA SALIDA**

Características técnicas de la estructura
... ..
... ..
... ..

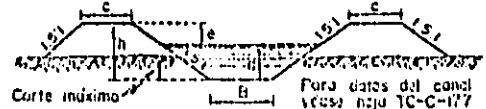
FIG. VIII.1

TC-G-256

Las especificaciones de las compuertas
constituyen en el plano TH-C-253.

CORTE A-A

SECCION DEL CAHAL

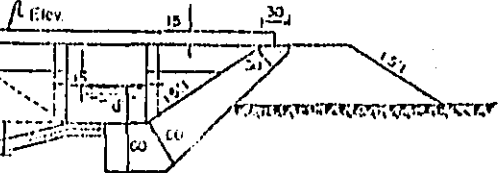


Para datos del canal véase hoja TC-C-177

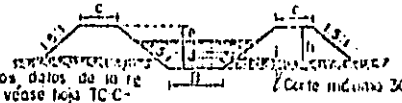
DATOS HIDRAULICOS

Q:	0:
V:	0:
A:	0:

CORTE B-B



SECCION DE LA REGADERA



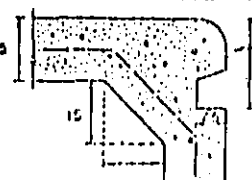
DATOS HIDRAULICOS

Q:	0:
V:	0:
A:	0:

CANTIDADES DE OBRA Y MATERIALES

CONCEPTO	CANAL TIPO 1	CANAL TIPO 2	CANAL TIPO 3	OBRA TIPO 4
Estructura				
Concreto				
Hierro				
Enrocamiento				
Costo				

DETALLE DE RANURA PARA LAS AGUJAS



La longitud del enrocamiento puede variar, se a juicio del residente

NOTAS - Todas las dimensiones están expresadas en cm, milímetros, excepto las marcadas en otra unidad. Las elevaciones se darán en metros. Los ángulos visibles de la estructura deberán marcarse con confianza de 1 a 2 cm. La escavación se ajustará en lo posible a las líneas de proyecto de la estructura.

Las especificaciones de las compuertas constituyen en el plano TC-C-253. Las especificaciones de la tubería constituyen en las tablas. Usese concreto de fósforos aptos.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

REGISTRACION Y CONTROL DE OBRAS

REGISTRACION DE OBRAS Y MATERIALES EN OBRA

Tipos de Estructuras

TOMA GRANJA A LA IZQUIERDA CON REPRESA PARA CANALES TIPO 1 AL 4

Conforme al plano de la obra en el momento de la construcción

Elaborado en el momento de la construcción

Elaborado en el momento de la construcción

Elaborado en el momento de la construcción

Elaborado en el momento de la construcción

DIBUJOS FUERA DE ESCALA FIG. VIII. 17

menor que la sección del canal o dren de descarga y en conformidad con la reducción del área, la velocidad dentro del tubo sifón es mayor que a la entrada y a la salida de mismo.

Las secciones más usuales son la rectangular y la circular aunque en algunos casos especiales se utilizan secciones en herradura.

a) Conductos rectangulares.

Por especificación de la S.A.R.H., ref. 1, la sección de los conductos rectangulares deberán de cumplir la relación:

$$\frac{H}{B} = 1.25, \text{ donde:}$$

H = altura interior del conducto

B = ancho interior del conducto

La sección mínima aceptada en conductos rectangulares es B= 0.80 y H= 1.00 m.

La dimensión mínima de los carteles en las esquinas del conducto serán igual a 0.10 m.

b) Conductos circulares.

Por especificación de la misma dependencia, el diámetro mínimo aceptado en secciones circulares será de 30" (- 72.2 cms) para tubos precolados y de 1.25 m para tubos colados en sitio.

VIII.2.1.1. NORMAS GENERALES DE PROYECTO

VIII.2.1.1.1. SIFONES EN CRUCE CON CARRETERAS.

Por disposición de S.A.H.O.P. ref. 1, cuando va a cruzar un canal a través de un camino federal hay que cumplir con cierto tipo de requisitos:

1. El espesor del colchón de tierra que debe dejarse del punto más bajo del terreno natural dentro del derecho de vía del camino a la parte superior de la estructura

debe ser por lo menos de 1.50 m.

2. La longitud del conducto en proyección horizontal, deberá ser como mínimo la longitud del derecho de vía más un metro de cada lado a los muros de cabeza, y debiendo quedar las transiciones fuera del derecho de vía.

VIII.2.1.1.2. SIFONES EN CRUCE CON FERROCARRIL.

1. El espesor mínimo de relleno, del patín del riel a la parte superior de la estructura no debe ser menor de 0.90 m
2. La longitud mínima del conducto en proyección horizontal, deberá ser aquella que no impida el drenaje longitudinal del ferrocarril.

VIII.2.1.1.3. SIFONES EN CRUCE CON CANAL O DREN.

1. El espesor mínimo de relleno no deberá ser menor de 1.50 m medidos desde la rasante del canal o dren a la parte superior del conducto.
2. La longitud del conducto no deberá ser menor a la sección del canal o dren, considerando sus bermas y bordes.

VIII.2.1.1.4. SIFONES EN CRUCE CON RIOS, BARRANCAS Y ARROYOS.

1. El espesor de relleno en la zona de cruce no deberá ser menor a la profundidad de socavación en la zona de cruce. En las laderas el relleno no debe ser menor de 1.00m
2. La longitud de la estructura estará en función de la topografía del cruce, cuidando que las transiciones del canal al conducto queden enterradas en el terreno natural, fuera de las laderas.

A continuación se da un ejemplo de aplicación.

En un distrito de riego, un canal cruzará un arroyo.

Se ha proyectado como estructura de cruce un sifón con conducto de sección rectangular que permita el paso de un gasto de $6.11 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Datos hidráulicos del canal.

$$Q = 6.11 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$b = 1.35 \text{ m}$$

$$s = 0.0005$$

$$m = 0.014$$

$$k = 1.5 : 1$$

$$y = 1.37 \text{ m}$$

Diseño de la sección del conducto.

Proponiendo una sección rectangular:

$$\frac{H}{B} = 1.25$$

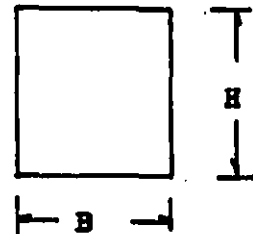
H = altura interior del conducto

B = ancho de la plantilla del conducto

$$H = 1.25 B \text{ --- (1)}$$

$$A = BH \text{ --- (2)}$$

A = área de la sección del conducto.



Sustituyendo (1) en (2)

$$A = 1.25 B^2$$

$$B = \sqrt{\frac{A}{1.25}}$$

Suponiendo una velocidad

$$V = 1.60 \text{ m/seg.}$$

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{6.11}{1.60} = 3.819 \text{ m}^2$$

$$B = \sqrt{\frac{3.819}{1.25}} = 1.75 \text{ m}$$

$$H = 1.25 \times 1.75 = 2.18\text{m}$$

Se adopta $H = 2.15\text{m}$

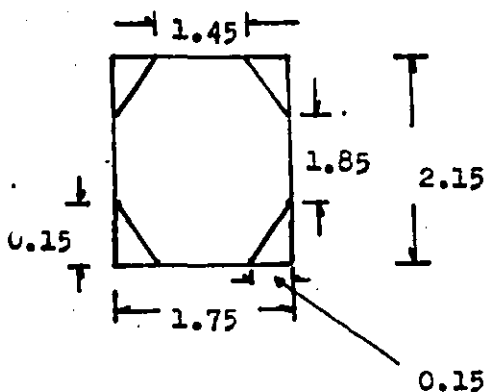
Datos hidráulicos del conducto.

$$Q = 6.11\text{m}^3/\text{seg.}$$

$$B = 1.75\text{m}$$

$$H = 2.15\text{m}$$

Proposición de canales de 15×15 cms.



$$A = BH - \frac{(0.15)^2 \times 4}{2}$$

$$A = 3.718 \text{ m}^2$$

$$P = 1.85 \times 2 + 1.45 \times 2 + 0.212 \times 4$$

$$P = 7.448\text{m}$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{3.718}{7.448} = 0.4992$$

$$R^{2/3} = 0.6293$$

Determinando la velocidad.

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{6.11}{3.718} = 1.643 \text{ m/seg.}$$

$1.643 \approx 1.60$ supuesta, se considera correcto.

$$h_v = \frac{V^2}{2g} = \frac{(1.643)^2}{19.62} = 0.138\text{m}$$

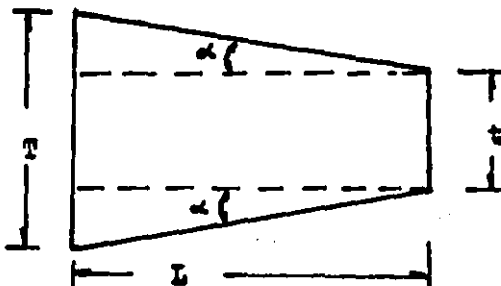
$$h_f = SL = \left(\frac{Vn}{R^{2/3}} \right)^2 L = \frac{(1.643 \times 0.014)^2}{0.6293} L = 0.00134L$$

$$h_f = 0.00134 L$$

Longitud de la transición.

Las transiciones tienen su justificación cuando el canal en su localización tenga que intercalarse una estructura que obligue a cambiar de sección, ya que este cambio no debe hacerse bruscamente, sino por medio de transiciones con la finalidad de reducir al mínimo las pérdidas de carga y así obtener la mayor eficiencia hidráulica posible.

La longitud de la transición se determina de acuerdo al criterio de Hinds, ref. 1, que consiste en considerar que el ángulo que deba formar la intersección de la superficie del agua y la pared, en el principio y fin, de la transición, con el eje de la estructura sea de $12^{\circ} 30'$.



donde

T= ancho de la superficie libre del agua en el canal.

t= ancho de la superficie libre del agua a la entrada del conducto.

L= longitud de la transición

$$\text{CoT } \alpha = \frac{L}{\left(\frac{T-t}{2}\right)}$$

$$L = \left(\frac{T-t}{2}\right) \text{CoT } \alpha ; \alpha = 12^{\circ} 30'$$

Por experiencias de la antigua Comisión Nacional de Irrigación, ref. 1, el ángulo puede ser aumentado hasta $22^{\circ} 30'$ sin que el cambio de la transición sea brusco y con el cual se reducen ligeramente el costo de los mismos. Por lo anterior la longitud queda definida de la siguiente manera:

$$L = \left(\frac{T-t}{2}\right) \text{CoT } 22^{\circ} 30'$$

Si con la anterior expresión se encuentra un valor fraccionario, es recomendable redondearlo.

$$T = b + 2ky$$

$$T = 1.35 + 2 \times 1.5 \times 1.37 = 5.46m$$

$$t = B = 1.75m$$

$$L = \left(\frac{5.46 - 1.75}{2} \right) \left(\frac{1}{\text{tg } 22^\circ 30'} \right) = 4.48m$$

Se adopta; $L = 5m$

Funcionamiento hidráulico del sifón

Escogida la sección del conducto y determinadas la longitud de transición; con la topografía detallada del cruce, se traza el perfil del terreno y sobre este se dibuja el perfil longitudinal del sifón.

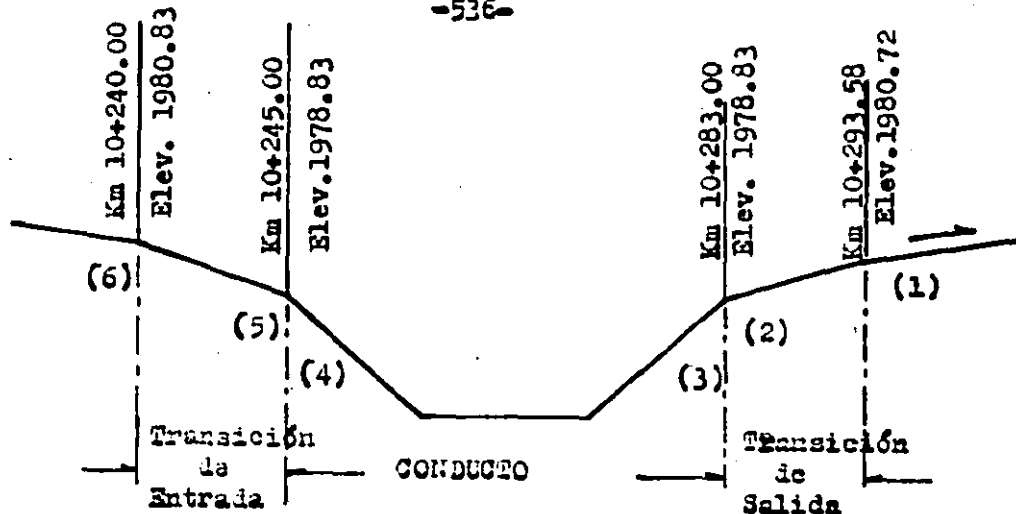
El relleno es de 2.00m desde la rasante del arroyo a la parte superior del conducto en la zona del cauce; en las laderas se fijó un colchón mínimo de 1m. Las transiciones se localizarán fuera de las laderas del arroyo, quedando totalmente en excavación.

Trazado el sifón se procede a determinar la geometría del mismo; así como las pérdidas de carga.

El desnivel entre los gradientes de energía de entrada y de salida de la estructura tendrá que ser igual a la suma de todas las pérdidas de carga que se presenten en el sifón.

Las pérdidas de carga que se presentan son por concepto de:

- 1.- Transición exterior de entrada.
- 2.- Entrada al conducto.
- 3.- Fricción en los conductos.
- 4.- Codos o cambios de dirección.
- 5.- Salida del conducto.
- 6.- Transición exterior de salida.



Aplicando Bernoulli de aguas abajo hacia aguas arriba por --
tratarse de régimen uniforme.

Bernoulli entre (1) y (2)

$$\frac{P_1}{\gamma} + Z_1 + Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} + h_{ts} = \frac{P_2}{\gamma} + y_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$

Z_1 = desnivel entre (1) y (2)

Y_1 = tirante normal del canal

$\frac{V_1^2}{2g}$ = carga de velocidad en el canal

Y_2 = Tirante a la salida del conducto.

$\frac{V_2^2}{2g}$ = carga de velocidad a la salida del conducto.

h_{ts} = pérdida de carga por transición exterior de salida.

$$h_{ts} = 0.20 \frac{(V_1^2 - V_2^2)}{2g}$$

$$Z_1 = 1980.72 - 1978.83 = 1.89m$$

$$Y_1 = 1.37m$$

$$\frac{V_1^2}{2g} = 0.087m$$

$$\frac{P_1}{\gamma} = \frac{P_2}{\gamma} = 0$$

$$Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} - h_{ts} = 1.89 + 1.37 + 0.087$$

$$Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} - h_{ts} = 3.347 \text{ --- (1)}$$

Suponiendo $Y_2 = 3.296\text{m}$

$$A_2 = B \times Y_2 = 1.75 \times 3.296 = 5.768\text{m}^2$$

$$V_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{6.11}{5.768} = 1.059 \text{ m/seg.}$$

$$\frac{V_2^2}{2g} = 0.057\text{m}$$

$$h_{ts} = 0.20 (0.087 - 0.057) = 0.006\text{m}$$

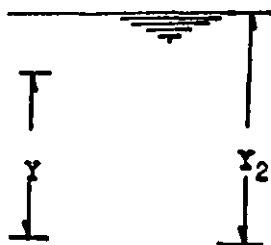
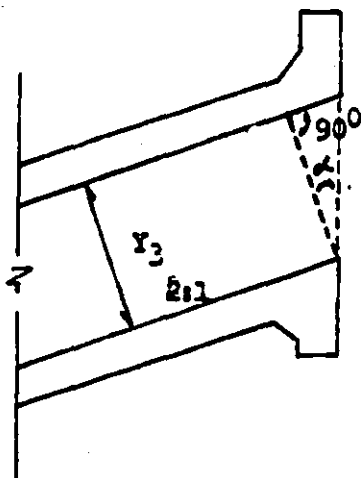
Sustituyendo en (1)

$$3.296 + 0.057 - 0.006 = 3.359 \approx 3.36$$

$$3.36 \approx 3.35$$

El tirante supuesto se considera correcto.

Como se está en la sección (2), para pasar a la sección (3) dentro del conducto, hay que considerar el ahogamiento permisible, que según especificaciones de la S.A.R.H., ref. 1, debe ser mayor a un 10%, para un mejor funcionamiento del sifón.



$$\text{Cot } \alpha = \frac{1}{\text{tg } \alpha} = 2$$

$$K=2:1$$

$$\alpha = 26^{\circ} 34'$$

$$\cos \alpha = \frac{Y_3}{Y} \quad ; \quad Y = \frac{Y_3}{\cos \alpha} = \frac{2.15}{\cos 26^\circ 34'} = \frac{2.15}{0.8944}$$

$$Y = 2.40\text{m}$$

$$\% \text{ de ahogamiento} = \frac{Y_2 - Y}{Y} = \frac{3.296 - 2.40}{2.40} = 0.373$$

% ahogamiento = 37.3% > 10%
Se considera correcto.

Aplicando Bernoulli entre (2) y (3)

$$Y_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_s = \frac{P_3}{\gamma} + Y_3 + \frac{V_3^2}{2g} \text{ --- (2)}$$

h_s = Pérdida de carga por salida

$$h_s = 0.20 \frac{(V_3^2 - V_2^2)}{2g}$$

$$Y_3 = H = 2.15\text{m}$$

Anteriormente se determinó:

$$V_3 = \frac{Q}{A} = \frac{6.11}{3.718} = 1.643 \text{ m/seg.}$$

$$\frac{V_3^2}{2g} = 0.138\text{m}$$

$$Y_2 = 3.296\text{m}$$

$$\frac{V_2^2}{2g} = 0.057\text{m}$$

$$3.296 + 0.057 + 0.20 \times (0.138 - 0.057) = \frac{P_3}{\gamma} + 2.15 + 0.138$$

$$\frac{P_3}{\gamma} = 1.081$$

Aplicando Bernoulli entre (3) y (4)

$$\frac{P_3}{\gamma} + Z_3 + Y_3 + \frac{V_3^2}{2g} + hf + hc = \frac{P_4}{\gamma} + Z_4 + Y_4 + \frac{V_4^2}{2g} \quad \text{--- (3)}$$

hf = Pérdida de carga por fricción en el inferior del conducto

$$hf = 0.00134 L$$

Siendo la longitud de (3) a (4), $L=48.10m$

hc = Pérdida de carga por cambio de dirección del conducto

$$hc = c \sqrt{\frac{\Delta}{90^\circ}} \times \frac{V_c^2}{2g}$$

$$c = 0.25$$

$$\Delta = \text{ángulo de deflexión} = 26^\circ 34' = 26.57^\circ$$

$$\frac{V_c^2}{2g} = \frac{V_3^2}{2g} = 0.138m \quad ; \quad \frac{V_3^2}{2g} = \frac{V_4^2}{2g}$$

$$\text{No. de codos} = 2$$

$$hc = 0.25 \sqrt{\frac{26.57^\circ}{90^\circ}} \times 0.138 = 0.019$$

$$hc = 0.019 \times 2 = 0.038m \quad ; \quad Z_4 = Z_3 \quad ; \quad Y_3 = Y_4$$

Sustituyendo en (3)

$$1.081 + 2.150 + 0.138 + 0.064 + 0.038 = \frac{P_4}{\gamma} + 2.15 + 0.138$$

$$\frac{P_4}{\gamma} = 1.183m$$

Aplicando Bernoulli entre (4) y (5)

$$\frac{P_4}{\gamma} + Y_4 + \frac{V_4^2}{2g} + hc = Y_5 + \frac{V_5^2}{2g} \quad \text{--- (4)}$$

hc = Pérdida de carga por entrada al conducto.

Y_5 = tirante a la entrada del conducto.

$$h_e = 0.10 \times \frac{(V_4^2 - V_5^2)}{2g}$$

$$Y_4 = Y_3 = H = 2.15m$$

$$\frac{V_4^2}{2g} = 0.138m$$

Sustituyendo en (4)

$$1.183 + 2.15 + 0.138 = Y_5 + \frac{V_5^2}{2g} - h_e$$

$$Y_5 + \frac{V_5^2}{2g} - h_e = 3.47m \text{ --- (4)°}$$

$$\text{Suponiendo } Y_5 = 3.426m$$

$$A_5 = B \times Y_5 = 1.75 \times 3.426 = 5.996m^2$$

$$V_5 = \frac{Q}{A_5} = \frac{6.11}{5.996} = 1.019 \text{ m/seg.}$$

$$\frac{V_5^2}{2g} = 0.053m$$

$$h_e = 0.10 \times (0.138 - 0.053) = 0.009m$$

Sustituyendo en (4)°

$$3.426 + 0.053 - 0.009 = 3.47$$

$$3.47 \approx 3.471$$

El tirante supuesto se considera correcto.

Aplicando Bernoulli entre (5) y (6)

$$Y_5 + \frac{V_5^2}{2g} + h_{te} = Z_6 + Y_6 + \frac{V_6^2}{2g} \text{ --- (5)}$$

h_{te} = Pérdida de carga por transición exterior de-entrada.

$$h_{te} = 0.10 \cdot x \cdot \left(\frac{V_6^2 - V_5^2}{2g} \right)$$

$$Z_6 = 1980.83 - 1978.83 = 2.00m$$

Sustituyendo en (5)

$$3.426 + 0.053 - 2 = Y_6 + \frac{V_6^2}{2g} - h_{te}$$

$$Y_6 + \frac{V_6^2}{2g} - h_{te} = 1.479m \text{ - - - - - (5)'}$$

$$\text{Suponiendo } Y_6 = 1.40m$$

$$A_6 = b y_6 + k y_6^2 = 1.35 \times 1.40 + 1.5 \times (1.40)^2 =$$

$$A_6 = 4.83 m^2$$

$$V_6 = \frac{Q}{A_6} = \frac{6.11}{4.83} = 1.265m/seg.$$

$$\frac{V_6^2}{2g} = 0.082m$$

$$h_{te} = 0.10 \times (0.082 - 0.053) = 0.003m$$

Sustituyendo en (5)'

$$1.40 + 0.082 - 0.003 = 1.479$$

$$1.479 = 1.479$$

El tirante supuesto se considera correcto.

RESUMEN DE PERDIDAS

Transición de entrada - - - - -	0.003
De entrada al conducto - - - - -	0.009
Por fricción - - - - -	0.064
Por coños - - - - -	0.038
Por salida - - - - -	0.016
Transición de salida - - - - -	<u>0.006</u>
Total:	0.136m

Aplicando Bernoulli entre (1) y (6)

$$Y_1 + \frac{V_1^2}{2g} + Z_1 = Z_6 + Y_6 + \frac{V_6^2}{2g}$$

$$Z_6 = 1980.83 - 1980.72 = 0.11m$$

$$1.37 + 0.087 + 0.136 = 0.11 + 1.40 + 0.082$$

$$1.592 = 1.592$$

Los cálculos son correctos

VIII.2.2. ALCANTARILLAS EN CRUCE CON VIAS DE COMUNICACION.

Si al hacerla localización de los canales o drenes es necesario hacer un cruce con vías de comunicación y se da el caso en que el nivel de la superficie del agua es menor que la rasante de la vía de comunicación se prepara para solucionar dicho cruce, una estructura que puede ser un puente o una alcantarilla.

A diferencia de la palabra alcantarilla que emplea el Departamento de Puentes de la S.A.H.O.P., para denominar a un puente con un claro no mayor de 6.00m.

La S.A.R.H., denomina alcantarillas a conductos cerrados trabajando a presión; pero que para el caso, en una u otra forma sirven para salvar un curso de agua.

Las alcantarillas proyectadas en la S.A.R.H., se emplean por lo general para canales y salvo alguna excepción se emplean para drenes.

Con los datos hidráulicos proporcionados por las características del canal, se procederá a determinar la sección geométrica de la alcantarilla, que por lo general, son rectangulares, circulares y en algún caso especial en forma de herradura.

Las alcantarillas en cruce con camino carretero deben estar aprobadas por la Dirección General de Conservación dependiente de la S.A.H.O.P., éstas deberán guardar ciertas restricciones, como: considerar el derecho de vía de 20m a ambos lados

del eje del camino, el muro de la cabeza del camino deberá -- quedar como mínimo a 1.00m de distancia del derecho de vía -- además de que deberá haber 1.50m como mínimo de la parte más baja del terreno natural y la losa superior del conducto.

Las alcantarillas para canal, deberán trabajar a presión y cuando se emplee una alcantarilla para dren, deberá trabajar como canal; debiendo tener un bordo libre igual al del dren.

Las alcantarillas rectangulares deberán reunir la siguiente especificación:

$H/B = 1.25$ donde H = altura interior del conducto y B = ancho de la plantilla del mismo; además éstas no deberán ser menores de 1.00 y 0.80m respectivamente.

Si se trata de alcantarillas circulares, el diámetro mínimo será de 76.2 cm (30") para tubos precolados y de 1.25m para tubos colados en sitio.

Si este gasto varía de $0 \frac{1}{3}$ a $3 \frac{1}{3}$ m³/seg, se proyecta una alcantarilla y cuando pasa de $3 \frac{1}{3}$ m³/seg, se debe proyectar un puente.

La velocidad en las alcantarillas, deberá estar limitada entre 1.5 y 2.00 m/seg. para evitar el depósito de sólidos en suspensión.

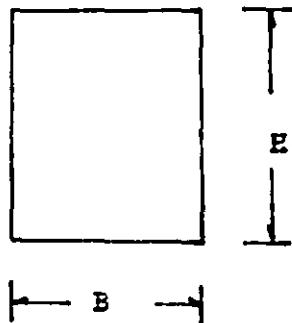
Las dimensiones mínimas de los carteles en alcantarillas rectangulares será de 0.10 x 0.10 m

A continuación se da un ejemplo de aplicación.

En un Distrito de Riego, en el canal principal margen derecha, en el Km 5 + 125 que cruza con una carretera, se requiere construir una alcantarilla para permitir el paso del agua del canal por abajo del camino.

Datos del canal.

$Q = 9.34 \text{ m}^3/\text{seg.}$
 $b = 2.00\text{m}$
 $y = 2.00\text{m}$
 $v = 0.93\text{m}/\text{seg.}$
 $A = 10.00\text{m}^2$
 $n = 0.016$
 $k = 1.5 \text{ sl}$



- Cálculo de la sección de la alcantarilla.

Superficie B = 2.00m

$$\frac{H}{B} = 1.25 \quad ; \quad H = 1.25 \times 2.00 = 2.50m$$

$$A = 2.5 \times 2.00 = 5.00 m^2$$

- Propeniendo carteles de 0.20 x 0.20m

El área ocupada por los carteles es:

$$A_c = \frac{1}{2} (0.20)(0.20) \times 4 = 0.080m^2$$

- El área hidráulica de la alcantarilla es:

$$A_a = 5.00 - 0.080 = 4.92m^2$$

- Calculando la velocidad

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{9.34}{4.92} = 1.898m/seg.$$

- El perimetro mojado es:

$$c = \sqrt{(0.20)^2 + (0.20)^2}$$

$$c = 0.283m$$

$$P = 1.60 \times 2 + 2.10 \times 2 + 0.283 \times 4$$

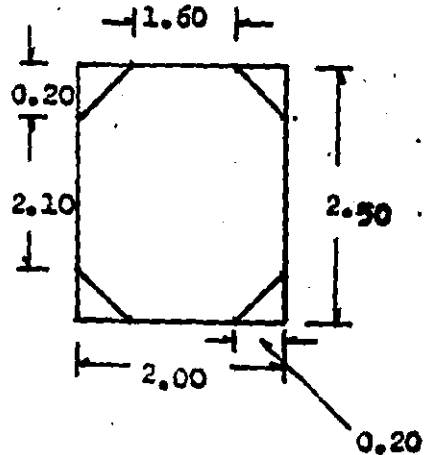
$$P = 8.532m$$

$$R = \frac{A}{P} = \frac{4.92}{8.532} = 0.577$$

$$R^{2/3} = 0.693$$

- Cálculo de la longitud de la transición.

$$L = \frac{(T-t)}{2} \cot 22^\circ 30'$$

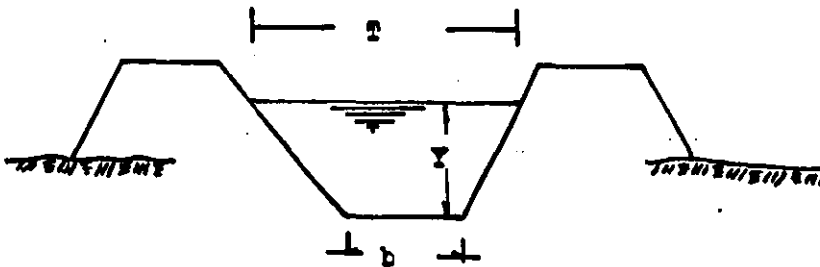


$$T = 2ky + b = 2 \times 1.5 \times 2 + 2 = 8.00\text{m}$$

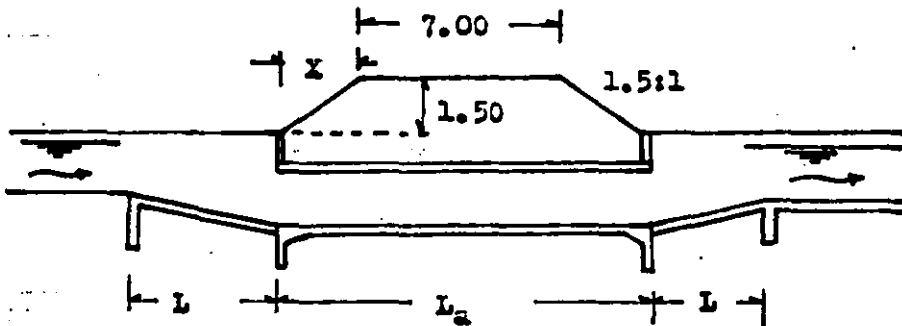
$$t = B = 2.00\text{m}$$

$$L = \frac{(8 - 2)}{2} \times \frac{1}{\text{tg } 22^\circ 30'} = 7.243\text{m}$$

Se adapta: $L = 7.25\text{m}$



Cálculo de la longitud del conducto.



$$X = k \times 1.50 = 1.50 \times 1.50 = 2.25\text{m}$$

$$L_a = 2X + 7.00 = 2 \times 2.25 + 7 = 11.50\text{m}$$

L_a = longitud del conducto

L = longitud de la transición.

- Cálculo de las pérdidas.

1) Por transición de entrada:

$$h_{te} = 0.4 \frac{(V_R^2 - V_C^2)}{2g}$$

V_a = Velocidad en la alcantarilla

V_c = Velocidad en el canal.

$$h_{te} = 0.40 \times \left(\frac{1.898^2 - 0.93^2}{2g} \right) = 0.056$$

2) Per fricción en el conducto.

$$h_f = \left(\frac{V_a \times n_a}{R_a^{2/3}} \right)^2 L_a$$

$$h_f = \left(\frac{1.898 \times 0.015}{0.693} \right)^2 \times 11.50 = 0.019$$

3) Por transición de salida

$$h_{ts} = 0.70 \left(\frac{V_a^2 - V_c^2}{2g} \right)$$

$$h_{ts} = 0.70 \times \left(\frac{1.898^2 - 0.93^2}{19.62} \right) = 0.097$$

$$\text{Pérdida total} = 0.056 + 0.019 + 0.097 = 0.172\text{m}$$

Se adopta una pérdida de 0.20m.

- Cálculo de la pendiente del conducto.

$$S = \frac{h_f}{L_a} = \frac{0.019}{11.50} = 0.0016$$

VIII.2.3. DESAGUES.

En todo canal de conducción se hace necesario colocar dos tipos de desagües como son, desagüe de excedencias y total.

VIII.2.3.1. DESAGÜE DE EXCEDENCIAS.

Este tipo de desagüe se hace necesario colocarlo en un canal de conducción, para dar salida a las aguas sobrantes, que pueden presentarse por las siguientes razones:

- 1.- Por mal funcionamiento de las compuertas de la toma que pueden dejar pasar un gasto mayor que el gasto normal del canal.
- 2.- Por el cierre de alguna o algunas de las compuertas de tomas laterales, que harían que continuara el mismo gasto, aguas abajo de éstas, en que el canal está diseñado para una menor capacidad y por estar lejos la toma de control de entradas al canal, no se podría regularizar pronto el gasto de éste.
- 3.- Por el agua de lluvia proveniente de algunos arroyos - que por ser pequeña su aportación, no aumente la construcción de una estructura para su cruce, y se permita la incorporación de ésta al canal.
- 4.- Por obstrucciones en el canal ocasionadas por derrumbes o materiales que en él caigan, que obliguen a que se sobreleve el tirante.

Es por demás mencionar que, de no colocarse estructuras de desagüe de excedencias en un canal y venir un aumento en el gasto por alguna de las razones antes mencionadas, se produciría un aumento en el tirante que podría sobrepasar el bordo libre del mismo con los daños consiguientes.

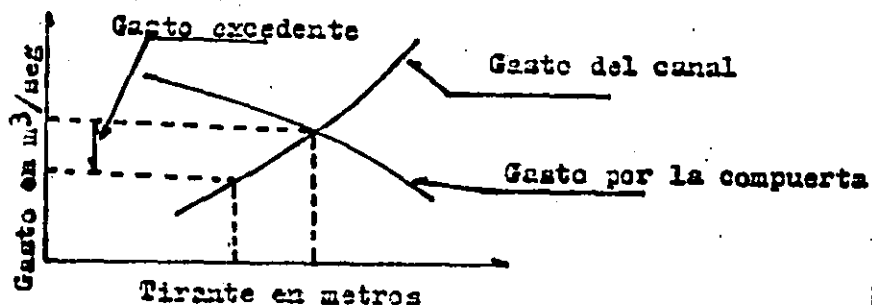
La localización de los desagües de excedencias, se deduce - fácilmente según la necesidad que vayan a satisfacer, así - en el primer caso, se ve la necesidad de que el desagüe se coloque a una cierta distancia aguas abajo de la toma, igualmente en el segundo caso, el desagüe deberá colocarse a corta distancia aguas abajo de la toma lateral y para el tercer caso, los desagües se colocarán repartidos a lo largo de todo el canal y aprovechando para una mayor economía, los cauces naturales o drenes del sistema para descargar el gasto, - y para el cuarto caso, se colocarán aguas arriba de los lugares en que se tema pueden ocurrir las obstrucciones.

Para estimar la capacidad con que debe proyectarse la estructura, debe tomarse en cuenta el motivo por el cual se van a tener las excedencias en el canal.

Para el caso 1, si se supone que la compuerta de la toma que de abierta durante una avenida, entrará en el canal un exce-

so de agua, que hará que aumente su tirante en el tramo anterior al desagüe.

Se pueden dibujar las dos curvas, como se muestra en la figura siguiente, en que las abscisas representan los tirantes en el canal y las ordenadas los gastos



Si se supone una avenida máxima, la diferencia entre éste y el canal, dará la carga hidráulica sobre la compuerta.

El punto de intersección de las dos curvas fijará el régimen y la diferencia entre el gasto de éste y el gasto normal del canal dará el gasto excedente, que se tendrá que desaguar, esto es, la capacidad de la estructura.

Para el caso 2, al cerrar la compuerta de una toma lateral con un gasto determinado, el caudal en el canal principal - aguas abajo de dicha toma, se verá incrementado con ese mismo gasto.

En el caso 3, el gasto que puede aportar un arroyo, si se conocen datos de precipitación y de la cuenca, se puede determinar ya sea mediante métodos empíricos o bien mediante métodos estadísticos.

El período de retorno utilizado para determinar el gasto será de 10 años y lluvias con duración de una hora.

Para el caso 4, se tendría que estimar la obstrucción para determinar la sobre elevación del tirante y si es de temerse una obstrucción total, tendría que proyectarse la estructura para desaguar todo el gasto del canal, resultando entonces el caso de un desagüe total.

VIII. 2.3.2. DESAGUE TOTAL.

El desague total tiene como objeto, descargar todo el caudal del canal en un momento dado. Esta necesidad puede ser obligada por alguna de las razones siguientes:

Por un desperfecto en alguna de las estructuras del canal que deba ser reparado teniendo en seco el canal de la parte averiada. Por consiguiente el desague debe estar localizado aguas arriba de dichas estructuras, que pueden ser --- puentes canal, sifones invertidos, etc.

También deberán colocarse desagües totales aguas arriba de los lugares en que se tema puede haber derrumbes que obstruyan por completo el canal. Otra razón que obliga a la colocación de desague total es la de poder extraer los sedimentos que se depositen en el canal cuando éste los lleva.

La capacidad para la cual debe diseñarse la estructura, es el gasto total, incluyendo la excedencia si la lleva.

Se procura localizar los desagües cerca de un dren para aprovecharlo como canal de descarga.

A continuación se presenta un ejemplo de aplicación.

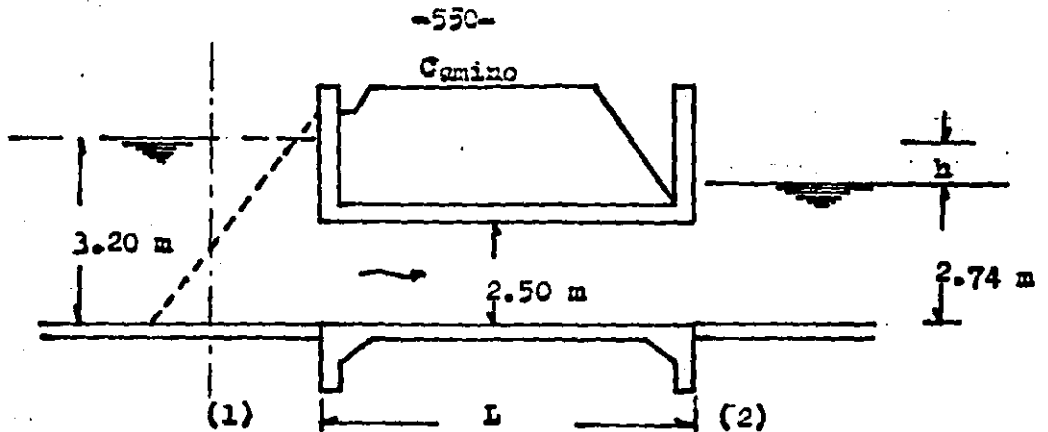
En un Distrito de Riego, en el canal principal se hace necesario diseñar un desague total y de excedencias localizado en la margen izquierda, en el Km 3+500 de dicho canal. Este desague descargará a un dren.

DATOS DEL CANAL

$Q = 23.183 \text{ m}^3/\text{seg.}$
 $b = 3.20 \text{ m}$
 $y = 3.10 \text{ m}$
 $A = 24.33 \text{ m}^2$
 $v = 0.948 \text{ m/seg.}$
 $s = 0.0001$

DATOS DEL CANAL CONSIDERANDO EL GASTO INCORPORADO.

$Q = 24.643 \text{ m}^3/\text{seg.}$
 $b = 3.20 \text{ m}$
 $y = 3.20 \text{ m}$
 $A = 25.80 \text{ m}^2$
 $v = 0.955 \text{ m/seg.}$
 $s = 0.0001$



Proponiendo una sección rectangular de 4.00 x 2.50m

$$\begin{aligned}
 L &= 11.50\text{m} \\
 A &= 10\text{m}^2 \\
 y &= 2.50\text{m} \\
 P &= 13\text{m} \\
 R &= \frac{A}{P} = \frac{10}{13} = 0.769
 \end{aligned}$$

En la sección VIII.1.4., Tomas para canales, se dibujó lo siguientes:

$$h = \left(1.5 + 2g \frac{n^2}{R^{4/3}} \right) \frac{V_2^2}{2g}$$

$$V_2 = c \sqrt{2gh}$$

$$Q = cA \sqrt{2gh}$$

$$C = \left(1 + 0.57 R^{0.5} + \frac{0.00335 L}{R^{1.25}} \right)^{-1/2}$$

Con las expresiones anteriores se calcula la pérdida de carga.

$$C = \left(1 + 0.499 + 0.053 \right)^{-1/2} = 0.803$$

$$V_2 = \frac{Q}{A} = \frac{24.643}{10} = 2.46 \text{ m/seg.}$$

$$\text{Con } n = 0.015$$

$$h = \left(1.5 + 19.62 \times \frac{(0.015)^2}{(0.769)^{4/3}} \right) \times \frac{(2.46)^2}{19.62}$$

$$h = 0.46 \text{ m}$$

Con este valor de pérdida el tirante para el dren es:

$$y = 3.20 - 0.46 = 2.74 \text{ m}$$

Revisando el gasto:

$$Q = cA \sqrt{2gh} = 0.803 \times 10 \times \sqrt{19.62 \times 0.46}$$

$$Q = 24.12 \approx 24.64$$

Se puede considerar correcto.

VIII.2.4. Puentes Canal.

Es el conjunto formado por un puente y un conducto, por el cual escurre el agua a superficie libre.

Este tipo de estructura es conveniente para salvar cualquier depresión, siempre que ésta sea de poca anchura.

El puente canal, como todas las estructuras de cruce, se construye con un material al que se le puede dar mejor acabado que el canal, con el objeto de que admita velocidades mayores de el agua, por ser más resistente a la erosión.

Según lo anterior, como redundancia en beneficio de la economía de la obra, al puente se le dará una sección hidráulica más pequeña que la del canal.

Como el tramo del puente trabaja como canal, de acuerdo con su sección, pendiente y rugosidad, su cálculo hidráulico, puede llevarse a cabo mediante las fórmulas usadas para canales calculándolo para gastos y condiciones normales de trabajo.

Como resultado del diseño hidráulico del puente canal, éste tendrá una pérdida de carga debida a la fricción, que comprenderá a la diferencia de niveles del agua a la entrada y a la salida del mismo. La sección resultante debe tener un bordo libre apropiado para permitir cierta fluctuación en el gasto.

El funcionamiento correcto del puente-canal se termina con el estudio de las transiciones, lo cual define la posición-

relativa que deben guardar en elevación las diferentes partes del puente para que trabaje correctamente.

En el caso de que haya peligro de azolves en la estructura se puede colocar un desarenador a la entrada de la misma, - o bien darle mayor velocidad al agua.

El puente canal debe tener el espacio suficiente para que - por debajo de él pase el gasto de diseño, en el sitio del - cruce cuando lo que se tiene que cruzar es un camino o fe-- rrocarril, debe de tener la altura suficiente para que permita el paso de los vehículos.

El puente canal puede ser de uno o varios claros será de un solo claro cuando de un modo económico se pueda salvar el - espacio de la depresión, pero si el espacio es grande ten-- drán que construirse varios tramos.

Los apoyos extremos pueden ser estribos o caballetes y los - intermedios pilas o caballetes.

Cuando el puente se construye para cruzar un río, un dren o un canal, los caballetes intermedios quedarán dentro de la sección hidráulica de éstos, reduciendo su extensión, traduciéndose esto en una sobreelevación del agua antes del puente; esta sobreelevación se estima de modo aproximado y es - igual a la diferencia de cargas de velocidad del agua, de - la sección libre y de la sección obstruida, suponiendo que no varía el nivel del agua y que se sostiene el mismo gasto.

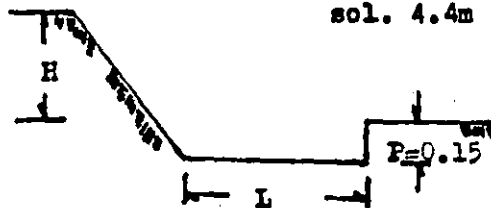
Los apoyos deben colocarse como los de los caminos o ferrocarriles, para que soporten todos los esfuerzos que les --- transmite la superestructura y las cargas que reciba directamente y deben quedar desplantados sobre material firme y protegidos contra posibles asentamientos, deslaves, socavaciones, etc.

PROBLEMAS PROPUESTOS.

- 1) En un canal lateral se hace necesario diseñar una caída inclinada, como se muestra en la figura. Determinar la longitud del salto considerando que el canal aguas abajo de la caída tiene un tirante normal de 0.734m.

Los datos del canal de llegada son:

$Q = 0.6 \text{ m}^3/\text{seg.}$
 $H = 2 \text{ m}$
 $K = 0.5 : 1$
 $S = 0.002$
 $n = 0.015$



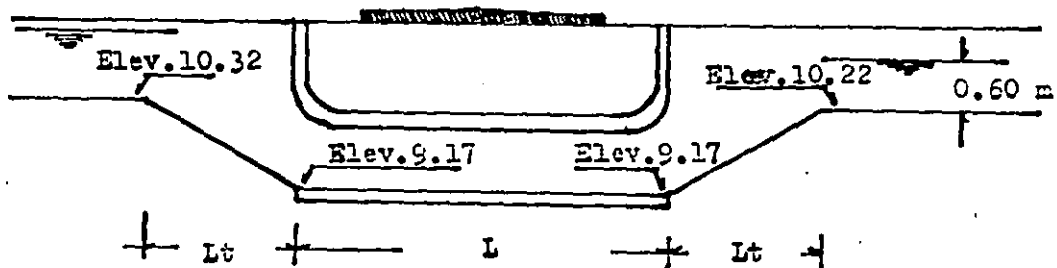
- 2) Por condiciones topográficas en un canal de riego se hace necesario diseñar una caída vertical cuya altura es de 1.50m, de la cresta vertedora al piso del tanque amortiguador. La caída tendrá una transición de entrada de sección trapezoidal a rectangular. Los datos del canal son los siguientes: $Q = 0.08 \text{ m}^3/\text{seg.}$, $b = 0.20 \text{ m}$, $y = 0.30 \text{ m}$, $k = 1:1$, $s = 0.001$ y $n = 0.016$.

Determinar a) la longitud de la transición b) los tirantes conjugados y c) la longitud del salto.

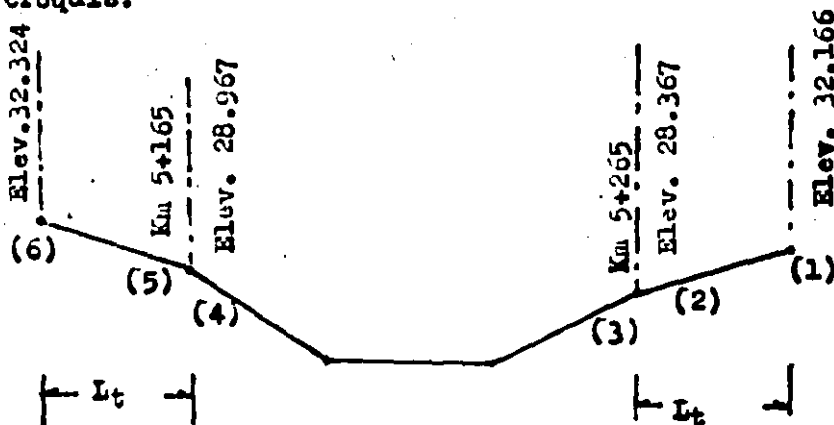
- 3) Se tiene un canal ramal que conduce un gasto de $0.62 \text{ m}^3/\text{seg.}$ con un tirante de 0.60m, ancho de plantilla 0.75m, $n = 0.018$ y $k = 1.5:1$ y $s = 0.00055$. Dicho canal se hace necesario conducirlo mediante una alcantarilla en el cruce con una carretera. La sección de la alcantarilla es cuadrada con $H = 0.90 \text{ m}$, $b = 0.90 \text{ m}$, $L = 15 \text{ m}$, $n = 0.015$ y carteles de $0.10 \times 0.10 \text{ m}$.

Determinar a) la longitud de la transición usando un ángulo de $12^\circ 30'$, b) la pérdida de carga total.

$\leftarrow 4 \rightarrow 3.5 \rightarrow 3.5 \rightarrow 4 \rightarrow k$ sol. a) 4m b) 0.029



- 4) Para salvar un cruce con un arroyo, en un canal de riego se hace necesario diseñar un sifón como se muestra en el croquis.



El sifón tendrá una longitud de 147 m, su sección cartes-
les de 0.20 x 0.20 m y $n = 0.015$.

El canal tiene los siguientes datos:

$Q = 9.34 \text{ m}^3/\text{seg}$, $y = 2.0\text{m}$, $b = 2.0\text{m}$, $n = 0.016$ y $k = 1.5:1$

Determinar la pérdida total de carga.

IX. CONCLUSIONES

El llevar a cabo proyectos de obras hidráulicas como son los distritos de riego, implica incorporar un gran número de hectáreas, hasta ahora sujetas a temporal, al sistema organizado de producción nacional de alimentos.

Este tipo de proyectos permite por un lado, solucionar el grave problema de la emigración del campo a las grandes ciudades ya que con ello se generan empleos que dan ocupación a los campesinos y por otro, se soluciona el problema de la educación en el campo ya que en la realización de estos proyectos se contempla la construcción de escuelas y centros de capacitación que permiten por una parte, abatir el analfabetismo y por otra, dar la capacitación suficiente a dichos campesinos, de tal manera que aprendan las nuevas técnicas de riego.

Cabe hacer notar que el buen funcionamiento de un sistema de riego, depende en su mayor parte de la correcta operación del mismo y esta no se llevará a cabo sino existe el personal debidamente capacitado.

En este trabajo se han expuesto la mayoría de los conceptos involucrados en la realización de un proyecto de esta naturaleza, haciendo notar que cada proyecto que se realiza es diferente ya que, según la zona de que se trate, varían las condiciones sociales, económicas, climatológicas y políticas, por ello, se deben realizar estudios de anteproyecto para diferentes alternativas, de tal manera que estos sean lo mas rigurosos posible, sin dejar de analizar aquellos conceptos que por su importancia, impliquen un aumento en los costos, para con ello, hacer una comparación realista y se pueda obtener la eficiencia esperada en la realización de la alternativa seleccionada.

I. R E F E R E N C I A S

- 1 S.R.H. Proyecto de Zonas de Riego. Dirección de Proyectos de Irrigación. Departamento de Canales, México, 1973.
- 2 Instituto de Desarrollo Económico del Banco Mundial. Curso sobre Proyectos Agrícolas, Washington 1971.
- 3 Jesús Takeda Inuma. Problemática de las Areas de Riego. Centro de Educación Continua, México. 1980.
- 4 Juárez B.E., y Rico R.A. Mecánica de Suelos, Tomos I y II, México 1974.
- 5 S.R.H. Metodología para la determinación y cálculo del uso consuntivo del agua. Memorándum Técnico No. 290. México, 1971
- 6 R. Bouillot. Hydraulique Agricole et Urbaine. Ecole Nationale Supérieure D'Hydraulique de Grenoble, Francia, 1976.
- 7 Erwing Kreyzig. introducción a la Estadística Matemática. Principios y métodos. LIMUSA, Quinta reimpression, México, 1981.
- 8 Benjamín and Cornell. Probability Statistics and Decisión for Civil Engineers. McGraw-Hill, U.S.A. (1970)
- 9 Rolando Springall G. Hidrología. Análisis Estadístico y Probabilístico de Datos Hidrológicos. Capítulo 8. México, 1975
- 10 S.A.R.H. Comisión del Plan Nacional Hidráulico. Recomendaciones para el Diseño y Revisión de Estructuras para el Control de Avenidas. México, 1978.
- 11 U.S.B.R. Diseño de presas pequeñas. CECSA, Washington, 1976.
- 12 ICATEC. S.A. Memorias de Cálculo. Proyecto Piloto Tantoan, Santa Clara, Tam. México, 1979.

- 13 Antulio Piña Davalos y Ezequiel Arreola Vendrell. Métodos Avanzados de Riego, Tomo 1. Riego por Goteo. Dirección General de Obras e Ingeniería Agrícola para el Desarrollo Rural. SARH. México, 1981.
- 14 S.R.H., Estudio de una Zona de Riego. Dirección General de Estudios. Dirección de Estudios. México, 1976.
- 15 Simón López Galaviz. "Proyecto de Riego y Drenaje del Río Nexpa" en el Estado de Guerrero. Tesis profesional, IPN, México 1975.
- 16 S.R.H., Metodología establecida para la determinación y solución de los problemas de drenaje en los Distritos de Riego de la Republica Mexicana. Memorándum Técnico No. 341. México, 1975.
- 17 Alejandro González A. "Diseño, Construcción y Mantenimiento de Drenaje Secundario Agrícola". Tesis de Maestría en Hidráulica. D.E.P.F.I., UNAM. México, 1980.
- 18 Departamento de Agricultura de los Estados Unidos de America. Servicio de conservación de suelos. Medición del Agua de Riego. DIANA. México, 1973.
- 19 Eladio E. Viveros Mora. Estructuras tipo y Especiales en un Distrito de Riego. Tesis profesional. UNAM. México, 1974.
- 20 Ven Te Chow - Hidráulica de los Canales Abiertos Diana, México, 1982.
- 21 Samuel Trueba Coronel. Hidráulica. CECOSA. México, 1972.
- 22 Richard L. Burden, J. Douglas Faires y Albert C. Reynolds. Numerical Analysis, Second Edition. Prindle, Weber, and Schmidt. Boston, Massachusetts, 1981.