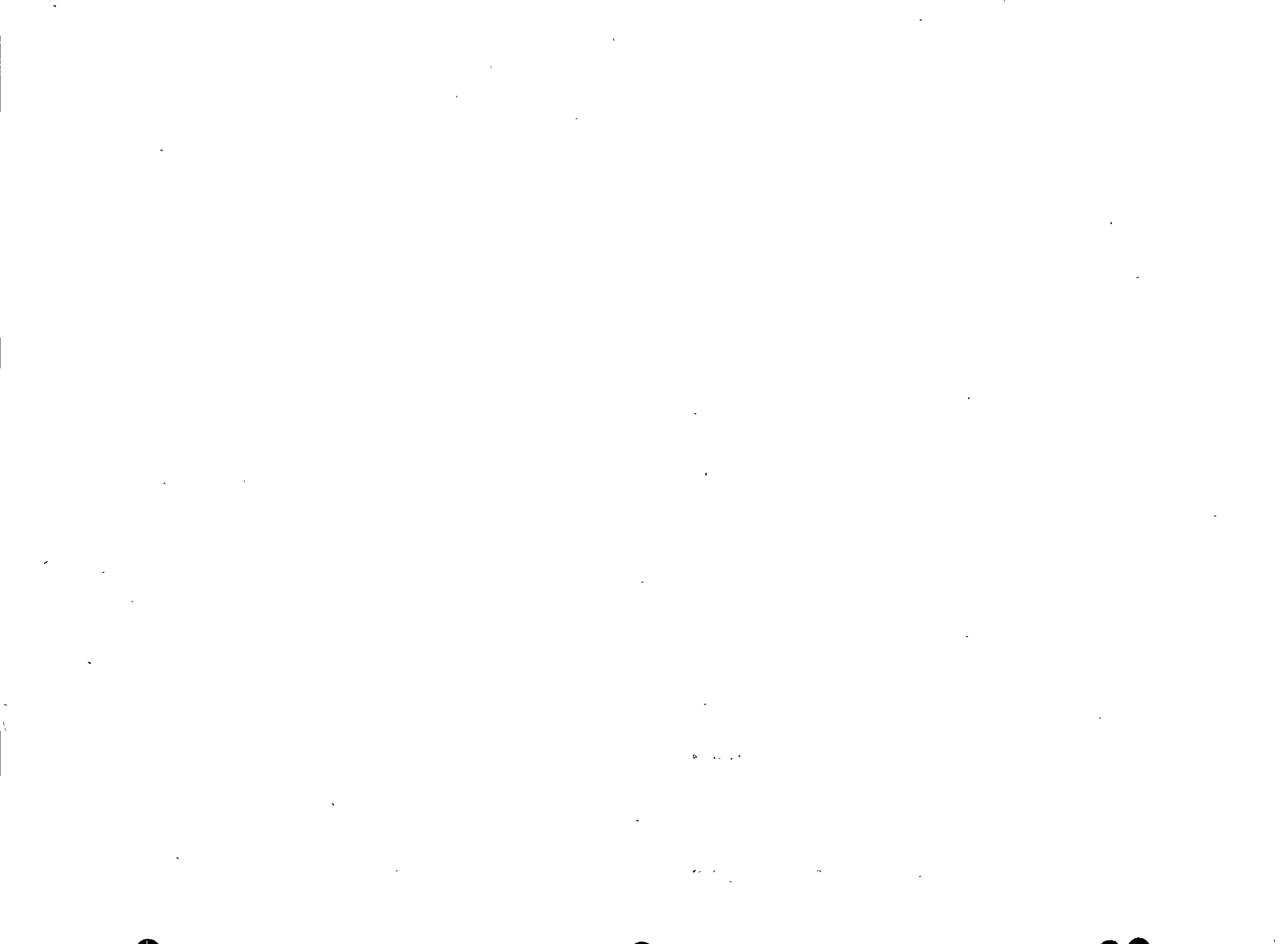


RELACION DE PROFESORES DEL CURSO DE RESIDENTES DE PROYECTOS Y CONSTRUCCION DE ZONAS DE RIEGO

<u>ASIGNATURA</u>	<u>PROFESOR TITULAR</u>	<u>PROFESOR ADJUNTO</u>
HIDRAULICA APLICADA	Ing. Julio O. Lozoya Corrales	Ing. Francisco J. Echeverría A
MECANICA DE SUELOS APLICADA	Ing. Antonio Mosqueda Tinoco	Ing. Ezequiel Saavedra Nieto
CONSTRUCCION Y ADMINISTRACION	Ing. Anselmo León Barrón	Ing. Mario Padilla Orozco Ing. Quintín Madrid Félix
LABORATORIO DE MATERIALES	Ing. Carlos J. Orozco y Orozco	Ing. Carlos Velázquez y Pérez Ing. Adolfo Portal Portal
DISEÑO DE ZONAS DE RIEGO	Ing. Carlos Salazar Castro	Ing. O. Rogelio Plaisant Wong
HIDROLOGIA Y DRENAJE	Ing. Humberto Luna Núñez	Ing. M. Antonio Acosta Godínez Ing. Cesar Octavio Ramos Valdés



CURSO PARA RESIDENTES DE PROYECTOS Y CONSTRUCCION DE ZONAS DE RIEGO.

MATERIA: HIDRAULICA APLICADA

PROFESORES: Julio O. Lozoya C.

Francisco J. Echavarria A.

METODOS DE ENSEÑANZA:

Exposición teórica con la ayuda de proyecciones.
Presentación de problemas tipo, adecuados a la materia y al curso.

Planteamiento de un proyecto para solución por -
parte de los alumnos.

Resolución de problemas con la ayuda del Profesor
Adjunto.

OBJETIVOS DE APRENDIZAJE DEL CURSO DE HIDRAULICA APLICADA.

El curso de Hidráulica Aplicada que se divide en 6 partes fundamentales tiene como fin último comprobar por medio de exámenes escritos que incluyen ejemplos reales, si los alumnos del curso para residentes de proyectos y construcción de zonas de riego están capacitados para resolver problemas de hidráulica similares que puedan presentarse en las distintas zonas de riego, dependientes de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

Las partes en que se divide el curso son:

- 1.- Hidrostática.
- 2.- Principios fundamentales.
- 3.- Pérdidas.
- 4.- Orificios, Compuertas y tubos.
- 5.- Tuberías.
- 6.- Vertederos y Canales.

1.- HIDROSTATICA.

Al finalizar la primera parte, el alumno deberá resolver problemas de determinación de presiones en el interior de un líquido en reposo, valuar los empujes que un líquido ejerce sobre una superficie de forma cualquiera, plana o curva, en cuanto al tamaño, dirección y sentido. Calcular el empuje ascendente-vertical que un cuerpo de forma, dimensiones y peso cualquiera recibe al ser introducido en el seno de un líquido. Determinar las condiciones que se requieren para asegurar si un cuerpo es capaz de flotar o no y si flotando se encuentra en equilibrio estable o inestable.

Lo anterior se pretende obtener haciendo exposiciones teóricas por parte del Profesor Titular y desarrollando problemas prácticos relativos al tema con el Profesor Adjunto.

2.- PRINCIPIOS FUNDAMENTALES.

Esta segunda parte de la materia comprende el estudio de los tres principios fundamentales de la hidráulica que son el teorema de Bernoulli, el Principio de Continuidad y la Ley del Impulso. Una vez desarrollado este tema, el alumno deberá resolver problemas de intercambio de energía en un líquido en reposo o en movimiento, de conservación de masa líquida pasando de una posición a otra y de causas y efectos.

Para estimar en una forma general la comprensión al tema se presentarán problemas relativos y se harán preguntas tendientes a investigar tal comprensión.

El alumno deberá resolver problemas tales como el de atraques de tuberías, determinación de tirantes y velocidades en un canal y en una tubería.

3.- PERDIDAS.

Una vez que se haya visto este tema, deberá -- haberse dado a los alumnos un conocimiento detallado de los conceptos de pérdidas, tanto de fricción; que es la de mayor importancia, como de pérdidas menores en estrechamientos, cambios de dirección, ampliaciones bruscas etc., así mismo se les habrá platicado de las pérdidas, obtenidas en forma teórica general.

El alumno podrá resolver problemas tales como determinar gastos que pasan por tuberías sencillas para condiciones de carga dadas.

Al finalizar este tema se pondrá un primer examen parcial relativo a los tres temas vistos, que tendrá un valor máximo de 20 puntos, así mismo el alumno deberá entregar antes de presentar el examen, cinco problemas resueltos, habiéndoseles dejado uno día para su resolución. La entrega de los cinco problemas bien resueltos acumulará un total de 5 puntos.

4.- ORIFICIOS, COMPUERTAS Y TUBOS.

En este tema se hará el estudio de la descarga de un líquido a través de orificios que pueden ser de pared delgada o de pared gruesa y se darán coeficientes de descarga, de velocidad y de contracción en cada caso. Se hará un estudio de la descarga de un líquido a través de compuertas de tipo radial y deslizantes y se entrenará al alumno en el uso de gráficas para la determinación de los coeficientes de descarga. La última parte del tema comprenderá el estudio de tubos simples de pequeña y gran longitud, tratados en forma completa incluyendo pérdidas mayores y menores

En la clase de ejercicios se plantearán problemas que resolverá el Profesor Adjunto. Para tener idea del grado de com_

prensión de los alumnos al tema, se les harán preguntas y se - tratará de que participen con el profesor en la solución de los problemas. Cuando a juicio del maestro no se haya logrado una - comprensión al tema, se insistirá con problemas tipo.

La idea es que el alumno resuelva sin grandes- dificultades, los problemas de tarea que se les entregue diaria- mente.

5.- TUBERIAS.

El alumno podrá abordar y resolver problemas de redes de tuberías abiertas y cerradas, así como el de vasos inter- conectados. De la misma manera resolverá problemas de sifones nor- males e invertidos, lo que se comprobará una vez hecha la revisión de los problemas de tarea.

Como en todos los temas anteriores se resolverán problemas tipo en la clase de ejercicios, tratando de hacer parti- cipes de ^{la} solución a los alumnos.

6.- VERTEDORES Y CANALES.

Se darán al alumno los conocimientos necesarios para resolver problemas relativos a los conceptos de energía espe- cífica, régimen crítico, fórmula de Francis, ahogamiento, estable- cimiento de régimen, remanso y resalto.

Se pretende que los alumnos resuelvan problemas de cálculo de vertedores tanto de cresta delgada como de cresta ancha, que hagan el trazo de un perfil Creager para un cimacio, que deter- minen tirantes normales en canales de cualquier sección transversal, que determinen curvas de remanso positivas y negativas y que apliquen

al diseño de tanques amortiguadores el concepto de resalto.

Al finalizar este tema se pondrá un segundo - examen parcial que comprenderá todos los temas vistos con anterioridad, desde el inicio del curso. Este examen tendrá un - - valor máximo de 20 puntos que se acumularán a los puntos del primer examen parcial y a los puntos logrados en la entrega de problemas. Al finalizar el segundo examen parcial se podrá tener - - acumulados un total de 50 puntos.

El lunes 24 de abril se entregará a los alumnos un proyecto de zona de riego que desde el punto de vista hidráu- lico tendrán que resolver. La entrega del proyecto en esa fecha- se hará con objeto de que se vaya desarrollando en el transcurso de esa semana y el trabajo terminado en forma ordenada y limpia, se recogerá por el Profesor Adjunto, el martes 2 de abril a las - 8 A.M. Este trabajo tendrá un valor máximo de 20 puntos acumulativos a los antes mencionados.

El sábado 29 de abril se efectuará el examen - final del curso. Los alumnos deberán resolver problemas relativos a todo el curso y este examen tendrá un valor máximo de 30 puntos que acumulados a los antes mencionados darán un total de 100 - puntos.

Section 21

HYDROLOGY OF AGRICULTURAL LANDS

HAROLD O. OGROSKY, *Chief, Hydrology Branch, U.S. Soil Conservation Service.*

VICTOR MOCKUS, *Hydraulic Engineer, U.S. Soil Conservation Service.*

I. Introduction.....	21-3
II. Typical Problems.....	21-3
A. Farms.....	21-3
1. Water Control.....	21-3
2. General Design Conditions.....	21-3
3. Extent of Hydrologic Investigations.....	21-3
B. Small Watersheds.....	21-4
1. Agricultural Watershed Management.....	21-4
2. General Design Conditions.....	21-4
3. Extent of Hydrologic Investigations.....	21-4
III. Data for Hydrologic Analyses.....	21-4
A. Precipitation.....	21-4
1. Rainfall Data.....	21-4
2. Snow.....	21-5
3. Interception.....	21-6
B. Evapotranspiration.....	21-6
1. The Blaney-Criddle Method.....	21-6
2. The Penman Method.....	21-8
C. Watershed Characteristics.....	21-10
1. Size.....	21-10
2. Shape.....	21-10
3. Watershed Slope.....	21-10
4. Time of Concentration.....	21-10
5. Hydrologic Soil-cover Complexes.....	21-11
6. Erosion.....	21-27
D. Runoff.....	21-27
1. Data.....	21-27
IV. Determination of Runoff from Precipitation.....	21-28
A. Storm Runoff.....	21-28
1. Antecedent Moisture Condition.....	21-29
2. Estimate of Direct Runoff by Type 1 Approach.....	21-29
3. Estimate of Direct Runoff by Type 2 Approach.....	21-32

B. Snowmelt Runoff.....	21-32
1. General.....	21-32
2. Degree-day Method.....	21-32
C. Annual and Seasonal Runoff.....	21-34
1. Data Transposition.....	21-34
2. Supplementary Stations.....	21-37
3. Determination of Frequency.....	21-37
4. Seasonal Variations.....	21-37
V. Determination of Peak Rates of Runoff.....	21-37
A. Runoff from Rainfall.....	21-37
1. The Rational Method.....	21-37
2. The Cook Method.....	21-39
B. Snowmelt Runoff.....	21-41
C. Regional Analysis.....	21-41
VI. Hydrographs.....	21-41
A. Synthetic Hydrographs.....	21-41
1. Dimensionless Hydrographs.....	21-41
2. Triangular Hydrographs.....	21-44
3. Composite Hydrographs.....	21-45
VII. Field Applications.....	21-46
A. Terraces and Diversions.....	21-46
1. Construction Types.....	21-46
2. Criteria.....	21-46
3. Hydraulic Considerations.....	21-48
4. Hydrologic Considerations.....	21-49
B. Grassed Waterways.....	21-54
1. Construction Types.....	21-54
2. Criteria.....	21-54
3. Hydraulic Considerations.....	21-55
4. Hydrologic Considerations.....	21-58
C. Grade-stabilization Structures.....	21-61
1. Construction Types.....	21-62
2. Criteria.....	21-62
3. Hydraulic Considerations.....	21-62
4. Hydrologic Considerations.....	21-65
D. Farm and Ranch Ponds.....	21-65
1. Construction Types.....	21-65
2. Criteria.....	21-66
3. Hydrologic Considerations.....	21-68
E. Structures for Temporary Floodwater Storage.....	21-71
1. Criteria.....	21-71
2. Hydrologic Considerations.....	21-75
F. Channel Works.....	21-76
1. Construction Types.....	21-76
2. Criteria.....	21-77
3. Hydrologic Considerations.....	21-77
G. Irrigation.....	21-78
1. General.....	21-78
2. Hydrologic Considerations.....	21-79
3. Hydraulic Considerations.....	21-87
H. Drainage.....	21-88
1. Types.....	21-88
2. Legal Aspects.....	21-88
3. Planning.....	21-89
4. Surface Drainage.....	21-89
5. Subsurface Drainage.....	21-91
6. Pumping for Drainage.....	21-95
VIII. References.....	21-95

I. INTRODUCTION

The time is past when fertile land can be agriculturally "mined," then abandoned in a move to new fertile land. In 1960 only about 20 per cent of the agricultural land (including woodland) in the United States was being used properly [1]. The remainder requires treatment or improvement, much of which involves the control of water.

In one year (July, 1958, to July, 1959) over 500 million cubic yards of earth were moved for farm improvements such as terraces, diversions, farm ponds, waterways, land leveling, and drainage ditches. More earth moving can be expected as the application of land-treatment practices becomes more widespread. Although individual jobs or projects are small, the total volume of work is great. The hydrologic aspects of this work require special emphasis.

II. TYPICAL PROBLEMS

A. Farms

1. **Water Control.** The efficient control and use of water on farms and ranches requires the application of various hydrologic techniques. Although cropland vegetation provides some protection against soil erosion, it is often necessary to increase the protection against runoff from high-intensity rains by strip cropping, contouring, or terracing. A terrace system may be required to convey surface runoff at non-erosive velocities to a disposal system; or diversions, grassed waterways, and grade-stabilization structures may be needed. When soils have high infiltration rates, a terrace system can be designed to store the surface runoff until it can be disposed of by percolation to the soil substrata. On flat or waterlogged soils, artificial drainage by means of ditches or tile drains may be required before the land is cultivated. Where rain is infrequent or poorly distributed during the growing season, the supply and demand of water for small irrigation developments must be determined. Farm ponds may be required to store water for livestock, irrigation, fire protection, or recreation or to stabilize the grade of a waterway. Although most projects of this type are small, success requires adequate consideration of the hydrologic and hydraulic features of design.

2. **General Design Conditions.** The level of protection generally desired for water control on farms is one that will maintain a certain level of soil productivity for each soil type. Permissible soil losses on deep loessial soils are about 5 tons/acre (about 0.035-in. depth over an acre) per year, but they may be much less on other soils.

Standard designs are normally used for terraces, diversions, and grassed waterways; they are usually planned to control runoff from storms of 5- to 10-year frequency. Designs for farm drainage facilities require individual consideration of the availability of outlet locations and of the soil types and water-table depths of each area to be treated.

Irrigation systems may be planned so that the water supply is adequate for a fixed acreage in 8 out of 10 years, or so that the entire supply is used on a varying acreage each year. Similarly, design of farm ponds involves the study of water supply, evaporation, seepage, and spillway requirements. Small pipe spillways are used to carry persistent small flows, and emergency spillways of earth are designed to accommodate larger flows (normally 10- to 50-year floods). In each case, hydrologic design should be commensurate with the cost or importance of the project. On-farm structures usually will be designed for flows of less than the 50-year frequency.

3. **Extent of Hydrologic Investigations.** Low-cost on-farm water control does not justify extensive and costly hydrologic investigations. Usually, available maps of rainfall, runoff, soils, and topography can be used and standard designs modified as necessary to meet specific needs. When high-cost structures are necessary, field investigations are justified to achieve economy in design and construction.

B. Small Watersheds

1. **Agricultural Watershed Management.** Management of a small watershed to conserve soil and water requires that the land be "used within its capabilities and treated according to its needs." The objectives are to protect the land against all forms of soil deterioration; to rebuild eroded and depleted soils; to build up soil fertility, to stabilize critical runoff- and sediment-producing areas; to improve grasslands, woodlands, and wildlife lands; to conserve water for beneficial use; to provide needed drainage and irrigation; and to reduce flood and sediment damage. These objectives can be attained by the application of land-treatment practices and water-control structures on individual farms and upstream drainageways through both individual and group action. Complete conservation management of a small watershed may be as complicated as for a major river basin.

2. **General Design Conditions.** The cost and risk involved in each watershed improvement determine the nature of the hydrologic design. Channels, levees, and floodwater-retarding structures may be designed to provide agricultural lands with full protection against floods greater than a 5-year frequency. Urban or industrial areas normally will be protected against 100-year-frequency floods, with provisions for passing the probable maximum flood around storage dams. The benefits of the project will determine the permissible cost and the level of protection to be provided. However, the benefits of the project should not determine the risk, which should be reduced to a minimum through conservative design and good construction.

3. **Extent of Hydrologic Investigations.** Watershed programs use a wide range of control measures, and the extent of hydrologic investigation necessary varies accordingly. High-cost or high-risk projects require special hydrologic studies, including field investigations, to attain economy of design and to avoid unnecessary risk of failure.

III. DATA FOR HYDROLOGIC ANALYSES

The type of hydrologic analysis made on a small watershed will depend largely on the availability of hydrologic data. The following types will be considered.

Type 1. The determination of hydrologic elements is made for a rainfall or runoff event of a specific date or time, such as the determination of the hydrograph for a watershed for a given storm or the determination of the total water yield for a given calendar year. Determinations of this type require local hydrologic data of relatively high accuracy.

Type 2. The determination of hydrologic elements is made on the basis of probability, such as the determination of the peak flow of a certain frequency or the determination of the annual water yield of a certain per cent chance from a given watershed. This type of determination is based on frequency studies available in reports or on use of a long record of a nearby hydrologic station.

A. Precipitation

1. **Rainfall Data.** Local rainfall data consisting of readings of small-bore tube gages can sometimes be obtained from farmers and ranchers. Gages of this type are often read at irregular intervals, and dates should be verified wherever possible, using the nearest U.S. Weather Bureau gages as references. Data for gages in the U.S. Weather Bureau network can be obtained from the published "Climatological Data" for each state. In some localities, data from denser networks of rain gages on small experimental watersheds may be found in publications of the U.S. Agricultural Research Service [2-4]. The chief modern source of generalized rainfall information for a type 2 analysis is the Rainfall Frequency Atlas of the United States [5, 6].

a. Areal Adjustments. Conversion of point rainfall to areal rainfall can be made using Fig. 9-59, which applies to storms of all types. It is not considered necessary to convert from point to areal rainfall for watersheds of less than about 2 sq mi.

b. Distance Adjustments. Figure 21-1 (derived from Fig. 9-59) can be used to estimate the probable rainfall at a point or area some distance away from a rain gage, provided the center of the rainstorm is at the gage.

c. Accuracy. The accuracy of estimates made by using Fig. 21-1 can be determined by using Fig. 21-2, which is adapted from a more detailed analysis [7]. Conservative estimates of rainfall or derived runoff can be made using the indicated range of the estimate. The range will also assist in determining if an isohyetal map of sufficient accuracy can be made from the data of a given network. Figure 21-2 is also useful in cases where distance adjustments are necessary in transposing data.

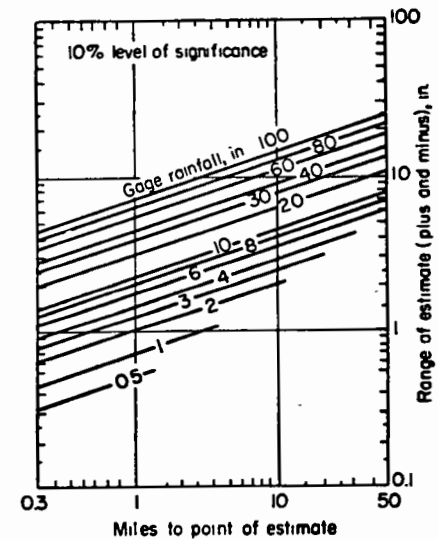
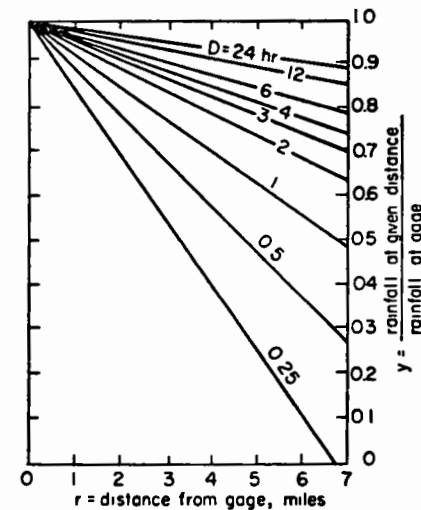


FIG. 21-1. Curves for estimating probable rainfall at a distance from a gage or an assumed center of a storm.

FIG. 21-2. Expected range of error in estimating rainfall at a distance from a gage. (Modified from Huff and Neill [7].)

$$y = 1 - \frac{r}{13.4\sqrt{D}} \quad (r \leq 7 \text{ miles})$$

Example 21-1. Find the probable rainfall at a point 3.5 miles from a rain gage that caught 4.1 in. of rain in a storm of 2.5-hr duration, and determine the range of the estimate.

1. Enter Fig. 21-1 with a distance of 3.5 miles, and (by interpolation) read an adjustment factor of 0.83. The probable rainfall is therefore $0.83 \times 4.1 = 3.4$ in.

2. Enter Fig. 21-2 with the distance of 3.5 miles, interpolate to find the gage rainfall 3.4 in., and read the limit of 1.8 in. on the vertical scale. The probable range in terms of the station catch is $3.4 + 1.8$ to $3.4 - 1.8$, or 5.2 to 1.6 in.

d. Data Transposition. This is the practice of using data from a distant gage or network as though it had been obtained on the problem watershed. In flat areas, such as the Plains states, adjustments may be made using isohyetal-frequency maps [5] as a guide. In hilly or mountainous areas caution must be used in the transposition of data since adjustments for differences in topography will probably be necessary.

2. **Snow.** Data on the depth, areal distribution, and water content of snow on small watersheds are rarely available. The transposition of data from another area is very likely to lead to erroneous estimates, since local topography and ground cover will greatly affect the drifting and distribution of snow. The type 2 analysis will therefore be most often used when precipitation is in the form of snow.

3. **Interception.** Rainfall interception by low-lying vegetation has been measured in the field [8] and the laboratory [9], but because of seasonal changes and local variations, only approximate values can be obtained for small-watershed studies. Average interception can be taken into account by including it as part of the "initial abstraction" in methods for estimating runoff. In dense tall vegetation, such as forests, interception may account for as much as 10 per cent of the rainfall [10]. Snow interception by low-lying vegetation is usually ignored in hydrologic studies, but where a large percentage of a small watershed is in forest cover, snow interception may be an important factor in estimating runoff.

B. Evapotranspiration

Evapotranspiration data are used primarily for estimating water requirements for crop production (see also Sec. 11). It is seldom possible to make extensive investigations on small projects, and the water requirement (or *consumptive use*) is estimated by one of several methods [11], two of which are described below. Measured consumptive uses for various crops for selected locations have been published [12, 13].

1. **The Blaney-Criddle Method.** Seasonal consumptive use for a given crop can be estimated by the Blaney-Criddle relation [11]

$$U = k_p B \tag{21-1}$$

where U is the consumptive use of water in in. for the growing season, k_p is an empirical seasonal consumptive-use coefficient for a given crop, and B is the sum of monthly consumptive-use factors for the given season, or $B = \sum(tp/100)$, where t is the average monthly temperature in °F and p is the monthly daytime hours as per cent of the year.

When values of the consumptive-use coefficient k for individual months of the season are available, the consumptive use may be estimated by the month:

$$u = \frac{kt_p}{100} \tag{21-2}$$

where u is the monthly consumptive use in in., and k , t , and p are values for the particular month. Values of k for selected conditions and locations are given in Tables 21-1 and 21-2. Values of p for latitudes 24 to 50°N are given in Table 21-3.

Table 21-1. Consumptive-use Coefficients for Selected Crops*

Crop	Length of growing season or period	Seasonal consumptive-use coefficients k_p	Maximum monthly values of k_t †
Alfalfa	Frost-free	0.80-0.85	0.95-1.25
Beans	3 months	0.60-0.70	0.75-0.85
Corn (maize)	4 months	0.75-0.85	0.80-1.20
Cotton	7 months	0.65-0.75	0.75-1.10
Citrus orchard	7 months	0.50-0.65	0.65-0.75
Deciduous orchard	Frost-free	0.60-0.70	0.70-0.95
Pasture, grass, hay, annuals	Frost-free	0.75	0.85-1.15
Potatoes	3 months	0.65-0.75	0.85-1.00
Rice	3 to 4 months	1.00-1.20	1.10-1.30
Small grains	3 months	0.75-0.85	0.85-1.00
Sorghum	5 months	0.70	0.85-1.10
Sugar beets	5.5 months	0.65-0.75	0.85-1.00

* From Criddle [11] and Blaney [13]

† Dependent on average monthly temperature and crop stage of growth

Table 21-2. Monthly Consumptive-use Coefficients k for Use in Blaney-Criddle Method*

Crop	Location	Mar.	Apr.	May	June	July	Aug.	Sept.	Oct.	Nov.
Alfalfa	California, coastal	0.60	0.65	0.70	0.80	0.85	0.85	0.80	0.70	0.60
	California, interior	0.65	0.70	0.80	0.90	1.10	1.00	0.85	0.80	0.70
	North Dakota	0.84	0.89	1.00	0.86	0.78	0.72		
	Utah, St. George	0.88	1.15	1.24	0.97	0.87	0.81		
Corn (maize)	North Dakota	0.47	0.63	0.78	0.79	0.70			
	Arizona	0.27	0.30	0.49	0.86	1.04	1.03	0.81	
Cotton	Arizona	0.22	0.61	0.42	0.50				
	Texas	0.24	0.22	0.61	0.49	0.50				
Orchard, citrus	Arizona	0.57	0.60	0.60	0.64	0.64	0.68	0.68	0.65	0.62
	California, coastal	0.40	0.42	0.52	0.55	0.55	0.55	0.50	0.45
Pasture	California, Murneta	0.84	0.84	0.77	0.82	1.09	0.70	
	North Dakota	0.45	0.74	0.87	0.75	0.54		
Potatoes	South Dakota	0.69	0.60	0.80	0.89	0.39		
	North Dakota	0.19	0.55	1.13	0.77	0.30			
Small grain	Texas	0.64	1.16	1.26	0.87					
Sorghum	Arizona	0.34	0.72	0.97	0.62	0.60
	Kansas	0.80	0.94	1.17	0.86	0.47	
	Texas	0.26	0.73	1.20	0.85	0.49	
	Arizona	0.26	0.58	0.92	0.92	0.55	
Soybeans	California, coastal	0.39	0.38	0.36	0.37	0.35	0.38		
	California, interior	0.30	0.60	0.86	0.96	0.91	0.41		
	Montana	0.83	1.05	1.02			
Truck crops	California, interior	0.19	0.26	0.38	0.55	0.71	0.82	0.69	0.37	0.35

* From Blaney [12, 13].

Example 21-2. Determine the monthly consumptive use for a citrus orchard at Santa Ana, Calif. (latitude 34°06'), for the season April to October (7 months).

The computations for the following items are shown in Table 21-4.

1. Tabulate average monthly temperatures (column 2).
2. Tabulate daytime hours as a per cent of the year for the location (column 3), using Table 21-3.
3. Tabulate k values (column 4) taken from Table 21-2 for "Orchard, citrus, California, coastal."
4. Using Eq. (21-2), compute average monthly consumptive uses (column 5).

Table 21-3. Monthly Percentage of Daytime Hours of the Year for Latitudes 24 to 50° North of Equator*

Month	Latitudes, degrees north of equator													
	24	26	28	30	32	34	36	38	40	42	44	46	48	50
Jan.	7.58	7.49	7.40	7.30	7.20	7.10	7.00	6.87	6.76	6.62	6.49	6.33	6.17	5.98
Feb.	7.17	7.12	7.07	7.03	6.97	6.91	6.86	6.79	6.73	6.65	6.58	6.50	6.42	6.32
Mar.	8.40	8.40	8.39	8.38	8.37	8.36	8.35	8.34	8.33	8.31	8.30	8.29	8.27	8.25
Apr.	8.60	8.64	8.68	8.72	8.75	8.80	8.85	8.90	8.95	9.00	9.05	9.12	9.18	9.25
May	9.30	9.38	9.46	9.53	9.63	9.72	9.81	9.92	10.02	10.14	10.26	10.39	10.53	10.69
June	9.20	9.30	9.38	9.49	9.60	9.70	9.83	9.95	10.08	10.21	10.38	10.54	10.71	10.93
July	9.41	9.49	9.58	9.67	9.77	9.88	9.99	10.10	10.22	10.35	10.49	10.64	10.80	10.99
August	9.05	9.10	9.16	9.22	9.28	9.33	9.40	9.47	9.54	9.62	9.70	9.79	9.89	10.00
Sept.	8.31	8.31	8.32	8.34	8.34	8.36	8.36	8.38	8.38	8.40	8.41	8.42	8.44	8.44
Oct.	8.09	8.06	8.02	7.99	7.93	7.90	7.85	7.80	7.75	7.70	7.63	7.58	7.51	7.43
Nov.	7.43	7.36	7.27	7.19	7.11	7.02	6.92	6.82	6.72	6.62	6.49	6.36	6.22	6.07
Dec.	7.46	7.35	7.27	7.14	7.05	6.92	6.79	6.66	6.52	6.38	6.22	6.04	5.86	5.65

* From Criddle [11]. See also Table 11-4.

Table 21-4. Computations of Average Monthly Consumptive Use for a Citrus Orchard, Santa Ana, Calif.

(1) Month	(2) Average monthly temperature t , °F	(3) Average daytime hours, % of the year, p	(4) Average monthly value of k	(5) Average monthly consumptive use u , in.
April	59.9	8.80	0.40	2.11
May	63.5	9.72	0.42	2.59
June	67.1	9.70	0.52	3.38
July	71.4	9.88	0.55	3.88
August	71.9	9.33	0.55	3.69
September	69.5	8.36	0.55	3.20
October	64.7	7.90	0.50	2.56
Seasonal total	21.41

2. The Penman Method. Figure 21-3 shows the van Bavel nomograph [14], which permits a rapid estimate of consumptive use by the Penman method [15] without much loss of accuracy. The sunshine percentage in the nomograph can be determined using the possible sunshine hours listed in Table 21-5, together with local data on observed hours, or more roughly, using the observed seasonal averages given in "Climate and Man" [16]. For conservative (high) estimates of consumptive use for design purposes, such as for an estimate of the maximum probable monthly demand from storage, a high percentage of sunshine can be assumed. The extra-terrestrial radiation for use with the van Bavel nomograph is given in Table 21-6. It should be noted that the type of crop is not considered in this method.

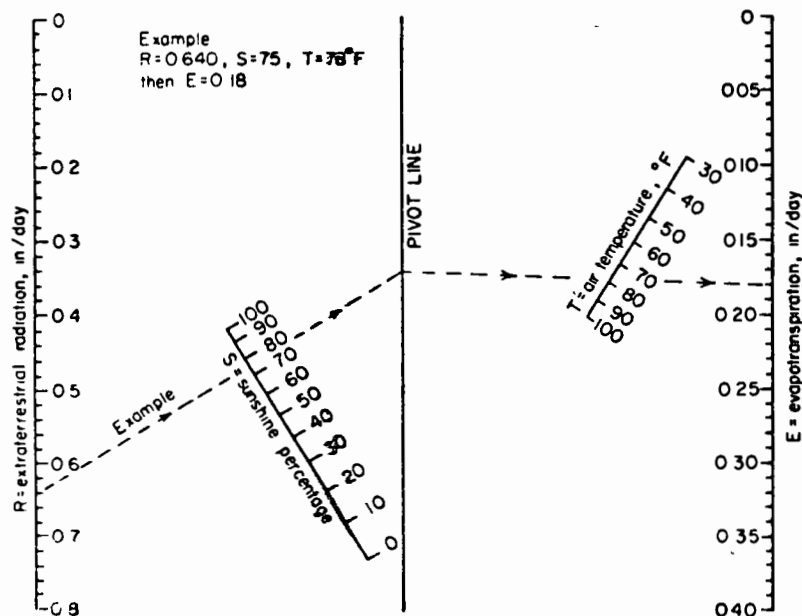


Fig. 21-3. Nomograph for a simplified solution of the Penman evapotranspiration equation (After van Bavel [14].)

Table 21-5. Possible Hours of Sunshine*

Month	Latitude, degrees north of equator											
	26°	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°	42°	44°	46°	48°
Jan.	10.7	10.5	10.4	10.2	10.1	10.0	9.8	9.6	9.4	9.3	9.1	8.9
Feb.	11.2	11.2	11.1	11.0	10.9	10.8	10.7	10.6	10.5	10.4	10.3	10.2
Mar.	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	12.0	11.9	11.9	11.9
Apr.	12.7	12.8	12.8	12.9	13.0	13.0	13.1	13.2	13.3	13.4	13.5	13.7
May	13.3	13.4	13.6	13.8	13.9	14.0	14.2	14.4	14.5	14.7	14.9	15.1
June	13.8	14.0	14.2	14.4	14.5	14.7	14.8	15.0	15.2	15.5	15.7	15.9
July	13.6	13.7	13.9	14.1	14.2	14.4	14.6	14.8	15.0	15.2	15.4	15.7
Aug.	13.1	13.1	13.3	13.4	13.5	13.6	13.7	13.8	13.9	14.0	14.2	14.3
Sept.	12.3	12.3	12.3	12.3	12.3	12.3	12.4	12.4	12.4	12.4	12.5	12.5
Oct.	11.6	11.5	11.4	11.4	11.3	11.2	11.1	11.1	11.0	10.9	10.8	10.8
Nov.	10.8	10.7	10.6	10.5	10.4	10.2	10.1	10.0	9.9	9.8	9.6	9.3
Dec.	10.4	10.2	10.1	9.9	9.7	9.6	9.4	9.3	9.1	9.0	8.7	8.5

* From van Bavel [14], who used the American Ephemeris and Nautical Almanac for the year 1957. Values are for approximately the 15th of each month.

Example 21-3. Solve the problem of Example 21-2, using the Penman method. The values determined in each of the following items are given in Table 21-7.

1. Determine the average monthly radiation from Table 21-6 for the location, and list it as shown in column 2.
2. Estimate the monthly percentage of possible sunshine hours (column 3). For this example it is assumed that the monthly values are not available and that the observed seasonal average of 70 per cent, estimated using maps in "Climate and Man" [16], must be used throughout.
3. Tabulate average monthly temperatures (column 4).
4. Estimate the average daily consumptive use (column 5), using the nomograph (Fig. 21-3).
5. Compute the average monthly consumptive use (column 6), using column 5 and the number of days per month.

Table 21-6. Extraterrestrial Radiation*
(In inches of water per day, evaporation equivalent)

Month	Latitude, degrees north of equator											
	26°	28°	30°	32°	34°	36°	38°	40°	42°	44°	46°	48°
Jan.	364	354	335	317	300	279	260	241	221	203	184	167
Feb.	485	478	462	447	433	414	397	379	360	340	320	298
Mar.	516	512	501	492	480	467	454	441	427	412	397	381
Apr.	600	598	594	588	582	578	571	564	556	548	540	530
May	620	620	622	623	623	622	622	620	619	617	614	610
June	652	654	656	660	662	664	666	667	668	668	668	667
July	620	622	626	627	628	629	629	628	628	627	626	622
Aug.	588	587	586	582	580	574	570	564	558	552	544	536
Sept.	553	546	538	530	519	507	496	483	469	456	441	426
Oct.	462	448	435	421	406	390	373	356	338	320	300	283
Nov.	398	380	362	345	327	307	289	270	250	230	211	191
Dec.	347	329	309	292	272	253	233	213	195	176	157	140

* From van Bavel [14], who used Angot's tables as given in David Brunt, "Physical and Dynamical Meteorology," 2d ed., Cambridge University Press, London, 1939, p. 112.

Table 21-7. Data and Results, Monthly Consumptive Use at Santa Ana, Calif.

Month (1)	Average monthly radiation, in./day (2)	Average monthly per cent sunshine (3)	Average monthly temperature, °F (4)	Average consumptive use	
				Daily (5)	Monthly (6)
April.....	0.582	70	59.9	0.115	3.45
May.....	0.623	70	63.5	0.131	4.48
June.....	0.662	70	67.1	0.149	4.62
July.....	0.628	70	71.4	0.150	4.65
August.....	0.580	70	71.9	0.140	4.34
September.....	0.519	70	69.5	0.120	3.60
October.....	0.486	70	64.7	0.086	2.66
Seasonal total.....	27.80

C. Watershed Characteristics

1. **Size.** Soil maps, aerial photographs, or county maps are used to determine the size of a small watershed. Occasionally, a field reconnaissance is necessary to define noncontributing areas, which must be omitted from the area used in estimating surface runoff and quick-return flow.

2. **Shape.** The shape of a watershed may be described by a shape index:

$$S_i = \frac{L}{W} = \frac{L^2}{A} \quad (21-3)$$

where L is the length of the watershed along the main stream from the watershed outlet to the most distant ridge, W is the average width of the watershed, or A/L , and A is the watershed size. With L in miles, A must be in square miles. The shape index of watersheds is generally found to be more consistent if the valley length is used instead of the length of the low-flow meandering channel.

3. **Watershed Slope.** The average watershed slope in per cent may be determined from a topographic map by the following formula:

$$S = \frac{MN}{A} \times 100 \quad (21-4)$$

where M is the total length of contours within the watershed, in ft, N is the contour interval in ft, and A is the size of the watershed in ft². For very small watersheds the average slope can be taken as the ratio of the difference in elevation between the watershed outlet and the most distant ridge to the approximate average length of the watershed.

4. **Time of Concentration.** This is the time it takes for water to travel from the most distant point of a watershed to the watershed outlet or to some other downstream point of reference. Figure 21-4 provides an estimate of the time of concentration, assuming that average values of Manning's n and hydraulic radius prevail. This figure is based on the equation

$$T_c = \frac{L^{1.48}}{7,700H^{0.48}} \quad (21-5)$$

where T_c is the estimated time of concentration, or the time for water to flow from the most distant point in the watershed to the watershed outlet, in hr, L is the length

of the watershed along the main stream from the watershed outlet to the most distant ridge in ft, and H is the difference in elevation between the watershed outlet and the most distant ridge in ft. However, differences in elevation due to overfalls, rapids, or other sudden drops should be subtracted from the value of H before using Fig. 21-4.

5. **Hydrologic Soil-cover Complexes.** The soils and vegetative covers of a watershed are generally classified separately. A combination of a specific soil and a specific cover is referred to as a *soil-cover complex* [19], and a measure of this complex can be used as a watershed parameter in estimating runoff.

a. **Soils.** The hydrologic properties of a soil or a group of soils are an essential factor in the hydrologic analysis of watershed data. Soils can be classified according to their hydrologic properties if considered independently of watershed slope and cover. Four major soil groups are recognized for the primary classification of watershed soils:

Group A (low runoff potential). Soils having high infiltration rates even when thoroughly wetted, consisting chiefly of sands or gravel that are deep and well to excessively drained. These soils have a *high* rate of water transmission.

Group B. Soils having moderate infiltration rates when thoroughly wetted, chiefly moderately deep to deep, moderately well to well drained, with moderately fine to moderately coarse textures. These soils have a *moderate* rate of water transmission.

Group C. Soils having slow infiltration rates when thoroughly wetted, chiefly with a layer that impedes the downward movement of water, or of moderately fine to fine texture and a slow infiltration rate. These soils have a *slow* rate of water transmission.

Group D (high runoff potential). Soils having very slow infiltration rates when thoroughly wetted, chiefly clay soils with a high swelling potential; soils with a high permanent water table; soils with a clay pan or clay layer at or near the surface; and shallow soils over nearly impervious materials. These soils have a *very slow* rate of water transmission.

Detailed definitions of depth and soil-drainage classes may be found in the "Soil Survey Manual" [20]. Major soils of the United States and Puerto Rico classified by hydrologic soil groups are listed in Table 21-8.

b. **Cover.** Essentially, cover is any material (but usually vegetative) covering the soil and providing protection from the impact of rainfall. Under ordinary conditions, detailed information about the cover, such as plant density and height, root density and depth, extent of plant cover, and extent and amount of litter, is seldom available. It is therefore necessary to rely largely on the land use as an index of cover conditions in the hydrologic analysis of watersheds. The following definitions describe the cover and land uses listed in Table 21-12, and they apply to field conditions that may be estimated visually.

Crop rotation: The cyclic sequence of agricultural crops on a farm field. Each cycle extends over a period of 2 to 7 or more years. The rotation should be evaluated on the basis of its hydrologic effect, rather than on crop yields. It should be recognized, however, that generally the larger the crop yields, the greater the effect of cover on surface runoff. Hydrologically speaking, rotations range from "Poor" to

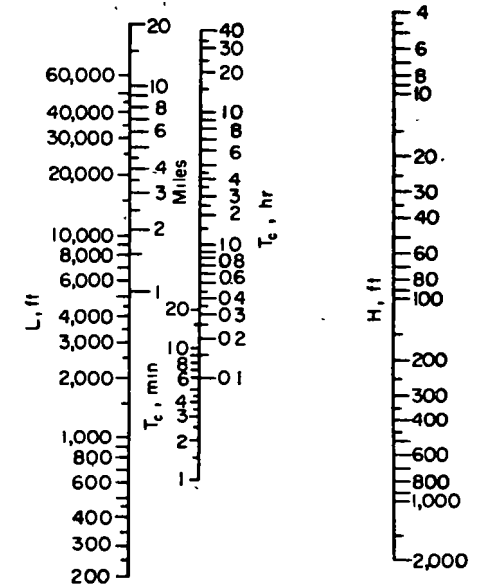


FIG. 21-4. Nomograph for estimating time of concentration. (Modified from Kirpich [18].)

Table 21-8. Classification of Soils by Hydrologic Soil Groups*

Aastad B	Allis C	Arredondo A	Barneston A
Aberdeen D	Allison C	Artesia C	Barnett D
Abilene C	Allouez B	Arvada D	Barney A
Abington B	Alma C	Arveson D	Barnhardt A
Acadia D	Almena C	Arzell D	Barnstead B
Acme B	Almirante D	Asa B	Barrancas D
Acton B	Almo D	Asbury B	Barron C
Adair D	Almy B	Ascalon B	Barronett C
Adams A	Alonso C	Ashby C	Barth B
Adamsville C	Alps C	Ashe B	Bartle D
Ade A	Alsen C	Ashkum C	Basher B
Adel B	Altamaha D	Ashley A	Bass B
Adelanto B	Altamont C	Ash Springs C	Bastrop B
Adelphia B	Altavista B	Ashton B	Batavia B
Adler C	Alto C	Ashuelot C	Bates B
Adolph D	Alton B	Ashwood D	Bath C
Afton D	Altoona C	Asotin B	Baudette B
Agar B	Altura B	Assumption B	Baugh C
Agate C	Altvan B	Astoria B	Baxter B
Agawam B	Alvin B	Athelwold B	Bayamon B
Agency C	Alvira C	Athens B	Bayard A
Agnew B	Amalu D	Atherton D	Bayboro D
Aguaquilla A	Amarillo B	Athol B†	Bayside C
Aguilata C	Amboy B	Atkins D	Beadle C
Aguirre D	Amelia C	Atterberry B	Bearden C
Ahmeek B	Amenia D	Atwood B	Beardstown C
Ahnberg C	Americus A	Auburn C	Bear Lake D
Ahtanum C	Ames C	Auburndale D	Bear Prairie B
Aiken B	Amite B	Au Gres C	Beatty B
Airmont B	Amity C	Augusta C	Beaucoup C
Akaka B	Amsterdam B	Aurora C	Beauford D
Akan C	Amover D	Austin B	Beaumont D
Akaska B	Andres B	Ava C	Beauregard C
Alachua B	Angie C	Avalanche B	Beaver B
Alaola B	Angola C	Avery B	Beaverhead B
Alama C	Ankeny A	Avon B	Beaverton B
Alamance C	Annandale B	Avonburg D	Becket C
Alamosa C	Anoka A	Axtell D	Beckton D
Albaton D	Anselmo B	Ayr B	Beckwith C
Albemarle B	Anthony B		Bedford C
Albertville C	Antigo B	Babylon A	Bedington B
Albia C	Apache B	Baca B	Beecher C
Albion B	Apakuie A	Bagnell D	Beechy D
Alcester B	Apishapa C	Bainville B	Belfast D
Alcoa B	Apison C	Baker C	Belfore C
Alden D	Applegate C	Balch A	Belgrade B
Alderwood B	Applying B	Baldock B	Belnap C
Aldino D	Arch B	Baldwin C	Bell D
Alexandria B	Archer C	Balfour B	Belle B
Alexis B	Arenzville B	Balm A	Bellingham D
Alford B	Argyle B	Balmorhea D	Belmont B
Algarrobo D	Ark C	Bangor B	Beltrami B
Algiers D	Arkport B	Banks A	Beltsville C
Alcel B	Arland B	Bannerville C	Belvoir C
Allard B	Armagh D	Baraboo B	Benevola B
Allegheny B	Armer C	Barbour B	Benfield C
Allen B	Armour B	Barbourville B	Benld D
Allendale C	Armucher C	Barclay C	Bennington C
Allenwood B	Arnold A	Barnard C	Benoit D
Alligator D	Arnot C	Barnes B	Benson C‡

* From U.S. Soil Conservation Service [19].

† The hydrologic grouping for the rocky phases of these soils should be reduced one group.

‡ When these soils are classified as having class 3 or 4 rockiness, the hydrologic grouping should be reduced one group.

Table 21-8. Classification of Soils by Hydrologic Soil Groups* (Continued)

Bentonville C	Bloomington B	Bremer B	Burton B
Beotia B	Blount C	Bremo C	Buse B
Berg C	Blue Earth D	Brennan B	Butler D
Bergland D	Bluffton D	Brenner C	Butlertown C
Berkeley C	Bluford D	Brenton B	Butte B
Berks C	Bohtal C	Bresser B	Buxin D
Berkshire B	Bodine B	Brewer D	Buxton C
Bermudian B	Bogota C	Brewster C	Byars D
Bernard D	Bohenian B	Brickton C	Byrds D
Bernardston C	Bold B	Bridgehampton B	
Berrien B	Bolivia B	Bridgeport B	Cabinet C
Berthoud B	Bolton B	Bridger B	Cabo Rojo C
Bertie C	Bombay C	Bridgeville B	Cabot C
Bertolotti A	Bonaccord D	Briggs A	Cacapon B
Bertrand B	Bonaparte A	Briggsdale C	Caddo C
Berwyn C	Bonham B	Brill B	Cagey D
Bethany C	Bonilla B	Brimfield C†	Cagus D
Bethel D	Bonita D	Brimley B	Cahaba B
Beulah B	Bonner B	Brinkerton D	Cajon A
Beverly A	Bonneville A	Briscoe B	Calais B
Bewleyville B	Bonnie D	Brittain C	Caldwell B
Bibb D	Bono D	Broadbook C	Calhoun D
Bickleton B	Bonpas B	Broadview C	Califon C
Biddeford D	Boomer C	Brockport C	Calloway C
Bienville B	Boone A	Brooke C	Calvert D
Biggs A	Bordeaux B	Brookfield B	Calverton C
Biggsville B	Bosket B	Brookings B	Calvin C
Big Horn C	Boswell D	Brooklyn D	Camaguey D
Billett A	Bow D	Brookston B	Camas A
Billings D	Bowdoin D	Brooksville D	Cambridge C
Binnsville C	Bowdre C	Broughton D	Camden B
Bippus B	Bowie B	Brown C	Cameron C
Birds C	Bowmansville D	Brownfield A	Camillus C
Birdsall D	Boyd D	Browning B	Camp B
Birdsboro B	Boyer B	Brownlee C	Campo C
Birkbeck B	Boynton C	Bruno A	Camroden C
Biscay D	Bozarth C	Bryce D	Canaan C†
Bitterroot C	Bozeman B	Bub C	Canadian B
Blacklock D	Braceville B	Buchanan C	Canadice C
Blackwater D	Bracken D	Buckingham C	Canandaigua C
Bladen D	Brackett C	Buckland C	Canaseraga B
Blago D	Braddock B	Buckley D	Cane B
Blaine C	Braden C	Buckner A	Caneadea C
Blair C	Bradenton C	Bucks B	Caneyville C
Blairton C	Bradley B	Bucoda D	Canfield B
Blakeland A	Brady B	Bude C	Canoncito D
Blakely B	Braham B	Buncombe A	Canyon C
Blanchard A	Brallier A	Bunkerville D	Cape Fear D
Blanco B	Brandon B	Burchard B	Capron B
Bland C	Brandywine C	Burdett C	Capshaw C
Blandford C	Branford B	Burgess B	Captina C
Blanding B	Brashear C	Burgin D	Capulin B
Blanket D	Burke B	Burke B	Carbo C
Blanton A	Braxton B	Burkhardt B	Cardiff B
Blencoe C	Brayton C	Burleson D	Cardington C
Blichton C	Brazito A	Burnham D	Carey B
Blockton C	Brazos B	Burnside D	Caribou B
Blodgett B	Brecknock C	Burnsville B	Carhale D
Bloomford B	Breece B	Burnt Fork B	Carlsborg A
Bloomfield A	Breese D	Burrell C	Carlton F

* From U.S. Soil Conservation Service [19].

† The hydrologic grouping for the rocky phases of these soils should be reduced one group.

‡ When these soils are classified as having class 3 or 4 rockiness, the hydrologic grouping should be reduced one group.

Table 21-8. Classification of Soils by Hydrologic Soil Groups* (Continued)

Carma B	Charlton B	Clarksburg C	Colp D
Carnegie B	Chaseburg B	Clarksdale C	Colrain B
Carnero C	Chastain D	Clarkson C	Colton A
Caroline C	Chatfield C†	Clarksville B	Colts Neck B
Carrington B	Chatsworth D	Clary B	Columbia B
Carrizo A	Chattahoochee B	Clatsop D	Colville B
Carroll D	Chauncey C	Claverack B	Colwood D
Carson D	Chehalis B	Clawson C	Colyer C
Carstairs C	Chelsea A	Clayton C	Comfrey C
Carver A	Chemawa B	Cleaver D	Comly C
Carytown D	Chanango B	Cleburne B	Commerce C
Casa B	Cheney B	Cle Elum B	Comoro A
Casa Grande C	Chenoweth B	Cleman B	Compton B
Cascade C	Cherette A	Clement C	Conant B
Casco A	Cherokee D	Cleora B	Conasauga C
Casey C	Cherry B	Clermont D	Concord D
Cashmere A	Cherryhill B	Clifton B	Condit D
Cashton D	Cheshire B	Climax D	Condon B
Cass A	Chester B	Clinton B	Conestoga B
Cassville B	Chesterfield B	Clio C	Conesus C
Castana B	Chetek A	Clipper C	Congaree B
Castle D	Chewacla C	Clodine B	Conley C
Castner C	Chewelab B	Cloquallum C	Conotton B
Catalina C	Cheyenne B	Cloquet B	Conover B
Catalpa C	Chickasha B	Cloud D	Conowingo C
Catano A	Chiefland A	Clover Creek C	Constable A
Cataula C	Chigley C	Clovis B	Continental C
Cathcart C	Chilgren C	Clyde C	Conway C
Catlett C	Chilhowie D	Clymer B	Cook D
Catlin B	Chili B	Coamo C	Cookeville B
Catoctin C	Chillisquague C	Cobb B	Cookport C
Catron D	Chillum C	Cochise B	Coolidge B
Catekill C	Chilmark C	Cocoa B	Coolville C
Cattaraugus B	Chilo D	Cody A	Cooney C
Cave C	Chippeta D	Coeburn C	Cooper B
Cavode C	Chippewa D	Cogswell C	Copake B
Cavot B	Chiricahua D	Cokedale C	Copalis C
Cavour D	Choctaw B	Coker D	Copas C
Cayagua C	Choptank A	Cokesbury D	Copeland C
Caylor B	Choteau C	Colbert D	Coplay D
Cayucos D	Christian B	Colby B	Coral B
Cayuga C	Christiana C	Colden D	Corcega D
Cazenovia C	Christianburg D	Coldwater D	Corduroy B
Cecil B	Churchill D	Colebrook Loamy	Corkindale C
Celina B	Ciales B	Fine Sand A	Corley C
Center C	Cialtos C	Colebrook Fine	Cornutt D
Centerton B	Cicero C	Sandy Loam B	Corvallis B
Central A	Cincinnati B	Coleman B	Corwin B
Chagrin B	Cinebar A	Colemantown D	Corydon C
Chalfont D	Cintrona D	Colfax C	Cossayuna C
Chama B	Cisne D	Colinas C	Cotaco C
Chamber D	Cispus A	Collamer B	Coto C
Chamberino C	Clackamas C	Collington B	Cottonwood C
Chamokane B	Claiborne B	Collins C	Cougar C
Chandler C	Clallam C	Collinsville C	Couparle D
Channahon B	Clarence D	Colo C	Coupeville B
Chariton C	Clareville C	Coloma A	Courtland B
Charleston C	Clarinda D	Colonia A	Courtney D
Charlos B	Clarion B	Coloso D	Couse C
Charlotte D	Clark Fork B	Colosse A	Cove D

* From U.S. Soil Conservation Service [19].

† The hydrologic grouping for the rocky phases of these soils should be reduced one group.

‡ When these soils are classified as having class 3 or 4 rockiness, the hydrologic grouping should be reduced one group.

Table 21-8. Classification of Soils by Hydrologic Soil Groups* (Continued)

Coveland C	Darling C	Dominic B	Dyke B
Coveytown C	Darnell C	Donerail C	
Covington D	Darret B	Donlonton C	Eakin B
Cowden D	Darwin D	Dorchester B	Easton C
Cowiche B	Davidson B	Dorsey D	Eastonville A
Cowling B	Davie D	Dos Cabezas B	Ebbert D
Coxville D	Dawes C	Doty B	Ebbs B
Crago B	Dayton D	Dougherty B	Ebys B
Craig C	Deary C	Douglas B	Eckman B
Erandon B	Decatur B	Dover C	Ector C
Crane B	Deckerville D	Dowellton D	Edalgo D
Craven C	Decorra B	Dowling D	Eddy C
Crawford D	Defiance D	Downs B	Eden C
Creal D	Dekalb B†	Doylestown D	Edenton C
Creedmoor C	Delanco C	Dragston C	Edge D
Cresbard C	Delfina C	Drake B	Edgeley C
Crescent B	Dell C	Dresden B	Edgemont B
Crestmore C	Dellrose B	Dripping Springs D	Egglewick A
Crete D	Delphi B	Drummer B	Edgington C
Crevasse A	Delpine D	Drummond D	Edina D
Crider B	Delray D	Drury B	Edinburg C
Crockett D	Del Rey C	Dryad C	Edisto C
Crofton B	Demers C	Duane B	Edith A
Croghan B	Denham D	Dubbs B	Edmonds D
Croom C	Dennis C	Dubois C	Edna D
Crosby C	Denny D	Dubuque	Edneyville B
Crossville B	Denrock D	Deep Phase B	Edom C
Croton D	Denson C	Dubuque B	Edwards D
Crow C	Denton C	Dubuque	Eel C
Crowder D	Depew C	Shallow Phase C	Efland C
Crowley D	Derby A	Duffield B	Egam C
Crown B	Descalabrado B	Duffy C	Egeland B
Crystal B	Deschutes A	Dukes A	Eifort C
Culleoka B	De Soto C	Dulac C	Elbert D
Cullo C	Detour C	Dunbar C	Elburn B
Culpeper B	Detroit B	Duncan C	Elco B
Culvers C	Dewart B	Duncannon B	Eld B
Cumberland B	Dewey B	Duncom D	Eldon C
Curran C	Dexter B	Dundas C	Eldorado C
Curtis B	Diablo D	Dundee C	Elfrida C
Cushman B	Dick A	Dune Sand A	Elioak B
Custer D	Dickey A	Dunellen B	Elk B
Cut Bank B	Dickinson Fine	Dungeness B	Elkins D
Cuthbert C	Sandy Loam A	Dunham B	Elkinsville B
Cypremort C	Dickinson Loam B	Dunkirk B	Elkton D
	Dickson C	Dunlap C	Ellery D
	Dill B	Dunmore C	Elliber A
Dade A	Dillard B	Dunning D	Ellington C
Daggett B	Dillingen B	Du Page B	Elliott C
Dakota B	Dillon D	Duplin B	Ellis D
Dalbo B	Dilman B	Dupo C	Ellison B
Dale C	Dimmick D	Dupont D	Ellsberry C
Dalhart B	Disco B	Durant D	Ellsworth D
Dalton C	Dixmont B	Durham B	Elmo C
Dana B	Dodgeville	Durkee C	Elmore C
Dandridge C	Deep Phase B	Dutchess B†	Elmwood C
Daniels B	Dodgeville	Dutson C	Elsmore A
Danley C	Shallow Phase C	Duval B	Elwha C
Dannemora C	Doland B	Dwight D	Emmert A
Danvers C	Donningito D	Dwyer A	
Darien C			

* From U.S. Soil Conservation Service [19].

† The hydrologic grouping for the rocky phases of these soils should be reduced one group.

‡ When these soils are classified as having class 3 or 4 rockiness, the hydrologic grouping should be reduced one group.

Table 21-8. Classification of Soils by Hydrologic Soil Groups* (Continued)

Enmet B	Fargo D	Freer C	Glendale C
Enroy B	Farland B	Fremont C	Glendive A
Empoy C	Farlington C†	Frenchtown D	Glenelg B
Empyville C	Farnum C	Freneau D	Glenfield C
Enders C	Farragut C	Frio B	Glenford C
Enfield B	Fauce A	Frost D	Glenoma B
Englund D	Fauquier B	Fruita B	Glenville C
Ennis B	Fawcett C	Frye C	Gloucester B
Enon C	Faxon D	Fullerton B	Godwin B
Ensenada C	Fayette B	Fulton C	Goessel D
Ensley D	Fe D		Gogebic B
Enstrom B	Felda D	Gage D	Goldridge A
Enterprise A	Felida B	Gainesville A	Goldsboro B
Enumclaw B	Fellowship C	Gale B	Goldston C
Ephrata A	Fergus C	Galen B	Goldvein C
Epping D	Fiander C	Galestown A	Goliad C
Era B	Fidalgo C	Gallatin D	Gooch C
Eram D	Fillmore D	Gallion B	Gore D
Ere C	Fincastrale C	Galveston A	Gorus B
Ernest C	Fitch A	Galvin B	Goshen B
Escondido C	Fitchville C	Gann B	Gosport C
Espinosa B	Fitzhugh B	Gannett D	Gothard D
Esquatel B	Flamingo D	Gara C	Gowen C
Essex C	Flanagan B	Gardnerville C	Grady D
Estacion B	Flandreau B	Garfield D	Graham C
Estelline B	Flasher A	Garner D	Grail C
Estevan C	Flathead B	Garrison A	Granby D
Estherville B	Fleetwood B	Garwin D	Grande Ronde C
Esto C	Fletcher C	Gasconade D	Grant B
Etowah B	Flint C	Gaviota A	Grantsburg C
Ettrick D	Flora D	Gayville D	Grantsdale B
Eubanks B	Florence C	Gearhart A	Granville B
Eufaula A	Florsheim D	Geary B	Grayling A
Eulonia C	Floyd B	Geer C	Great Bend B
Eustus A	Fluvanna C	Geiger D	Greeley B
Eutaw D	Foard D	Gem C	Green Bluff B
Evans B	Foley C	Genesee B	Greenbush B
Evendale C	Folsom C	Genoa D	Greendale B
Everett A	Fonda D	Genola B	Greenfield B
Everson C	Fordney A	Georgetown C	Greenport C
Ewing A	Fordville B	Georgeville B	Green River B
Exline D	Fore D	Gerald D	Greensboro B
Eylar D	Forestdale D	Germania B	Greenville B
	Forrest D	Geronimo B	Greenwater A
	Fort Collins B	Gila B	Greer C
Faceville B	Fort Lyon B	Gilcrest B	Grenada C
Facey B	Fort Meade A	Gilead C	Grenville B
Fairfax B	Fort Pierce B	Giles A	Gresham C
Fairhaven B	Fortuna D	Gilford D	Greybull C
Fairhope C	Fox B	Gilligan B	Greys B
Fairmount D	Foxhome B	Gilman B	Griffin C
Fajardo C	Frankfort D	Gilpin C	Grimstad C
Falaya C	Franklinton C	Gilson B	Groschloss C
Falcon B	Frankstown B	Gilt Edge D	Groton A
Falkner D	Fraternald D	Ginat D	Grove A
Fall B	Frederick B	Gird B	Groveland B
Fallbrook B	Frederick B	Givin C	Grover B
Fallburg C	Fredon C	Glasgow C	Groveton B
Fallsington D	Freehold B	Glenbar C	Grundy C
Falun B	Freeland C	Glencoe D	Guadalupe B
Fannin B	Freeon B		

* From U.S. Soil Conservation Service [19].

† The hydrologic grouping for the rocky phases of these soils should be reduced one group.

‡ When these soils are classified as having class 3 or 4 rockiness, the hydrologic grouping should be reduced one group.

Table 21-8. Classification of Soils by Hydrologic Soil Groups* (Continued)

Guanica D	Hartleton B	Hillsdale B	Hoyleton C
Guayabo C	Hartsburg B	Hilo B	Hoytup A
Guayama C	Hartsells B	Hilton C	Hoytville D
Guckeen C	Harwood B	Hinckley A	Hubbard A
Gudrid B	Haskill A	Hinman D	Huckabee A
Guelph B	Hassel D	Hiwassee B	Huckleberry C
Guernsey C	Hastings C	Hiwood A	Hudson C
Guin A	Hatchie C	Hixton B	Huey D
Guthrie D	Haven B	Hobble B	Huff B
	Havre B	Hobbs B	Huffine B
	Haxtun A	Hockley C	Huggins C
Habersham B	Hayden B	Hoffman C	Hugo B
Haccke D	Hayesville B	Hogansburg B	Hulkau A
Hackers B	Haymond B	Hoko C	Humacao C
Hackettstown B	Haynie B	Holbrook D	Humbarger B
Hadley B	Hayter B	Holcomb D	Humeston C
Hagener A	Hazel C	Holdrege B	Humphreys B
Hagerstown B	Hazen B	Holland B	Hunt D
Haig C	Heath B	Hollinger C	Hunters B
Haiku C	Hebo D	Hollis C†	Huntington B
Haines B	Hecla B	Hollister C	Huntsville B
Halawa C	Hector B	Holloway B	Hurley D
Haleakala A	Hedville C	Holly C	Hurst D
Halewood B	Heisler B	Hollywood D	Hutchinson C
Half Moon C	Heitt C	Holmdel B	Hyattsville B
Halfway C	Helena C	Holston B	Hyde D
Halii C	Hemmi C	Holt B	Hymon C
Haliimaile B	Hempstead B	Holyoke C†	
Hall B	Henderson D	Homer C	Iao B
Halsey D	Hennepin B	Hondo C	Iberia D
Hamburg B	Henry D	Honeoye B	Ida B
Hammerly C	Henshaw C	Honokaa B	Idana C
Hamilton B	Herbert B	Honolua B	Ihlen D
Hamlin B	Herkimer B	Honomanu C	Iliion C
Hammond D	Hermiston B	Honouliuli C	Illiopolis B
Hampshire C	Hermitage B	Hood B	Ima B
Hampton B	Hermon B	Hoodsport A	Immokalee C
Hanalei C	Hermosa C	Hooker B	Imperial D
Hanceville B	Hernando B	Hoosic B	Ina C
Hand B	Herdon C	Hopewell C	Independence A
Hanford B	Hero B	Hopper B	Inglefield C
Hanipoe B	Herrick C	Hoquiam B	Ingomar D
Hannahatchee B	Hershal B	Hord B	Inman C
Hanover B	Hesch B	Hornell C	Inola D
Hanska C	Hesseltine A	Hortman C	Io B
Hanson B	Hesson C	Horton B	Iola A
Harbin B	Hialeah D	Hosmer C	Iona B
Harbourton C	Hiawatha A	Houdek B	Ipava B
Harlem B	Hight C	Houghton D	Iredell D
Harley C	Hibbing B	Houlka D	Irion D
Harlingen D	Hickory C	Houlton C	Irish D
Harmon D	Hicks B	Hou-atonic C	Iron River B
Harmony C	Hidalgo B	Hou-ville C	Iruena D
Harpster B	Hidewood C	Houston D	Irving D
Harriet D	Highfield B	Houston Black D	Irrington C
Harris D	Higley B	Hovde B	Irwin D
Harrisburg C	Hiko Springs D	Hoven D	Isanti D
Harrison C	Hilger B	Howard B	Isote B
Hartine A	Hilliard B	Howell B	Isom B
Hartford B	Hillsboro B	Hoye C	Issaquah B
Hartland B			

* From U.S. Soil Conservation Service [19].

† The hydrologic grouping for the rocky phases of these soils should be reduced one group.

‡ When these soils are classified as having class 3 or 4 rockiness, the hydrologic grouping should be reduced one group.

Table 21-8. Classification of Soils by Hydrologic Soil Groups* (Continued)

Istokpoga D	Keauu D	Kokokahi D	Landisburg C
Iuka C	Kealakekua B	Kokomo D	Lane C
Ivanhoe D	Keansburg D	Kolekole C	Langford C
Ives B	Keating C	Konokti A	Langley B
Izagora C	Kedron C	Koolau D	Langrell B
	Keene C	Kopiah D	Lanham D
Jacana C	Keith B	Kosmos D	Lansdale B
Jackson B	Kelly D	Koster C	Lansdowne C
Jacob D	Kelso C	Kranzburg B	Lansing B
Jaffrey A	Kelton A	Krause B	Lantz D
Jaucas A	Kempville B	Kreamer C	La Palma B
Jayuya C	Kempton B	Kresson C	Lapine A
Jeanerette C	Kenansville B	Krum C	Lapon D
Jefferson B	Kendais C	Kukaiua B	Laporte D
Jerauld D	Kendall B	Kunia B	La Prairie B
Jerome D	Kennebec B	Kutztown C	Laredo B
Jessup C	Kennedy B		Lares C
Joe Creek B	Kenney A	La Belle C	Largent C
Johnston D	Kenapur B	Labette C	Largo C
Joliet C	Kent D	Labounty C	Larimer B
Jonesville A	Keomah C	La Brier C	Larkin B
Joplin B	Kerby B	Lacamas D	La Rose B
Josefa D	Keri C	La Casa C	Larry D
Josephine C	Kerrtown B	Lackawanna B	Las Animas A
Joy B	Kershaw A	Ladd C	Lashley B
Juana Diaz B	Kettle B	La Delle B	Las Lucas D
Judith B	Kettleman C	Ladoga C	Las Piedras D
Judson B	Keyesport C	Ladysmith D	Lassen C
Jules B	Keyport C	Lafe D	Las Vegas D
Julietta A	Keystone A	Lagonda D	Latah C
Juncos C	Kibbie C	La Grande C	Lauderdale C
Juniata B	Kickerville B	La Hogue B	Laurel B
Junus C	Killauea A	Lahontan D	Lauren A
Juno A	Kilbourne A	Laidig C	Laveen B
	Kimbrough D	Laidlaw A	La Verkin B
Kaena D	Kinghurst B	Laie D	Lawhorn D
Kahana B	Kings C	Lairdsville B	Lawrence C
Kalamazoo B	Kinross D	Lajas C	Lawrenceville C
Kalhi D	Kipling D	Lake Charles D	Lawson B
Kalispell B	Kipp B	Lake Creek B	Lawton B
Kalkaska A	Kipson D	Lakehurst A	Lax C
Kalmia B	Kirkland D	Lakeland A	Lea B
Kaloko D	Kirvin C	Lakemont C	Leadvale C
Kamananui C	Kistler B	Lakeville	Leaf D
Kanab C	Kitsap C	Sandy Loam A	Leal B
Kanapaha B	Kittitas B	Lakeville Loam B	Leavenworth A
Kaneohe B	Kittson B	Lakewood A	Leavitt B
Kapapala B	Kiwanis B	Lakin A	Leavittville B
Karnak D	Klaberg C	La Lande B	Lebanon D
Karnes B	Klamath C	Lamington D	LeBar B
Karro B	Klaus A	Lamont Fine	Leck Kill B
Kars B	Klej B	Sandy Loam A	Lee D
Kasota C	Kline A	Lamont Loam B	Leeds B
Kasson C	Klinesville C	Lamonta C	Leeper D
Katemcy D	Knappa B	Lamoure C	Leetonia B
Kato B	Knight C	Lamson C	Legore C
Kats D	Knox B	Lanark B	Lehigh C
Kaufman D	Koch C	Lancaster B	Leicester C
Kawaihae C	Koehler B	Land C	Lela D
Kawaihapai A	Kohala B	Landes B	Lempster D

* From U. S. Soil Conservation Service [19].

† The hydrologic grouping for the rocky phases of these soils should be reduced one group.

‡ When these soils are classified as having class 3 or 4 rockiness, the hydrologic grouping should be reduced one group.

Table 21-8. Classification of Soils by Hydrologic Soil Groups* (Continued)

Lena D	Logan C	Madras B	Mason B
Lenoir Fine	Logandale C	Madrid B	Massena C
Sandy Loam B	Lolo B	Maginnis C	Massillon B
Lenoir	Lomax B	Magnolia B	Matanzas C
Silt Loam C	Lonepine B	Mahaska B	Matapeake B
Lenox C	Lone Rock B	Mahonomen B	Matawan C
Leon C	Longford C	Mahoning D	Matlock D
Leona D	Longrie C	Maiden C	Matmon C
Leonardtwn D	Lonoke B	Maile B	Matney B
Leota C	Lookout C	Makalapa D	Mattapex C
Leshara B	Loon A	Makawao B	Maumee D
Lester B	Loradale B	Makana B	Maunabo D
LeSueur B	Lorain C	Malaga B	Maury B
Letcher D	Lordstown C	Malaya C	Maverick D
Letort B	Lorella C	Maleza B	May B
Levan A	Lorenzo A	Mamala C	Mayhew D
Lewisberry B	Loring B	Manalapan D	Maynard Lake B
Lewiston C	Los Guineos D	Manana C	Mayo B
Lewisville B	Los Osos C	Manassa B	Mayodan B
Lexington B	Loudon C	Manassas B	Maytown C
Liberty C	Loudonville C	Manastash C	Mazeppa B
Lick B	Louisa B	Manatee D	McAfee B
Lick Creek B	Louisburg B	Manchester A	McAllister C
Lickdale D	Loup D	Mangus C	McBride B
Lightning D	Lowell C	Manhattan B	McDonald C
Lignum C	Loy D	Manheim C	McDowell D
Lihea A	Loysville C	Manlius C	McEwen C
Likes A	Lualualei D	Manor B	McGary C
Lima C	Lubbock C	Mansfield D	McKamie C
Limerick C	Lucas C	Mansic C	McKay D
Lincoln A	Lucien C	Mansker B	McKenna B
Lincroft A	Ludlow C	Mantachie C	McKenzie D
Lindley C	Lufkin D	Manteo D	McLain C
Lindsborg D	Lukin C	Manvel B	McMurray A
Lindside C	Lummi C	Maple D	McNeal C
Lindstrom B	Lun C	Mapleton C†	McPaul B
Linganore C	Lunt C	Marble A	McPherson D
Link B	Lupton D	Marcus D	Meadin A
Linker B	Lura D	Marcy D	Meadowville B
Linneus B	Luray C	Mardin C	Meadville B
Lino C	Luton D	Marengo C	Mecklenburg C
Lintonia B	Luverne B	Mariana C	Meda B
Lisbon B	Luzena D	Marias D	Medary C
Lismas D	Lycoming C	Marietta B	Medford C
Lismore B	Lyman C†	Marina A	Medina B
Littlefield D	Lynchburg C	Marion D	Medio C
Little Horn B	Lynden A	Marissa C	Meeteetse C
Littleton B	Lynnndyl C	Markland C	Mehlhorn C
Litz C	Lyons D	Marksboro B	Meigs C
Livingston D	Lystair A	Marlboro B	Melbourne C
Llave C		Marlton C	Mellenthin B
Lloyd B	Mabi D	Marna D	Melrose C
Lobdell B	Machete C	Marquette B	Melvyn C
Lobelville C	Mack B	Marshall B	Melvin D
Lockhard C	Macomber C†	Martha C	Memphis B
Lockhart B	Macon D	Martin Pena D	Menahga A
Lockport C	Madalin C	Martinsdale B	Mench B
Locust C	Maddock A	Martinton C	Menfro B
Lodi B	Maddox B	Masada B	Menlo D
Lofton C	Madison B		Mentor B

* From U. S. Soil Conservation Service [19].

† The hydrologic grouping for the rocky phases of these soils should be reduced one group.

‡ When these soils are classified as having class 3 or 4 rockiness, the hydrologic grouping should be reduced one group.

Table 21-8. Classification of Soils by Hydrologic Soil Groups* (Continued)

Mercedita D	Montara D	Nassau C†	Norfolk B
Mercer C	Montell D	Natalie C	Norge C
Mereta D	Montecla D	Natchez B	Norma C
Meridian B	Montesano B	Natchitoches D	Northport C
Meros A	Montevale C	National A	North Powder C
Merrimac B	Montgomery D	Navajo D	Northumberland C
Mertz B	Monticello B	Navasota D	Northville D
Mesa B	Montoya D	Navesink B	Norton B
Meskill D	Moody B	Naylor C	Norwich D
Metea B	Moreau D	Nebish B	Norwood B
Methow B	Morley C	Nebula A	Nosbig D
Metolius A	Mormon Mesa D	Needmore C	Nuby C
Mexico D	Moro Bay D	Negley B	Nuckolls C
Mhoon C	Morocco C	Nehalem B	Nueces A
Miami B	Moro Cays A	Nellis B	Nunda C
Middlebury B	Morrill B	Neosho D	Nunn C
Midland D	Morris C	Neptune A	Nutley D
Midway D	Morrison B	Nereson B	Nymore A
Mifflinburg B	Morrow C	Neshaminy B	Oake B
Miguel D	Morse D	Nesika B	Oakford B
Milaca B	Morton B	Nester D	Oakland B
Milam B	Moscow B	Neubert B	Oasis C
Miles B	Moshannon B	Nevada D	Ochlockonee B
Milford C	Mosbyrock A	Neville B	Ochopee D
Millbrook B	Mottville A	Newark C	Ockley B
Mill Creek B	Mount Carroll B	Newart B	Oconee C
Miller D	Mount Lucas C	Newberg B	Odessa C
Millington B	Mountview B	Newberry C	Odin C
Milldale B	Mucara B	New Cambria C	O'Fallon D
Milo D	Muir B	Newfane B	Ogemaw B
Milroy D	Muirkirk B	Newkirk B	Okaw D
Mimosa C	Mukilteo A	Newport B	Okeechobee D
Minatare D	Mullins D	Newton D	Okeelanta D
Mingo B	Munising B	Newtonia B	Okemah C
Mineola B	Munuscong D	Nicholson B	Okenee D
Miner D	Murrill B	Nicholville B	Okobojo B
Minnequa B	Muscataine B	Nickel D	Oktibbeha D
Minora C	Muse B	Nicollet B	Olaa B
Minvale B	Muskingum C	Niles C	Olequa C
Mires A	Muskogee C	Nimrod C	Olinda B
Mission C	Muskelshel B	Ninigret B	Olivier C
Mitchell B	Myatt D	Niota D	Olmits B
Moca D	Myersville B	Nipe B	Olmsted C
Modale C		Nisqually A	Olympic B
Moenkopie C	Naalehu B	Nixa C	Omaha B
Moffat B	Naches B	Nixon B	Omega A
Mohave C	Nacimienta C	Nixonton B	Ona C
Mohawk B	Nacogdoches C	Noble B	Onalaska B
Moiese B	Naiwa B	Nobscot A	Onamia B
Moir C	Nakelele B	Nodaway B	Onarga B
Mokena C	Nantucket C	Nogales C	Onaway B
Molena A	Nanum B	Nohli D	Ondawa B
Moline D	Napa D	Nolan C	Oneida C
Monarda C	Napier B	Nolichucky B	O'Neill B
Monnee D	Nappanee D	Nolo C	Onslow B
Monmouth C	Naranjito C	Nonopahu C	Ontario B
Monona B	Naricisse B	Nookahamps D	Ontonagon C
Monongahela C	Narragansett C	Nook-sack C	Onyx B
Monroeville C	Nasel C	Nora B	Ookala B
Mortalto B	Nason C	Norden B	

* From U.S. Soil Conservation Service [19].

† The hydrologic grouping for the rocky phases of these soils should be reduced one group.

‡ When these soils are classified as having class 3 or 4 rockiness, the hydrologic grouping should be reduced one group.

Table 21-8. Classification of Soils by Hydrologic Soil Groups* (Continued)

Oquaga C‡	Palmdale C	Petoskey A	Post D
Oquawka A	Palmyra B	Petrolia D	Potamo D
Ora C	Palouse B	Pettis B	Potter C
Oracle B	Pana B	Pheba C	Pottsville D
Orange D	Pandura B	Phelps B	Poultney B
Orangeburg B	Panton D	Phillips D	Poverty C
Orcas A	Papago B	Philo C	Powder B
Orchard B	Papakating D	Picacho D	Powell C
Ordway D	Papineau C	Pickaway C	Poygan D
Orelia D	Parishville C	Pickford D	Pozo Blanco C
Orella D	Parkdale A	Pickwick B	Prather C
Orient B	Parke B	Pierce B	Pratt A
Orienta B	Parker B	Pierre D	Prentiss C
Orio C	Parkwood C	Piihonua B	Prescott D
Orion C	Parnell D	Pilchuck A	Presque Isle B
Orlando	Parr B	Pilot B	Preston A
High Phase A	Parsons D	Pilot Rock C	Prewitt C
Orlando	Pasco B	Pima C	Prieta B
Low Phase B	Paso Seco C	Pinal D	Princeton B
Orman D	Pasquotank D	Pinckney C	Pring B
Orrville C	Patent C	Pinones D	Proctor B
Ortello A	Patit Creek B	Pinson B	Progresso B
Orting C	Patoutville C	Pintura A	Promise D
Osage D	Patrick B	Pisgah B	Prospect B
Osceola D	Patton C	Pittsfield C‡	Prosser B
Oshawa D	Paulding D	Pittstown C	Providence C
Oshtemo B	Pauwela C	Pittwood B	Provo B
Osmund B	Pawlet B	Placentic D	Prowers B
Oso A	Pawnee D	Plainfield A	Ptarmigan B
Ostrander B	Paxton C	Plano B	Puget B
Otero B	Paymaster B	Plata C	Puhi B
Othello D	Payne D	Platea C	Pulaski B
Otisville A	Peace River D	Platner C	Pulehu A
Otsego C	Peacham D	Plattsmouth B	Pullman D
Ottawa A	Pearman C	Plattville B	Purdy D
Otter D	Pearson C	Pledger D	Purgatory D
Otterholt B	Pecatonics B	Plummer D	Puu Oo B
Ottokee A	Pedernales C	Plymouth B	Puu Pa B
Otway D	Pekin C	Pocomoke D	Puyallup B
Ovid C	Pelan B	Podunk B	
Owaneco D	Pella B	Poinsett B	Quamba D
Owen Creek C	Pembroke B	Poland B	Quandahl B
Owens D	Pence B	Polson C	Quay C
Ozona C	Penn C	Pomello A	Quicksell C
	Pennington B	Pompano D	Quincy A
Paaloo B	Penoyer C	Pomroy B	Quinlan B
Paauhau B	Penrose C	Poncena D	Quonset A
Pace B	Penwood A	Pond Creek C	
Paden C	Peoh C	Pontotoc B	Raber C
Page D	Peone C	Pope B	Rabun B
Pahrnagat C	Peotone C	Poppleton A	Racine C
Pahroc D	Pequea C	Poquonock C	Racoon D
Paia B	Perkinsville B	Port B	Radford B
Painesville B	Perks A	Portales B	Radnor D
Paiso C	Perrine D	Port Byron B	Ragnar A
Paiute B	Perry D	Porters B	Rago C
Palatine C	Persayo D	Portland D	Rainbow C
Palestine B	Pershing C	Portsmouth D	Rains D
Palmas Altas D	Peru C	Portugues D	Ralston B
Palm Beach A	Peshastin A	Poskin C	Ramona C

* From U.S. Soil Conservation Service [19].

† The hydrologic grouping for the rocky phases of these soils should be reduced one group.

‡ When these soils are classified as having class 3 or 4 rockiness, the hydrologic grouping should be reduced one group.

Table 21-8. Classification of Soils by Hydrologic Soil Groups* (Continued)

Ramsey B	Ringling C	Rucker B	Saugatuck C
Randall D	Ringold B	Rudyard C	Sauk B
Ranger C	Rio Arriba D	Rumford B	Savage C
Rankin C	Rio Canas C	Rumney C	Savannah C
Rantoul D	Rio Lajas A	Rupert A	Sawmill C
Rapidan C	Rio Piedras D	Rushtown A	Sawtooth C
Rarden C	Ritchey B	Rushville D	Sawyer C
Raritan B	Rittman C	Ruskin C	Saybrook B
Raub B	Ritzville B	Russell B	Scandia B
Rauville D	Riverside A	Russellville C	Scantie C
Ravalli D	Riverton C	Ruston B	Scarboro D
Ravenna C	Roane C	Rutlege D	Schapville C
Ravola B	Roanoke D	Ryder C	Schoharis C
Ray B	Robbs D	Sabana C	Schooley D
Rayne B	Robertsville D	Sabana Seca D	Schumacher C
Reagan C	Robinsonville B	Saco D	Schuylkill B
Reaton B	Roby C	Saffell B	Scio B
Reaville C	Rockaway B	Sage D	Sciotoville C
Rebeck C	Rockbridge B	Sagemoor C	Scituate C
Red Bay B	Rockdale D	St. Albans B	Scobey B
Redfield B	Rockmart C	St. Charles B	Scott D
Red Hook C	Rockport B	St. Clair D	Scott Lake B
Redington C	Rockton B	St. Helens A	Scowdale B
Redlands B	Rockwood B	St. Joe B	Scranton C
Redmond B	Rocky Ford B	St. Johns D	Searing B
Reed D	Rodman A	St. Lucie A	Seaton B
Reeser C	Roe B	St. Marys C	Sebeka D
Reeves C	Roebuck D	St. Paul C	Sebewa D
Regent C	Rogers D	Salal B	Sebring D
Regnier D	Rohrersville D	Salem B	Sedan C
Reinach B	Rokeyby D	Salemsburg B	Sediu C
Reliance C	Rofle C	Salisbury D	Segal D
Renfrow D	Romeo C	Salix B	Segno B
Reno D	Romulus D	Salkum D	Selah C
Renohill C	Rosachi D	Salmon B	Selkirk D
Renova B	Rosario C	Salol D	Selle A
Renshaw B	Roscoe C	Saltillo C	Selma B
Renslow B	Roscommon D	Saluvia C	Semiahmoo B
Rentide C	Rosebud B	Salvisia D	Senecaville C
Reparada D	Rosedell D	Samish D	Sequatchie B
Retsof C	Roselms D	Sammamish B	Sequoia C
Rex C	Rosemount B	Sams B	Serrano D
Reynolds B	Roseville B	San Anton C	Serton D
Rhinebeck C	Rositas A	San Antonio D	Seymour C
Rhoades D	Roslyn C	San German C	Shannon B
Richfield B	Ross B	Sango C	Shapleigh C†
Richland C	Rossmoynne C	San Joaquin D	Sharkey D
Richview C	Round Butte D	San Jose B	Sharon B
Richwood B	Routon D	San Juan B	Sharpsburg B
Ridgebury C	Rowe D	San Saba D	Shavano B
Ridgely B	Rowland C	Santa C	Shelburne C
Ridgeville B	Rowley C	Santa Clara D	Shelby C
Riesel D	Rox B	Santa Isabel D	Shelbyville C
Riffe A	Roy B	Santa Lucia C	Shelmadine C
Riga C	Royalton C	Santiago B	Shelton B
Riggs D	Roza D	Sargeant D	Sheppard A
Riley B	Rozetta B	Sarpy A	Sheridan B
Rillito B	Ruark C	Saasafra B	Sherman B
Rimer C	Rubicon A	Sauble A	
Rinard D	Rubio C		

* From U.S. Soil Conservation Service [19].

† The hydrologic grouping for the rocky phases of these soils should be reduced one group.

‡ When these soils are classified as having class 3 or 4 rockiness, the hydrologic grouping should be reduced one group.

Table 21-8. Classification of Soils by Hydrologic Soil Groups* (Continued)

Shiloh C	Spring Creek D	Sunnyside B	Teton B
Shoals C	Springer A	Sunrise B	Tetona C
Shook B	Springfield D	Sunsweet C	Thackery B
Shoshone B	Springtown B	Superstition A	Thatuna C
Shouns B	Spur B	Surry B	Thayer B
Shrewsbury D	Staatsburg C	Susquehanna D	Thomasville C
Shubuta C	Stambaugh B	Sutherland C	Thompson A
Shuwah C	Stamford D	Sutphen D	Thorndike C‡
Sicily B	Stanfield C	Sutton B	Thornton D
Sidell B	Stanton D	Swaim D	Thornwood A
Sierra C	Starks C	Swanton C	Thoroughfare A
Sifton B	Starr B	Swantown A	Thorp C
Signal C	Staser B	Swartswood C	Thurman A
Siler A	State B	Sweden B	Thurmont B
Silerton B	Steeke D	Sweeney C	Thurston B
Silver Creek D	Steekee C	Sweetwater D	Tiburones D
Simcoe B	Steinauer B	Swims B	Tice C
Simla B	Steinsburg B	Switzer D	Tickfaw D
Sims D	Stendal C	Swygert C	Tieton B
Sinai C	Stephensburg C	Sylvan B	Tifton B
Sinclair B	Stephenville B	Symerton B	Tijeras B
Singsaas B	Stetson B		Tilden C
Sioux B	Stevenson B	Tabernash B	Tillman B
Sipple B	Stewart D	Tabler D	Tilsit C
Siskiyou B	Stidham B	Tabor D	Timmer B
Sites C	Stimson B	Taft C	Timmerman A
Skaggs C	Stissing C	Tahoe C	Timpahute D
Skagit B	Stockbridge C	Talante D	Timula B
Skalkaho B	Stockland B	Talbott D	Tinton B
Skamania B	Stockton B	Talcot D	Tiocano D
Skames C	Stoneham B	Talihina D	Tioga B
Skerry C	Stonington B	Talladega C	Tippah D
Skiyou B	Stono C	Tallula B	Tippecanoe B
Skokomish A	Stookey B	Tally B	Tipperary A
Skyberg C	Storden B	Taloka D	Tipton B
Skykomish A	Story C	Tama B	Tirzah B
Sleeth C	Stough C	Tamms C	Tisbury B
Sloan D	Stoy D	Tanama C	Tisch C
Slocum D	Strasburg C	Tanberg D	Tishomingo C
Smoky Butte C	Strauss C	Taneum C	Titusville C
Smolan C	Strawn B	Tanwax A	Tivoli A
Snow B	Stronghurst B	Taos B	Toa C
Soda Lake B	Stryker D	Tarrant D	Tobin B
Sodus C	Stukel C	Tate B	Tobosa D
Sogn C	Stumpp D	Tatum B	Todd B
Soller D	Sudbury B	Taylor C	Toddville B
Solomon D	Suffield C	Teague D	Tokul A
Somers B	Sula B	Teas C	Toledo D
Somerset B	Sulphura C	Tebo B	Tolley B
Sonoita B	Sultan B	Tedrow A	Tolo B
Sontag D	Sumas C	Teja C	Toltec B
Souva D	Summerville C	Tell B	Tombigbee A
Sparta A	Summit C	Teller B	Tonawanda C
Spearfish B	Sumner A	Tellico B	Tongue River C
Spencer B	Sumter D	Tenino A	Tonopah B
Sperry C	Sun D	Tepee D	Toppenish C
Spilo D	Sunbury B	Teresa D	Topton B
Spoooner C	Suncook A	Terril B	Torres C
Spottswood B	Sunderland C‡	Terry B	Tortugas D
Spring D	Sunniland C	Tescott B	Tours C

* From U.S. Soil Conservation Service [19].

† The hydrologic grouping for the rocky phases of these soils should be reduced one group.

‡ When these soils are classified as having class 3 or 4 rockiness, the hydrologic grouping should be reduced one group.

Table 21-8. Classification of Soils by Hydrologic Soil Groups* (Continued)

Toutle A	Uinta B	Vira B	Warrenton A
Tovey B	Ulen B	Virden C	Warrior C
Tower D	Ulm B	Virgil B	Warsaw B
Townsbury B	Ulupahama B	Virgin River D	Wartrace C
Townsend B	Ulysses B	Virtue C	Warwick B
Toxaway D	Umapine B	Vista B	Washburn D
Toyah B	Una D	Vives C	Washington B
Traser C	Unadilla B	Vivi B	Washoe C
Transylvania B	Uncompahgre B	Vlasaty C	Washougal C
Trapper B	Ungers B	Volga D	Washtenaw C
Travessilla D	Union C	Volin B	Wassaic C
Travis C	Unison B	Volke C	Wassuk D
Treadway D	Unity A	Volney B	Watauga B
Trego C	Upshur C	Volperie C	Watchaug B
Trempealeau B	Urbana B	Volusia C	Waterboro D
Trenary B	Urbo D	Vona A	Waterloo C
Trent B	Usine D	Vrooman B	Waterville C
Trexler C	Ursula D		Watscka A
Trinity D	Utica B		Watson C
Tripp B	Utuaado B	Wacousta C	Watsonville D
Tromp B	Uvalde B	Wade D	Watt D
Trout River A		Wadell D	Watton C
Trowbridge B		Wadena B	Waubay B
Troxel B	Vader B	Wadesboro B	Waugha C
Troy C	Vaiden D	Wadsworth D	Waukegan B
Truman B	Vale B	Wagner D	Waukesha B
Trumbull D	Valentine A	Waha C	Waukon B
Tubac D	Valera C	Wahee C	Waumbek B
Tucker D	Vallecitas C	Wahiawa B	Wauseon D
Tucuman B	Valois C	Wahtum C	Waverly D
Tuffit B	Vance C	Waialua B	Wayland C
Tughill D	Vandala C	Waikaloa B	Wayne B
Tujunga A	Vanderuile C	Waikapu B	Waynesboro B
Tuller D	Vanoss B	Wailea B	Wea B
Tully C	Varna C	Waimanalo D	Weaver C
Tumacacori B	Vauluse C	Waimea B	Webb C
Tumbez D	Vayaz D	Waipahu C	Webster C
Tumwater A	Vebar B	Waiska B	Weeksville B
Tunica D	Vega Alta C	Waits B	Wehadkee D
Tunkhannock B	Vega Baja D	Wakeland B	Weikert C
Tupelo D	Vekol C	Wakonda C	Weinbach C
Turbotville C	Velma B	Wallace B	Weir D
Turin C	Venango D	Walla Walla B	Weld C
Turkey Creek B	Venedy D	Waller C	Weller D
Turnbow D	Verdel D	Wallington C	Wellington D
Turner B	Verdign B	Wallkill C	Wellman C
Turnerville C	Verdun D	Wallpack B	Wellsboro C
Tuscan B	Vergennes D	Walpole C	Wellston B
Tuscarora C	Verhahn D	Walsh B	Wemple B
Tuscola B	Vernon D	Walters D	Wenas C
Tuscumbia D	Verona B	Walton C	Wenatchee B
Tusquee B	Veyo D	Wampsville B	Wesley C
Tuxedo D	Via C	Wann A	Wessington B
Twin Creek B	Vicksburg B	Wapato C	Westbury C
Twin Lakes B	Victor B	Wapping B	Westfall C
Two Dot B	Victoria D	Ward D	Westland D
Tyler C	Vienna B	Warden B	Westminster C†
	Vilas A	Warman D	Westmoreland C
	Vinton A	Warne D	Weston C
	Viola D	Warners C	Westphalia B

* From U.S. Soil Conservation Service [19].

† The hydrologic grouping for the rocky phases of these soils should be reduced one group.

‡ When these soils are classified as having class 3 or 4 rockiness, the hydrologic grouping should be reduced one group.

Table 21-8. Classification of Soils by Hydrologic Soil Groups* (Continued)

West Point D	Wickham B	Winslow B	Xenia B
Westport A	Wickiup A	Winston A	
Westville C	Wilbraham C†	Winterset C	Yabucoa D
Wethersfield C	Wilcox D	Witt B	Yadkin B
Weymouth C	Wildwood D	Wolcottsburg C	Yahola B
Whalan B	Wilkes C	Woldale D	Yakima A
Wharton C	Wilkeson B	Wolf B	Yale C
Whatcom D	Will D	Wolftever C	Yauco D
Whately D	Willamette B	Woodbridge C	Yeoman B
Wheeling B	Willard C	Woodglen D	Yoder B
Whidbey A	Williams B	Woodinville B	Yonaba C
Whippany C	Williamsburg C	Woodlyn C	Yorby C
Whitefish B	Williamson B	Wood River D	Yordy B
Whiteford C	Willoughby C	Woodson D	Yunes D
White House C	Willow Creek B	Woodstown C	
Whitelaw C	Wilson D	Woodward B	Zaca D
Whitesburg C	Winchester A	Wooster B	Zahl B
Whiteson D	Windom B	Woostern B	Zaleski B
White Store D	Wind River A	Worland B	Zaneis C
White Swan C	Windsor A	Worsham D	Zapata D
Whitetail B	Windthorst C	Worth C	Zell B
Whitlock A	Winema B	Worthen B	Zimmerman A
Whitman D	Winfield C	Worthington B	Zion C
Whitson D	Wingville B	Wortman C	Zipp C
Whitwell C	Winifred D	Wrightsville D	Zita B
Wibaux C	Winlock D	Wurtsboro C	Zook D
Wichita C	Winnett D	Wykoff B	Zuber B
Wickersham C	Winooski B	Wynoose D	Zwingle D

* From U.S. Soil Conservation Service [19].

† The hydrologic grouping for the rocky phases of these soils should be reduced one group.

‡ When these soils are classified as having class 3 or 4 rockiness, the hydrologic grouping should be reduced one group.

"Good" in proportion to the amount of dense vegetation in the rotation. Poor rotations from a hydrologic standpoint usually contain row crops, small grains, and fallow in various combinations. Good rotations contain a high proportion of alfalfa or other close-seeded legumes or grasses that will improve tilth and increase infiltration. The effect of such crops will carry over into the second or third year.

Table 21-9. Classification of Native Pasture or Range*

Hydrologic condition	Vegetative condition
Poor.....	Heavily grazed, no mulch, or having plant cover on less than about 50 per cent of the area
Fair.....	Moderately grazed; between about 50 and 75 per cent of the area with plant cover
Good.....	Lightly grazed; more than about 75 per cent of the area with plant cover

* From U.S. Soil Conservation Service [19].

Native pasture or range: Usually divided into three condition classes on the basis of their hydrologic effects (Table 21-9). A watershed consisting primarily of native pasture or range may require a more detailed classification, such as that given in Table 21-10. The weights are determined by field sampling, but this need not be extensive if samples are selected to represent large portions of the watershed. The plus signs in Table 21-10 indicate that the runoff curve number taken from Table 21-12 should be interpolated between that for the class indicated and the one more favorable. For example, a watershed in soil group C having a "Fair + " cover would have a runoff curve number of $(70 + 74)/2 = 76.5$.

Permanent meadow. Ungrazed, native grassland with 100 per cent cover. It represents the upper limit of watershed grass cover.

Woodland Table 21-11 gives the classification of woodland based on hydrologic effects. It must be kept in mind that these classifications are for hydrologic purposes and are not based on timber production.

c Land Treatment. This refers to the cultural or tillage practices used in farming. The following definitions refer to the land treatments or practices listed in Table 21-12.

Straight-row farming: A type of farming where plowing, planting, cultivating, and other farm operations are carried on without regard to the slope of the land.

Contour farming: A type of farming where farm operations are carried on by following the general contour of the land. The furrows developed during tillage reduce surface runoff and erosion. The size of the furrows will vary according to the crop and the farm equipment used. The furrows developed in planting small grains and

Table 21-10. Classification of Native Pasture or Range by Density and Weight Sampling*

Areal density, per cent	Air-dry weight of plant and litter, tons/acre		
	Less than 0.5	0.5 to 1.5	Over 1.5
Less than 50.....	Poor	Poor +	Fair
50 to 75.....	Poor +	Fair	Fair +
Over 75.....	Fair	Fair +	Good

* From U.S. Soil Conservation Service [19].

Table 21-11. Classification of Woodlands*

Hydrologic condition	Vegetative condition
Poor.....	Heavily grazed or regularly burned so that litter, small trees, and brush are destroyed
Fair.....	Grazed but not burned; there may be some litter, but these woodlands are not fully protected from grazing
Good.....	Protected from grazing so that litter and shrubs cover the soil

* From U.S. Soil Conservation Service [19].

legumes are small (about 4 in. wide, 4 in. deep, and spaced about 8 to 10 in. apart) and will disappear under the action of rainfall. Furrows developed by planting or tilling row crops are generally larger (12 in. wide, 6 in. deep, and spaced about 40 in. apart). The storage capacity of furrows decreases as watershed slope increases. Although contour farming provides some protection against erosion, the use of alternate strips of dense vegetation (strip cropping) provides greater protection. Usually, strips of hay alternate with strips of less dense cover, such as small-grain or row crops. Occasionally, contour furrows are used on native pasture or rangeland. Their dimensions should vary with climate and topography, decreasing as annual rainfall and land slope decrease. In general, contour furrows on native pasture or range last longer than furrows on cropland, but their permanence varies with the soil type, the intensity of grazing, and the density of the vegetation.

Terracing: The practice of constructing dikes or dike-ditch combinations to control runoff from farmland. Terraces may be graded, open-end level, or closed-end level. Open-end level terraces under cultivation will usually become graded as a result of erosion and sediment deposition. In Table 21-12, only graded terraces and their grassed waterway outlets are considered. The storage capacity of closed-end level terraces can be determined from Table 21-29. Terraces are seldom used on native pasture or range. If areas of pasture or range are to be terraced, the area should be classified as cultivated terraces for the period of time it takes to revegetate the area after terrace construction.

Table 21-12. Runoff Curve Numbers for Hydrologic Soil-cover Complexes* (For watershed condition II and $I_a = 0.2S$)

(1) Land use or cover	(2) Treatment or practice	(3) Hydrologic condition	(4) Hydrologic soil group			
			A	B	C	D
Fallow.....	Straight row	Poor	77	86	91	94
	Row crops.....	Straight row	72	81	88	91
		Straight row	67	78	85	89
		Contoured	70	79	84	88
Small grain.....		Contoured	65	75	82	86
		Contoured and terraced	66	74	80	82
		Contoured and terraced	62	71	78	81
		Straight row	65	76	84	88
		Straight row	63	75	83	87
		Contoured	63	74	82	85
		Contoured	61	73	81	84
		Contoured and terraced	61	72	79	82
Close-seeded legumes† or rotation meadow		Contoured and terraced	59	70	78	81
		Straight row	66	77	85	89
		Straight row	58	72	81	85
		Contoured	64	75	83	85
		Contoured	55	69	78	83
		Contoured and terraced	63	73	80	83
Pasture or range.....		Contoured and terraced	51	67	76	80
			Poor	68	79	86
			Fair	49	69	79
			Good	39	61	74
Meadow (permanent).....		Poor	47	67	81	88
		Contoured	25	59	75	83
		Contoured	6	35	70	79
Woodlands (farm woodlots).....		Good	30	58	71	78
		Poor	45	66	77	83
		Fair	36	60	73	79
Farmsteads.....		Good	25	55	70	77
			59	74	82	86
Roads, dirt‡.....			72	82	87	89
Roads, hard-surface‡.....			74	84	90	92

* From U.S. Soil Conservation Service [19].

† Close-drilled or broadcast.

‡ Including right-of-way.

d. Soil-cover Complexes. Table 21-12 gives runoff curve numbers for various combinations of soils and covers. For special conditions, numbers can be estimated by interpolation or by weighting the numbers of the given complexes.

6. Erosion. Typical soil-erosion conditions on large watersheds can be learned from soil maps [21]. Erosion conditions on a small watershed must usually be determined from a detailed soil map or a field survey by a soil scientist. This information is necessary in estimating upland erosion for sedimentation studies of water-storage sites.

D. Runoff

1. Data. Annual, monthly, and storm runoff data from selected experimental small watersheds in the United States are available in publications of the U.S. Department of Agriculture [2-4]. Runoff data for many small watersheds are available in

publications of state agricultural experiment stations and in the *U.S. Geological Survey Water-Supply Papers*.

a. Transposition of Data. The type of runoff being considered has a bearing on the adjustments required in transposing data from a gaged to an ungaged watershed. Runoff from experimental plots and very small watersheds normally will be composed entirely of surface runoff. Runoff from larger watersheds may include surface runoff, quick-return flow, and base flow. Care must be taken, therefore, to determine the runoff characteristics of each watershed and to make the necessary adjustments to offset differences between the watersheds.

b. Supplementary Gaging Stations. A temporary stream gage installed on a watershed to be studied can be used to improve runoff estimates. Depending on the data required, the gage may be either a recorder or a staff type. It should be installed upstream from a control, such as a culvert [22]. Data from the temporary station are related to data for the same period from a nearby permanent station with a long record. A relation between the two stations may be found by regression analysis, and the record at the permanent station used to make a long-term estimate for the watershed under consideration. The length of record needed at the temporary station will depend on the size and number of flows that occur during the period of measurement and on the accuracy required.

IV. DETERMINATION OF RUNOFF FROM PRECIPITATION

A. Storm Runoff

Figure 21-5 shows schematic curves of accumulated storm rainfall P , runoff Q , and infiltration F , plus initial abstraction I_0 . For convenience in estimating runoff, initial abstraction I_0 consists of all the storm rainfall occurring before surface runoff starts. Let us assume, as in Ref. 19,

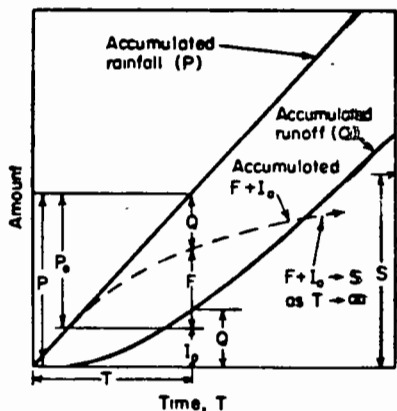


FIG. 21-5 Schematic curves of accumulated P , Q , and $F + I_0$, also showing the relation expressed by Eq. (21-10).

where P is the total storm rainfall in inches. Substituting Eq. (21-9) in Eq. (21-7),

$$Q = \frac{(P - 0.2S)^2}{P + 0.8S} \quad (21-10)$$

The runoff curve numbers, designated as CN, for the hydrologic soil-cover complexes (Table 21-12) are functionally related to S as

$$CN = \frac{1,000}{S + 10} \quad (21-11)$$

$$\frac{F}{S} = \frac{Q}{P} \quad (21-6)$$

where F is the actual infiltration excluding the initial abstraction in inches, S is the potential infiltration in inches, Q is the actual direct runoff in inches, and P is the potential runoff or effective storm rainfall, i.e., storm rainfall minus the initial abstraction, in inches.

With $F = P - Q$, Eq. (21-6) can be written as

$$Q = \frac{P^2}{P + S} \quad (21-7)$$

The initial abstraction I_0 , in inches, estimated from an empirical relation based on data from small watersheds, is

$$I_0 = 0.2S \quad (21-8)$$

Thus

$$P_0 = P - I_0 = P - 0.2S \quad (21-9)$$

Eliminating S between Eqs. (21-10) and (21-11), the relation between Q , P , and CN can be shown by the curves in Fig 21-6.

1. Antecedent Moisture Condition. The CN values in Table 21-12 are for average watershed soil-cover and soil-moisture conditions. When it is necessary to make a runoff estimate for below-average (dry) or above-average (wet) moisture

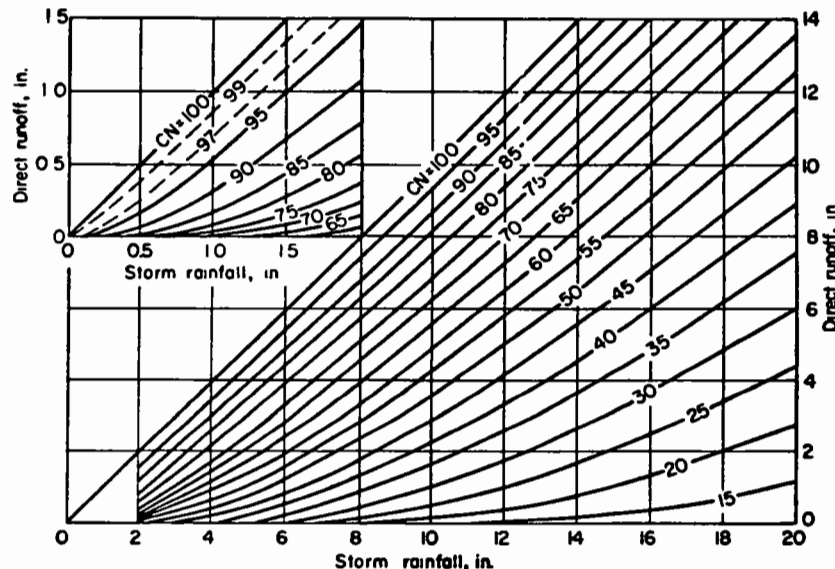


FIG. 21-6. Chart for estimating direct runoff or solution of Eqs. (21-10) and (21-11). (From U.S. Soil Conservation Service [19].)

conditions, representative CN values can be approximated using Tables 21-13 and 21-14.

2. Estimate of Direct Runoff by Type 1 Approach. The use of Table 21-12 and Fig. 21-6 will be illustrated with a simple example, after which a detailed type 1 estimate will be made.

Example 21-4. A small watershed having a group C soil and fair pasture cover had a rainfall of 3.23 in. Assuming that soil, cover, and antecedent moisture were in average conditions, estimate the direct runoff.

Table 21-13. Rainfall Limits for Estimating Antecedent Moisture Conditions*

Antecedent moisture condition class	5-day total antecedent rainfall, in.	
	Dormant season	Growing season
I	Less than 0.5	Less than 1.4
II	0.5 to 1.1	1.4 to 2.1
III	Over 1.1	Over 2.1

* From U.S. Soil Conservation Service [19].

- Using Table 21-12, under soil group C for fair pasture, find CN = 79.
- Entering Fig 21-6 with the storm rainfall of 3.23 in. and CN = 79, by interpolation, read $Q = 1.38$ in.

Table 21-14. Runoff Curve Number (CN), Conversions and Constants*

CN for condition II (1)	CN for AMC		S values, † in. (4)	Curve† starts where P = (in.) (5)
	I (2)	III (3)		
100	100	100	0.000	0.00
98	94	99	0.204	0.04
96	89	99	0.417	0.08
94	85	98	0.638	0.13
92	81	97	0.870	0.17
90	78	96	1.11	0.22
88	75	95	1.36	0.27
86	72	94	1.63	0.33
84	68	93	1.90	0.38
82	66	92	2.20	0.44
80	63	91	2.50	0.50
78	60	90	2.82	0.56
76	58	89	3.16	0.63
74	55	88	3.51	0.70
72	53	86	3.89	0.78
70	51	85	4.28	0.86
68	48	84	4.70	0.94
66	46	82	5.15	1.03
64	44	81	5.62	1.12
62	42	79	6.13	1.23
60	40	78	6.67	1.33
58	38	76	7.24	1.45
56	36	75	7.80	1.57
54	34	73	8.52	1.70
52	32	71	9.23	1.85
50	31	70	10.0	2.00
48	29	68	10.8	2.16
46	27	66	11.7	2.34
44	25	64	12.7	2.54
42	24	62	13.8	2.76
40	22	60	15.0	3.00
38	21	58	16.3	3.26
36	19	56	17.8	3.56
34	18	54	19.4	3.88
32	16	52	21.2	4.24
30	15	50	23.3	4.66
25	12	43	30.0	6.00
20	9	37	40.0	8.00
15	6	30	56.7	11.34
10	4	22	90.0	18.00
5	2	13	190.0	38.00
0	0	0	Infinity	Infinity

* From U. S. Soil Conservation Service [19].

† For CN in column 1.

Example 21-5. On June 6, rainfall averaging 4.3 in. fell on a 2,335-acre watershed with the following acreages of cover: corn, straight-row, good rotation, 1,160 acres; clover, straight-row, good rotation, 540 acres; pasture, fair condition, 210 acres; woodland, good condition, 343 acres, and roads, hard surface, 82 acres. Watershed soils are in group C. The antecedent rainfalls were June 1, 0.07 in.; June 2, 0.24 in.; June 3, 0 in.; June 4, 0 in.; and June 5, 0.28 in. Estimate the direct runoff for this storm.

1. Determine the antecedent moisture condition. The total rainfall for the 5 days before the storm is $0.07 + 0.24 + 0 + 0 + 0.28 = 0.59$ in. In Table 21-13, under "growing season," a value of 0.59 in. is found to fall in antecedent moisture condition class I.

2. Prepare a working table (Table 21-15), and list the land use and treatment for each acreage (columns 1 and 2).

3. Determine the CN for antecedent moisture condition II (AMC-II) for each soil-cover complex, using Table 21-12, and list the value of CN in column 4.

4. Determine the value of CN for antecedent moisture condition I (AMC-I). Entering column 1 of Table 21-14 with the values for step 3, read the CN for AMC-I in column 2. Tabulate these values of CN in Table 21-15, column 4.

5. Estimate the direct runoff for individual soil-cover complexes. Enter Fig. 21-6 with $P = 4.3$ in., and read the direct runoffs for the required CN values of Q in column 5.

6. Compute the weighted runoff. The sum of column 6 divided by the sum of column 2 gives the weighted estimate as 1.27 in.

Table 21-15. Computations for Estimate of Direct Runoff, Storm of June 6, 1960

Land use and treatment (1)	Acres (2)	Curve number		Q (5)	Acres × Q (6)
		AMC-II (3)	AMC-I (4)		
Corn, straight-row, good rotation..	1,160	85	70	1.54	1,786
Clover, straight-row, good rotation..	540	81	64	1.17	632
Pasture, fair condition.....	210	79	62	1.00	210
Woodlands, good condition.....	343	70	51	0.48	165
Roads, hard-surface.....	82	90	78	2.15	176
Total.....	2,335	2,969

a. Alternative Method of Weighting Soil-cover Complexes. The detailed weighting method of Example 21-5 should be used where wide differences in cover or soils are found or where the watershed contains large areas of impervious surfaces. In most cases, a shorter method of weighting the CN values can be used, and Fig. 21-6 is used only once with the weighted CN. For the data in Example 21-5, the weighted CN is 65.4. Entering Fig. 21-6 with $P = 4.3$ in. and a CN of 65.4, by interpolation read $Q = 1.22$ in. This alternative method will usually give a smaller total runoff.

b. Storm Duration. Figure 21-6 is for use with storms of a 1-day duration or less. The time of day during which the runoff occurred must be found in detailed rainfall records. When a storm occurs over several days, the runoff estimate may be made on a daily basis, changing the antecedent moisture condition accordingly.

Example 21-6. Given a watershed of 720 acres, with soils in group D, and a cover of fair pasture. Estimate the daily and total runoff for a storm occurring as follows: May 3, 1.65 in.; May 4, 3.27 in.; May 5, 1.02 in.; May 6, 6.23 in. There was no rainfall in the 5-day period preceding May 3.

1. Determine the CN for antecedent moisture conditions I, II, and III. For AMC-II, Table 21-12 gives a CN value of 84 for fair pasture in soil group D. Entering Table 21-14 with CN = 84 for AMC-II, read CN = 68 for AMC-I and CN = 93 for AMC-III.

2. Tabulate the rainfalls and CN values on a working table (Table 21-16), and estimate the direct runoff from Fig. 21-6 as shown in column 5.

The total runoff can also be estimated directly, using the value of CN applicable for the first day of the storm and the total storm rainfall of 12.17 in. Using CN = 68

for AMC-I, $Q = 7.92$ in. In some cases such an estimate will differ even more widely from the one made on a day-by-day basis.

3. Estimate of Direct Runoff by Type 2 Approach. In a frequency analysis, the specific date of a storm is unknown but a specific duration is usually given and the estimate of runoff is for that duration. The average antecedent moisture condition (AMC-II) is used in the type 2 approach.

Example 21-7. Given a watershed of 185 acres, of which 30 acres is in fair woodland and the remainder in fair pasture. All soils are in soil group B. The 6-hr-duration rainfalls for the 2-, 10-, and 100-year frequencies are 2.04, 3.40, and 5.11 in., respectively. Determine the runoff for the three frequencies.

Table 21-16. Computation of Direct Runoff for a Multiple-day Storm

(1) Date	(2) Rainfall, in.	(3) AMC	(4) CN	(5) Q, in.
May 3	1.65	I	68	0.10
May 4	3.27	II	84	1.74
May 5	1.62	III	93	0.47
May 6	6.23	III	93	5.41
Total	12.77	7.72

1. Determine the weighted $CN = (30 \times 60 + 155 \times 69) / 185 = 67.54$. Use 68.

2. Entering Fig. 21-6 with a 2-year rainfall of 2.04 in. and a $CN = 68$, read $Q = 0.21$ in. Similarly, for the 10- and 100-year rainfalls of 3.40 and 5.11 in., find $Q = 0.84$ and 1.96 in., respectively. These runoffs are assumed to have the same frequencies as the rainfalls from which they are derived. The three estimates of runoff can be plotted on probability paper and a frequency line drawn, from which estimates of runoff for other frequencies can be made.

B. Snowmelt Runoff

1. General. The runoff curve numbers for the hydrologic soil-cover complexes of Table 21-12 do not apply for conditions of frozen ground or snowmelt. When the ground is frozen, differences between soils can usually be ignored and cover is at a minimum except in forested areas. Estimates of snowmelt runoff usually cannot be made accurately by the type I approach since the depth, water content, and areal distribution of snow are so variable on a small watershed. Estimates by the type 2 approach can be made using published data on the amount and frequency of snow depth and water content [23, 24]. Except where all runoff is from melting snow, peak rates of flow used for design purposes will generally be higher for the growing season than for winter. Snowmelt, however, may be greater in volume than rainfall and may be important in the design of storage reservoirs. (See also Sec. 10.)

2. Degree-day Method. This method provides a means of estimating the potential snowmelt on a daily basis. Local or transposed temperature and snowfall data are necessary.

a. Degree-day Equation. In its usual form, this equation is

$$M = K(T - 32^\circ) \quad (21-12)$$

where M is the potential daily snowmelt in in., K is a constant representing the watershed condition, and T is the average daily air temperature in $^\circ\text{F}$.

The constant 32° is the base air temperature in degrees Fahrenheit at which snowmelt is assumed to begin. Equation (21-12) can be modified for local conditions by changing the base temperature or by using some combination of maximum and minimum daily temperatures for T , instead of the arithmetic mean. The difference, $T - 32^\circ$, gives the number of degree-days per day. For example, with an average

daily temperature of 47°F , the number of degree-days for that day is 15. Since M is the potential snowmelt for the day, the actual snowmelt cannot be larger than the water equivalent available for the day. Table 21-17 gives values of K , which include the effects of watershed infiltration.

b. Water Equivalent. The density of freshly fallen snow varies greatly. Water equivalent is the average depth of water, in inches, obtained by melting the snow catch. New snow may have a water content of from 5 to 25 per cent of snow depth. A value of 10 per cent, or 1 in. of water for 10 in. of snow depth, is often used for making general estimates. The density of snow increases with the age of the snowpack at an approximately uniform rate. It is greatest just before the snowmelt season begins, and a water content of about 60 per cent has been measured at such times.

Table 21-17. Values of the Constant K^*

Watershed condition	K
Low runoff potential	0.02
Average heavily forested areas; north-facing slopes of open country	0.04-0.06
Average runoff potential	0.08
South-facing slopes of forested areas; average open country	0.06-0.08
High runoff potential	0.30

* From U.S. Soil Conservation Service [19].

c. Temperature Adjustment for Altitude. Air temperature varies with altitude, decreasing about 4°F for a rise of 1,000 ft in elevation. If the average daily air temperature at a station in a valley at 1,200 ft elevation is 51°F on a given day, the estimate for a nearby small watershed at an elevation of 2,300 ft would be 46.6°F .

d. Estimating Snowmelt Runoff. Determinations of snowmelt runoff are usually made on a daily basis, using a bookkeeping system to avoid possible oversights.

Example 21-8. A small watershed on a north-facing slope of open country has snow cover with an initial water equivalent of 1.31 in. A record of air temperature and snowfall is available at a nearby station at about the same elevation. Estimate the daily snowmelt for the period of April 2 to 12.

1. Prepare a working table (Table 21-18), listing the date, precipitation, initial water equivalent on a watershed (first day), and average daily temperature. Note that snow fell on dates as shown in columns 1 and 2.

2. Select K from Table 21-17. For this example, $K = 0.04$.

Table 21-18. Computation of Snowmelt by Degree-day Method

(1) Date	(2) Water equivalent carry-over, in.	(3) Precipitation, in.	(4) Total water equivalent available, in.	(5) Average daily temperature, $^\circ\text{F}$	(6) Potential snowmelt, in.	(7) Snowmelt estimate, in.	(8) Remaining water equivalent, in.
Apr. 2	1.31	0	1.31	28	0	0	1.31
Apr. 3	1.31	0	1.31	35	0.12	0.12	1.19
Apr. 4	1.19	0	1.19	47	0.60	0.60	0.59
Apr. 5	0.59	0	0.59	48	0.64	0.59	0
Apr. 6	0	0	0	41	0.36	0	0
Apr. 7	0	0	0	31	0	0	0
Apr. 8	0	2.43*	0.24	28	0	0	0.24
Apr. 9	0.24	1.51*	0.39	30	0	0	0.39
Apr. 10	0.39	0	0.39	33	0.04	0.04	0.35
Apr. 11	0.35	0	0.35	38	0.24	0.24	0.11
Apr. 12	0.11	0	0.11	44	0.48	0.11	0

* Snow.

3. Compute the potential snowmelt, M , by days (column 6), using Eq. (21-12) and data of column 5.

4. Complete the table for the other days.

Each item in column 2 is carried over from column 8 of the preceding day. Items in column 2 plus water equivalents in column 3 give items in column 4, using a general water content of 10 per cent. Results of step 3 are listed in column 6. An item in column 7 is taken from column 4 or column 6, whichever gives the smaller value. The entry in column 8 for the first day minus the entry in column 7 for the next day equals the entry in column 8 for the next day.

C. Annual and Seasonal Runoff

Maps of average or median annual runoff based on records of large streams and rivers [25, 26] are of little value in estimating the water yield of small watersheds. In humid climates, annual yields of small watersheds may be much smaller than those of rivers because the latter contain high base flow. In arid and semiarid climates, annual yields of small watersheds may be greater than those of large streams and rivers that have channel-transmission losses and no base flow. General adjustments for channel losses or gains can usually be made for large areas, but the error of estimate for a specific watershed may be very large.

1. **Data Transposition.** Data from 70 small watersheds [2] are given in Table 21-19 as a guide for estimating water yield. At Coshocton, Ohio, in a humid climate, the yield increases with the watershed size because of contributions from subsurface sources. The semiarid watersheds in New Mexico show a decreasing water yield as watershed size increases. At Beltsville, Md., variation in soils may account for the range in yields, while at Hastings, Nebr., where the soils are alike, the differences probably result from differences in cover.

Sometimes two or more small watersheds appear identical in all physical factors normally considered as affecting yield, yet the differences in yield are great. Detailed investigations for detecting the causes of these differences are seldom justified for small-project development. The use of a temporary streamflow station will give assurance that a yield estimate is of the right order of magnitude.

a. **Transposition Method.** Data from Table 21-19 will be used to illustrate a method of transposing data.

Example 21-9. A watershed having a drainage area of 1,200 acres and located near Hastings, Nebr., has soils in group C and cover consisting of 120 acres of meadow and 1,080 acres of cultivated land. Annual precipitation is about 22 in. Transmission losses occur. Determine the average annual water yield.

1. Make a first approximation for the type of cover, using the yields from the two single-cover watersheds listed for Hastings, Nebr., in Table 21-19, by weighting according to acreage:

Cover	Yield, in.	Acres	Yield X acres
Meadow.....	0.2	120	24
Cultivated....	3.5	1,080	3,780
Total.....	...	1,200	3,804

The weighted yield is $3,804/1,200 = 3.17$ in.

2. Adjust the weighted yield for transmission losses. Using linear interpolation with the data from the two larger watersheds at Hastings (481 and 2,086 acres), the modified yield is 2.90 in.

Where a difference in average annual precipitation enters the problem, this should also be taken into consideration. However, large differences (more than about 25 per cent) may lead to serious errors.

Table 21-19. Annual Runoff from Small Agricultural Areas*

Location	Years of record	Land use	Hydrologic soil group, %				Drainage area size, acres	Average precipitation, in.	Average runoff, in.
			A	B	C	D			
Arizona, Safford.....	15	80 to 90% bare	7	93			519.0	7.2	0.4
	14	75 to 85% bare	10	90			764.0	8.1	0.2
Arkansas, Bentonville....	8	Pasture	100				14.2	49.1	1.2
	8	Cultivated	100				19.4	50.4	6.3
California, Watsonville....	3	Pasture		†			27.4	35.3	14.4
	3	Brush		†			10.1	32.8	7.1
Colorado, Colorado Springs.	7	Cultivated		†			10.6	12.2	1.4
	7	Pasture		†			35.4	12.7	0.4
Georgia, Watkinsville.....	16	Cultivated‡	70	30			19.2	46.3	4.3
Idaho, Moscow.....	5	Cultivated	62	31	7		146.8	21.9	4.6
Illinois, Edwardsville.....	17	Cultivated	1	99			27.2	36.5	8.5
Indiana, Lafayette.....	11	Cultivated		100			2.0	38.7	0.8
	11	Cultivated		66	34		2.1	39.2	4.9
Iowa, Clarinda.....	8	Cultivated	82	18			2.0	28.2	2.6
	8	Cultivated‡	74	26			2.0	28.2	1.1
	9	Cultivated‡	75	25			3.1	27.7	0.4
Iowa, Shenandoah.....	5	Cultivated	61	39			67,200.0	26.9	2.6
Kansas, Hays.....	16	Grass		100			1.6	22.1	1.0
	15	Cultivated	10	90			8.2	44.2	8.4
Maryland, College Park....	15	Cultivated	60	40			7.4	44.2	3.0
	15	Cultivated	100				5.6	41.6	1.9
	14	Woods	78	22			12.0	43.6	0.9
Michigan, East Lansing....	14	Cultivated	100				2.0	30.7	3.6
	14	Woods	100				1.6	32.0	0.4
Missouri, Bethany.....	8	Cultivated		72	28		7.5	28.7	3.9
	10	Cultivated		92	8		4.5	29.4	5.0
Missouri, McCredie.....	5	Mixed		22	78		44.3	30.9	3.1
	15	Mixed		11	89		153.0	36.7	8.0
Nebraska, Hastings.....	16	Meadow		100			3.6	22.0	0.2
	16	Cultivated		100			4.2	22.0	3.5
	17	Mixed	25	75			481.0	21.6	3.0
	17	Mixed	31	69			2,086.0	21.6	2.4
New Mexico, Albuquerque..	16	77% bare	20	†	42		97.2	7.8	0.4
	5	75% bare		†	36		183.0	7.5	0.3
New Mexico, Santa Fe....	7	68% bare		†			790.0	13.3	0.1
N. Carolina, High Point....	27	Mixed	46	54			21,100.0	43.7	13.3
Ohio, Coshocton.....	16	Cultivated		100			2.0	35.7	2.0
	15	Cultivated		100			7.2	36.6	4.8
	16	Mixed (grass 48%)		100			29.0	36.3	7.0
	16	Woods		100			43.6	36.4	12.1
	18	Mixed		100			303.0	37.4	14.3
	17	Mixed		100			920.0	37.0	12.2
	17	Mixed		100			1,520.0	37.0	11.8
	19	Mixed		100			4,580.0	37.4	12.8
	19	Mixed		100			17,500.0	37.4	13.4
Ohio, Zanesville.....	12	Cultivated		100			2.6	37.8	7.7
	12	Pasture		100			3.6	38.2	5.6
	12	Woods		100			2.2	37.4	1.1
Oklahoma, Cherokee.....	14	Cultivated		100			4.8	24.1	3.7
	14	Cultivated		100			7.8	24.1	2.8
Oklahoma, Guthrie.....	17	Grass and weeds		100			5.3	29.9	2.7
	17	Good grass		100			2.5	30.2	0.8
	12	Good grass		100			9.1	30.5	4.0
Oklahoma, Muskogee.....	6	Cultivated		75	25		65.4	46.2	14.6
Texas, Spur.....	19	Cultivated		50	50		9.4	20.1	2.7
	9	Cult. (contoured)		50	50		8.4	20.7	0.4
Texas, Tyler.....	6	Woods		100			7.9	42.4	1.3
	9	Cultivated		100			1.6	41.6	8.0
Texas, Riesel.....	13	Grass		100			3.0	29.8	1.9
	13	Mixed		100			42.3	31.1	3.5
	18	Mixed		100			130.0	32.0	5.8
Virginia, Blacksburg.....	11	Cultivated		6	94		5.4	38.5	0.7
Virginia, Chatham.....	9	Cultivated		100			13.3	40.9	3.3
	9	Cultivated		100			16.1	42.4	6.4
Virginia, Staunton.....	6	Mixed		100			2,430.0	35.9	0.8
	6	Mixed		100			6,144.0	35.9	2.8
Wisconsin, Fennimore.....	17	Mixed		100			330.0	32.7	4.6
	17	Mixed		100			22.8	32.9	1.6
Wisconsin, LaCrosse.....	20	Mixed		100			2.7	32.2	1.9
Wisconsin, Coon Valley....	5	Mixed	10	88	†		49,344.0	29.8	7.5

* From U.S. Agricultural Research Service [2].

† Period of record.

‡ Complete soil classification unknown.

§ Terraced.

Table 21-20. Monthly Distribution (Per Cent of Total) of the Average Annual Yield for Selected Watersheds*

Watershed location	Area, acres	Years of record	Jan.	Feb.	Mar.	Apr.	May	June	July	Aug.	Sept.	Oct.	Nov.	Dec.	Remarks
Arizona, Safford.....	723	14	0	0	0	0	0	0	46	38	12	4	0	0	Range
Arkansas, Bentonville.....	9	8	0	4	6	13	19	25	3	2	8	14	5	2	Pasture (PCHRD)
California, Placerville.....	41	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	Plains, range
Colorado, Colorado Springs.....	40	7	0	0	0	0	0	8	46	42	4	0	0	0	Plains, range
Georgia, Watkinsville.....	19	16	16	10	15	12	3	3	9	11	1	2	10	8	Platenu, prairie
Idaho, Moscow.....	178	5	17	25	41	5	1	0	0	0	0	0	1	10	Piedmont, cultivated
Illinois, Edwardsville.....	290	17	9	11	14	15	10	11	8	9	1	3	5	4	50% cultivated
Nebraska, Hastings.....	481	17	0	1	3	3	14	37	18	5	13	5	1	0	Plains, cultivated
Ohio, Coshocton.....	44	16	12	12	22	18	14	7	2	1	2	1	3	6	Woods and brush
Oregon, Newburg.....	13	4	17	26	10	5	3	2	1	1	1	1	8	25	Orchard, 1,500' elevation
Puerto Rico, Mayaguez.....	1/2†	9	2	0	0	0	4	5	11	21	26	15	12	4	Grass
Texas, Tyler.....	8	9	10	9	12	13	28	4	1	0	0	1	12	10	Wooded
Virginia, Staunton.....	390	6	8	9	9	16	14	11	8	6	3	13	3	0	Mixed cover (cultivated, 26%)
Wisconsin, Fennimore.....	330	17	8	11	16	6	6	12	12	10	6	5	4	4	Mixed cover

* From Mockus [28].
† Experimental plot with surface runoff only. For watersheds with base flow the per cents will be more uniform.

Example 21-10. Assume that the annual precipitation for the problem watershed of Example 21-9 is 24.5 in., which is about 11 per cent greater than the precipitation at Hastings (22 in.). Determine the water yield.
1. Estimate the yield as shown in Example 21-9. This is 2.90 in.
2. Modify the estimate using a ratio of the precipitations: $2.90 \times 24.5/22.0 = 3.22$ in.

2. Supplementary Stations. A temporary gaging station can be established on the ungaged watershed for use in estimating long-term yields. Data from the temporary station are related to the data obtained at a nearby long-term station by methods of regression analysis and adjusted on that basis. If the watershed is very small, the gaging installation may be a precalibrated weir or Parshall flume (Sec 7 and [27]) to avoid the necessity of rating the station.

3. Determination of Frequency. In some cases, as for irrigation projects, a more dependable yield, smaller and occurring more frequently than the average annual yield, will be selected. If sufficient data are not available for a frequency analysis, Fig. 21-7 may be used to estimate more frequent yields [28].

Example 21-11. The average annual yield for a watershed is 6.5 in. Determine the expected 80 per cent chance yield.
Enter Fig. 21-7 with the given average annual yield on the left-side scale, follow the guide lines as shown by the dashed line, and at the 80 per cent chance read the vertical scale and find $Q = 3.2$ in.

4. Seasonal Variations. The distribution pattern of the volume of flow from small watersheds usually differs widely from that for nearby large streams and rivers. Available data [2] can be used to estimate the seasonal variation of small watersheds. Table 21-20 shows monthly distribution, in per cent, of annual flow for selected stations.

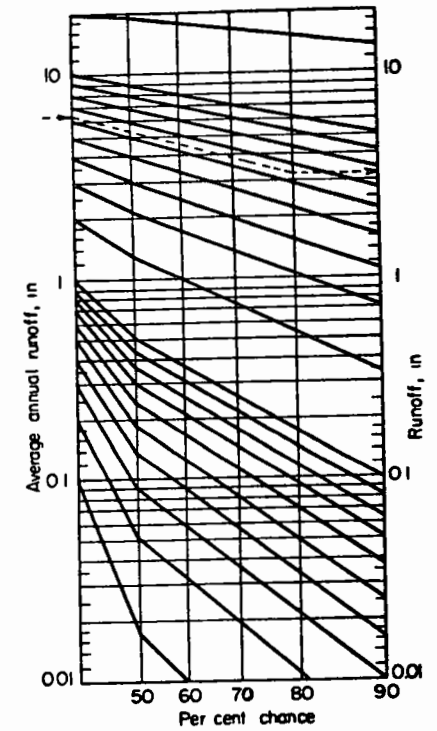


FIG. 21-7. Chart for estimating annual runoff volumes occurring more often than the average annual runoff. (From Mockus [28].)

V. DETERMINATION OF PEAK RATES OF RUNOFF

A. Runoff from Rainfall

Two methods are presented for approximating peak rates of runoff from small watersheds when a detailed study of the problem is not justified. More accurate estimates would be expected from methods based on the unit-hydrograph theory, which is discussed later.

1. The Rational Method. The basis for this method is the rational formula

$$q_p = C i a \tag{21-13}$$

where q_p is the peak rate of flow in cfs for a given frequency of rainfall intensity. C is a constant ranging from 0 to 1 according to watershed conditions, i is the rainfall

rate in in./hr for the given frequency, and a is the drainage area of the watershed in acres.

The rainfall data of the required frequencies can be obtained from published maps or charts [5, 6, 29]. Table 21-20 gives approximate values of C for selected soil and cover conditions. Watershed slope is not directly considered in the selection of C , but the effects of slope are included, since rainfall duration is taken as equal to the time of concentration.

Table 21-21. Values of C for Use in Rational Formula*

Soil type	Watershed cover		
	Cultivated	Pasture	Woodlands
With above-average infiltration rates; usually sandy or gravelly.	0.20	0.15	0.10
With average infiltration rates; no clay pans; loams and similar soils.	0.40	0.35	0.30
With below-average infiltration rates; heavy clay soils or soils with a clay pan near the surface; shallow soils above impervious rock.	0.50	0.45	0.40

* Table modified from Bernard [30].

Example 21-12. A watershed near Coshocton, Ohio, has a drainage area of 74.2 acres, a length of main channel of 3,400 ft, a difference in elevation (watershed outlet to the most distant ridge) of 220 ft, and a mixed cover consisting of approximately 14 per cent woodland, 50 per cent pasture, and 36 per cent cultivated. The soils are about average. Determine the peak rate of runoff of a 10-year frequency.

Table 21-22. Incremental W Values for Use in Cook's Method*

Watershed characteristic	Extent or degree	W
Relief.	Steep rugged terrain with average slopes generally above 30%	40
	Hilly, with average slopes 10 to 30%	30
	Rolling, with average slopes 5 to 10%	20
	Relatively flat land, slopes 0 to 5%	10
Infiltration (I). . .	No effective cover; either rock or thin soil mantle of negligible infiltration capacity	20
	Slow to take up water; clay or other soil of low infiltration capacity	15
	Deep loams with infiltration about that of typical prairie soils	10
Vegetal cover (C)	Deep sand or other soil that takes up water readily and rapidly	5
	No effective plant cover or equivalent	20
	Poor to fair cover; clean cultivated crops or poor natural cover; less than 10% of the watershed in good cover	15
	About 50% of watershed in good cover	10
Surface storage	About 90% of watershed in good cover, such as grass, woodlands, or equivalent	5
	Negligible few surface depressions	20
	Well-defined system of small drainage	15
	Considerable depression storage with not more than 2% in lakes, swamps, or ponds	10
	Surface-depression storage high, drainage system poorly defined, large number of lakes, swamps, or ponds	5

* From U.S. Soil Conservation Service [32].

Table 21-23. Frequency Factors for Use with Cook's Method*

$(I + C)†$	Average annual precipitation, in.					
	10	20	30	40	60	80
Ratio: 25-year/50-year						
5	0.31	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51
10	0.41	0.50	0.55	0.58	0.63	0.66
15	0.50	0.59	0.64	0.68	0.73	0.77
20	0.55	0.65	0.71	0.76	0.82	0.87
25	0.60	0.71	0.78	0.83	0.90	0.92
30	0.64	0.76	0.83	0.89	0.92	0.92
35	0.67	0.81	0.89	0.92	0.92	0.92
40	0.71	0.85	0.92	0.92	0.92	0.92
Ratio: 10-year/50-year						
5	0.05	0.08	0.10	0.12	0.15	0.17
10	0.10	0.16	0.21	0.24	0.30	0.34
15	0.16	0.25	0.31	0.37	0.45	0.51
20	0.21	0.33	0.42	0.49	0.60	0.68
25	0.26	0.41	0.52	0.61	0.75	0.80
30	0.31	0.49	0.62	0.74	0.80	0.80
35	0.36	0.58	0.73	0.80	0.80	0.80
40	0.42	0.66	0.80	0.80	0.80	0.80

* From U.S. Soil Conservation Service [33].

† From Table 21-22.

1. Determine the coefficient C . Using the values for soil and cover found in Table 21-21 and the per cent of each land use, obtain the weighted value of $C = 0.36$.

2. Determine the time of concentration of the watershed. Entering Fig. 21-4 with the channel length of 3,400 ft and the difference in elevation of 220 ft, the time of concentration is found to be 0.19 hr.

3. Determine the rainfall intensity of a 10-year frequency and duration of 0.19 hr. The rainfall for this location is 0.95 in. [5]. Thus the intensity is 5.00 in./hr.

4. Use Eq. (21-13) to find the 10-year-frequency peak rate of flow: $q_p = 0.36 \times 5.00 \times 74.2 = 134$ cfs.

2. The Cook Method. This is the method originally developed by H. L. Cook [31] and later modified by M. M. Culp and others [32]. The method uses an empirical relationship between drainage area and peak flow with modifications for climate, relief, infiltration, vegetal cover, and surface storage. The summation of applicable values of W given in Table 21-22 reflects the hydrologic condition of the watershed. Figure 21-8 shows the relationship between drainage area and peak flow for various hydrologic conditions. Values obtained from Fig. 21-8 are modified for climatic influence by the factors in Fig. 21-9, and values for other frequencies are obtained using the ratios shown in Table 21-23.

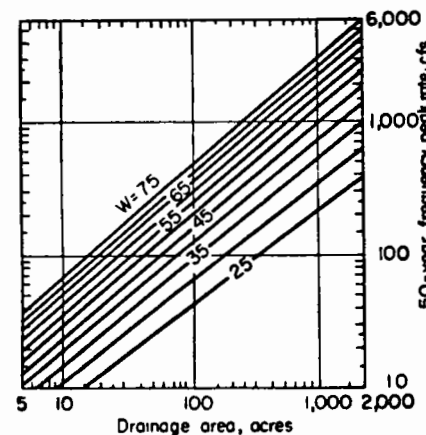


Fig. 21-8. Chart for estimating 50-year-frequency peak rates of flow. (Modification from Hamilton and Jepsen [31, fig. 27].)

Example 21-13. Given the watershed of Example 21-12, with the additional information that the watershed is in hilly country (average slope of watershed, 16 per cent) and the average annual precipitation is 36 in. Determine the peak rate of flow of 10-year frequency.

1. Determine the coefficient W . Using Table 21-22 and interpolating when necessary, the component values of W are:

Relief—hilly	30
Infiltration—interpolating for average condition	12
Cover—64 per cent good; by interpolation	9
Surface storage—well drained.....	15
	$W = 66$

2. Entering Fig. 21-8 with the watershed size of 74.2 acres at curve $W = 66$ (by interpolation), read a discharge of 285 cfs for a 50-year frequency rate.

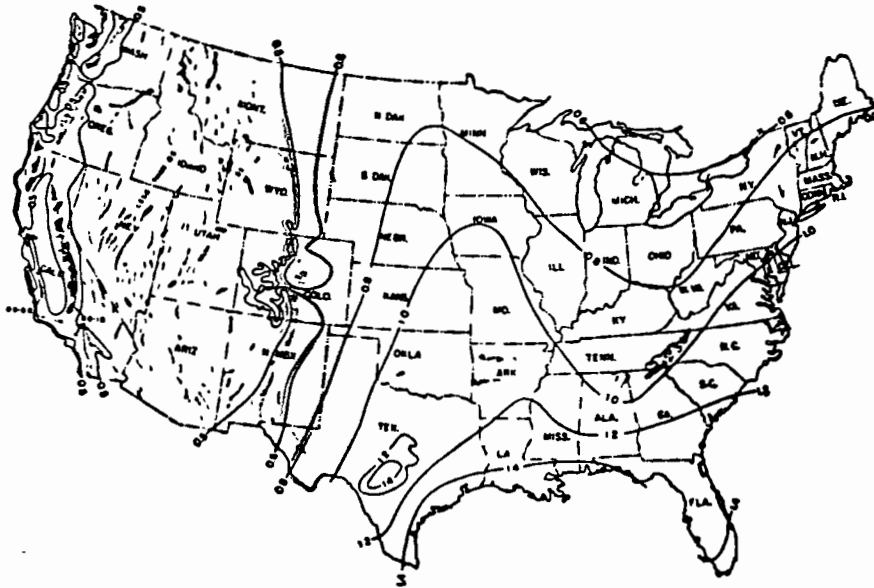


FIG. 21-9. Distribution of rainfall factors used with the modified Cook's method. (From Hamilton and Jenson [31].)

3. Determine the rainfall factor from Fig. 21-9 for this location. For central Ohio, this is 0.75.

4. Determine the frequency factor from Table 22-23. Entering the table with the sum of W for the given conditions of infiltration and cover ($I + C = 12 + 9 = 21$) and the annual precipitation of 36 in., the 10-year frequency ratio is found by interpolation to be 0.48.

5. Compute the 10-year-frequency peak flow. $q_p = 285 \times 0.75 \times 0.48 = 103$ cfs.

a Discussion The watershed used in Examples 21-12 and 21-13 is W-183 at Coshocton, Ohio, for which topographic, precipitation, and runoff data are available [2, 4]. For the period of record, 1938 to 1956, the 10-year-frequency peak rate of flow is 105 cfs, determined using the log-normal distribution and the moment method. The period of record for watershed W-183 is too short to provide a firm estimate of the 10-year frequency. Therefore the similarity between the results obtained in the examples and those determined from observations must be considered accidental. The rational and Cook methods cannot be expected to provide exact answers, since some factors that affect runoff are not considered. However, they are quite useful

in making quick estimates on projects where detailed hydrologic studies are not justified.

B. Snowmelt Runoff

The rational and Cook methods are not suitable for estimating peak rates of flow caused by snowmelt. Generally, the largest annual peak rate of flow from a small watershed is caused by rainfall during the growing season. Snowmelt is important mainly in the consideration of the volume of flow. Daily volumes of melt may be determined by the method used in Example 21-8. Methods for developing a hydrograph and determining the peak rate of flow will be discussed later.

C. Regional Analysis

The analysis of hydrologic data from relatively homogeneous areas to obtain general relationships between various hydrologic factors for the region covering the areas is sometimes referred to as *regional analysis*. The shortage of small-watershed data makes this type of analysis difficult to apply. Records of large streams and rivers vary so much that their use in a regional analysis of small watersheds may lead to erroneous conclusions.

Where data are available to develop flood-frequency curves for small watersheds on a regional basis, the peaks for selected frequencies (usually 2-, 10-, and 100-year) can be plotted versus A/T_p , where A is the drainage area and T_p is the time from the beginning of rise to the peak rate of flow. The resulting plotting will show a rather consistent relationship if the soil-cover complexes of the watershed are similar. Where T_p cannot be determined, it is often possible to use the ratio A/T_c in lieu of A/T_p . In some homogeneous areas where T_c is a simple function of area, the peak rates will vary directly with some power of A , usually about 0.5. The U.S. Geological Survey publishes circulars (on a state basis) which give the results of regional analysis of larger watersheds in specific areas. Some of these analyses are also applicable to small watersheds (see also Sec. 25-1).

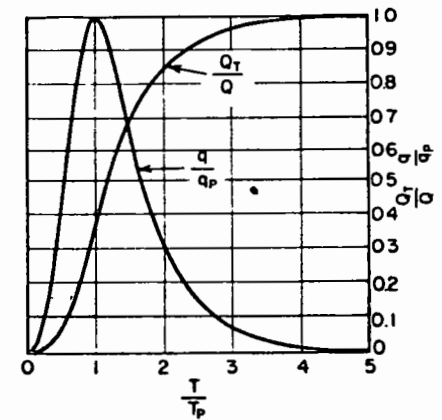


FIG. 21-10. Dimensionless unit hydrograph and mass curve. Q = total direct runoff, Q_T = accumulated direct runoff at time T , q = rate of flow, q_p = peak rate of flow, T = time from beginning of hydrograph rise, and $T_p = T$ at peak rate. (From Mockus [34].)

VI. HYDROGRAPHS

The unit-hydrograph procedure can be applied to data from small watersheds. However, the relatively small time units required (sometimes as small as 2 or 3 min) make the derivation of unit hydrographs a difficult task, and as a result, a synthetic hydrograph approach is more often used. See also Sec. 14

A. Synthetic Hydrographs

A synthetic hydrograph is prepared using the data from a number of watersheds to develop a dimensionless unit hydrograph applicable to ungaged watersheds [19].

1. **Dimensionless Hydrographs.** The curvilinear hydrograph shown in Fig 21-10 is a dimensionless unit hydrograph prepared from the unit hydrographs of a variety of watersheds [34]. The recession limb plots as a straight line on semi-

logarithmic paper. Various relationships between the hydrograph components can be determined, the most useful of which is the equation for the peak rate of flow, derived as shown on Fig. 21-11:

$$q_p = \frac{484AQ}{0.5D + 0.6T_c} \quad (21-14)$$

where q_p is the peak rate of flow in cfs, 484 is the constant K obtained as shown on Fig. 21-11, A is the drainage area in sq mi, Q is the volume of runoff in in., D is the

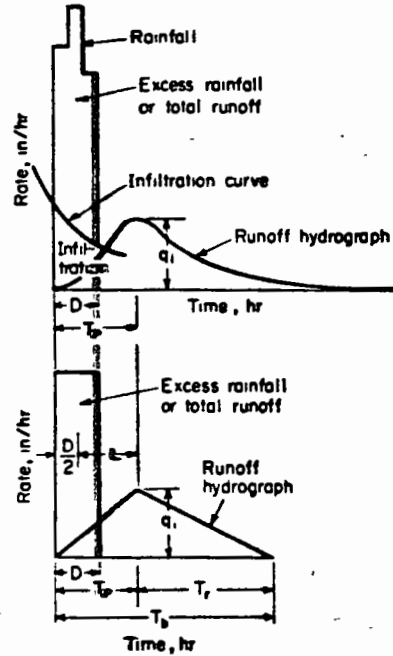


Fig. 21-11. Development of a triangular unit hydrograph. Symbols: Q = total runoff in in., q_p = peak rate in in./hr, T_p = time in hr from start of rise to peak rate, T_r = time in hr from peak rate to end of triangle, T_b = time base of hydrograph, D = rainfall excess period in hr, L = lag, time from center of excess rainfall to time of peak, in hr.

Development of peak-rate equation: From the triangle,

$$Q = \frac{q_p T_p}{2} + \frac{q_p T_r}{2}$$

and

$$q_p = \frac{2Q}{T_p + T_r}$$

If

$$T_r = HT_p$$

then

$$q_p = \frac{2Q}{(1+H)T_p}$$

Converting from inches per hour to cubic feet per second by introducing drainage area A in square miles (1 in./hr = 645.3 cfs/sq mi) gives the peak rate q_p :

$$q_p = \frac{KAQ}{T_p} \quad \text{cfs}$$

where $K = 2(645.3)/(1+H)$ and $T_r = (D/2) - L$. When an empirical value of $H = 1.67$ is used, $K = 484$. From Muskingum (34).

duration in hr of the excessive rainfall period of the storm, and $0.6T_c$ is an empirical estimate of lag, based on the time of concentration T_c in hr.

The denominator of Eq. (21-14) is the time from the beginning of the rise of the hydrograph to the peak rate T_p , since it is the sum of one-half the duration of excessive rainfall, $0.5D$, and the lag, $0.6T_c$, as shown on Fig. 21-11.

A study of unit hydrographs of more than 500 large and small watersheds [33] indicates that the expected unit-hydrograph storm duration is approximated by

$$D_u = 2\sqrt{T_c} \quad (21-15)$$

where D_u is the unit-hydrograph storm duration in hr, and T_c is the time of concentration in hr. Therefore, in the development of unit hydrographs, the term $2\sqrt{T_c}$ may be used for D in Eq. (21-14) and written as

$$q_p = \frac{484AQ}{\sqrt{T_c} + 0.6T_c} \quad (21-16)$$

where q_p is the peak rate of flow of the unit hydrograph in cfs. Equation (21-14) will be found useful in constructing hydrographs when D is known or assumed, while Eq. (21-16) will be useful in constructing unit hydrographs when D is unknown. It should be noted that Eqs. (21-14) and (21-16) are empirical variations of the basic equation for the peak rate of a hydrograph [34], which is

$$q_p = \frac{KAQ}{T_p} \quad (21-17)$$

where K is a constant dependent on the shape of the hydrograph.

a. Construction of Simple Hydrographs. Single-peaked hydrographs can be constructed when any three of the four variables in Eq. (21-17) are known.

Example 21-14. A watershed with a drainage area of 1.2 sq mi has a peak rate of flow of 386 cfs and a volume of runoff of 1.4 in. Construct a single-peaked hydrograph using Fig. 21-10 and Eq. (21-17) with $K = 484$.

1. Compute the time to peak T_p . From Eq. (21-17), with $K = 484$, $T_p = 484AQ/q_p = 484 \times 1.2 \times 1.4/386 = 2.11$ hr.
2. Prepare a working table as shown in Table 21-24, listing selected time ratios T/T_p in column 1 and the corresponding ratios of q/q_p from Fig. 21-10 in column 2. T is the time measured from the beginning of the hydrograph rise.
3. Compute the values for column 3 by multiplying the ratios in column 1 by the T_p of 2.11 hr.
4. Compute the values for column 4 by multiplying the ratios in column 2 by the q_p of 386 cfs.
5. Plot the values in column 3 vs. the values in column 4 to obtain the hydrograph.

b. Unit Hydrographs. The unit-hydrograph principle, that the peak rate varies directly with the volume of runoff for a unit storm duration, can be used to convert any hydrograph of unit duration to a unit hydrograph. The hydrograph of Example 21-15 could be converted to a unit hydrograph. Since the peak rate of 386 cfs resulted from a runoff volume of 1.4 in., the peak rate for a unit hydrograph would be $386/1.4 = 276$ cfs. The unit hydrograph is developed by using the unit peak in Example 21-14, step 4.

Equation (21-14) can also be used to convert a given hydrograph into a hydrograph of another duration.

Example 21-15. A watershed with a drainage area of 10.2 sq mi has a 1-hr unit hydrograph with a peak rate of 1,928 cfs. Determine the time to peak T_p and the peak rate of flow q_p for a 3-hr hydrograph.

1. Compute T_p for the 1-hr hydrograph. Using Eq. (21-17) with $K = 484$, $T_p = 484 \times 10.2 \times 1/1,928 = 2.56$ hr.

2. Compute T_p for the 3-hr hydrograph. Since the denominator of Eq. (21-14) is the time to peak, $T_p = 0.5D + 0.5T_c$. If D is increased in this relationship, T_p will be increased by one-half of this amount. Therefore T_p for the 3-hr hydrograph is $2.56 + 0.5(3 - 1) = 3.56$ hr.

3. Compute q_p for the 3-hr hydrograph. When the area A and the volume Q are unchanged, $q_{p1}T_{p1} = q_{p2}T_{p2}$ and the peak rate q_p for the 3-hr unit hydrograph is $1,928 \times 2.56/3.56 = 1,386$ cfs. The entire hydrograph may be constructed by the method used in Example 21-14.

Table 21-24. Computations for a Simple Hydrograph*

(1) Time ratio T/T_p	(2) Discharge ratio q/q_p	(3) Time, † hr	(4) Discharge, ‡ cfs
0	0	0	0
0.1	0.015	0.21	6
0.2	0.075	0.42	29
0.3	0.16	0.63	62
0.4	0.28	0.84	108
0.5	0.43	1.05	166
0.6	0.60	1.26	231
0.7	0.77	1.48	297
0.8	0.89	1.69	343
0.9	0.95	1.90	374
1.0	1.00	2.11	386
1.1	0.98	2.32	378
1.2	0.92	2.53	355
1.3	0.84	2.74	324
1.4	0.75	2.95	289
1.5	0.66	3.16	255
1.6	0.56	3.37	216
1.8	0.42	3.80	162
2.0	0.32	4.22	124
2.2	0.24	4.63	93
2.4	0.18	5.06	70
2.6	0.13	5.48	50
2.8	0.09	5.91	38
3.0	0.075	6.33	29
3.5	0.036	7.38	14
4.0	0.018	8.44	7
4.5	0.009	9.49	3.5
5.0	0.004	10.55	1.5
Infinity	0	0

* From U. S. Soil Conservation Service [19].

† T_p of 2.11 hr times column 1.

‡ q_p of 386 cfs times column 2.

2. **Triangular Hydrographs.** The curvilinear hydrograph of Fig. 21-10 can often be replaced by an equivalent triangular hydrograph which is more easily constructed and, for routing through reservoirs or stream channels, gives results about as accurate as those obtained using the curvilinear hydrograph. Where the tail of the hydrograph is likely to affect design, the curvilinear hydrograph should be used. Figure 21-11 shows a triangular hydrograph, based on the curvilinear hydrograph of Fig. 21-10, where

$$T_b = T_p + T_c \quad (21-18)$$

Since $T_c = 1.67T_p$, by construction, then

$$T_b = 2.67T_p \quad (21-19)$$

Example 21-16. Compute the peak rate and plot a triangular unit hydrograph for a watershed of 0.87 sq mi with $T_c = 0.20$ hr and D equal to T_c .

1. Compute T_p . If T_p is represented by the denominator of Eq. (21-14) and if the unit duration is taken equal to the time of concentration, then $T_p = 1.1T_c$, or $T_p = 1.1 \times 0.20 = 0.22$ hr.

2. Compute T_b . Using Eq. (21-19), $T_b = 2.67 \times 0.22 = 0.587$ hr.

3. Compute the peak rate q_p . Using Eq. (21-17) with $K = 484$ and $Q = 1$, $q_p = 484 \times 0.87 \times 1/0.22 = 1,914$ cfs. Note that this rather high peak is due to the occurrence of 1 in. of runoff in the relatively short time of 0.20 hr.

4. Plot the peak rate (1,914 cfs) at time T_p (0.22 hr) and the end of flow ($q = 0$) at time T_b (0.587 hr). Starting with the beginning of rise ($T = 0$, $q = 0$), draw straight lines between the plotted points.

3. **Composite Hydrographs.** In type I studies, or for other purposes such as spillway design, the hydrograph for a long-duration storm may be required. This type of hydrograph can be constructed from triangular hydrographs without significant loss of accuracy [19].

Table 21-25. Computation of Subhydrograph Peak Rates

Time, hr	Accumulated P , in.	Accumulated Q ,* in.	ΔQ , in.	900(ΔQ), cfs
0	0	0		
0.5	0.43	0	0	0
1.0	0.93	0.09	0.09	81
1.5	1.60	0.40	0.31	279
2.0	2.79	1.21	0.81	729
2.5	7.27	5.17	3.96	3564
3.0	8.60	6.43	1.26	1134
3.5	9.47	7.27	0.84	756
4.0	10.18	7.95	0.68	612
4.5	10.79	8.54	0.59	531
5.0	11.30	9.04	0.50	450
5.5	11.80	9.52	0.48	432
6.0	12.20	9.92	0.40	360

* Estimated using CN = 82 on Fig. 21-6.

Example 21-17. Given the 6-hr spillway design storm in columns 1 and 2 of Table 21-25, a drainage area A of 1.86 sq mi, a time of concentration T_c of 1.25 hr, and a watershed runoff curve number of 82. Construct a composite design hydrograph for the watershed.

1. Choose a uniform increment of the duration. In this case the incremental time interval ΔD is taken as 0.5 hr, which is smaller than T_c .

2. Tabulate the accumulated time and rainfall as shown in columns 1 and 2 of Table 21-25.

3. Enter Fig. 21-6 with the rainfall listed in column 2, and, for CN = 82, read and tabulate the accumulated runoff in column 3.

4. Compute and tabulate the incremental runoff in column 4.

5. Compute the peak rate of flow for a storm of 0.5-hr duration with $Q = 1$ in. Using Eq. (21-14), $q_p = 900$ cfs.

6. Compute and tabulate in column 5 the peak rates for the subhydrographs, using the values of Q in column 4 and the peak rate of 900 cfs determined in step 5.

7. Compute T_p and T_b for the subhydrographs, using a ΔD of 0.5 hr. Since the denominator of Eq. (21-14) is T_p , the value of $T_p = 1$ is obtained from the denominator of the equation in step 5. Using Eq. (21-19), $T_b = 2.67$ hr.

8. Plot the subhydrographs as shown on Fig. 21-12. Each subhydrograph starts, peaks, and ends ΔD ($= 0.5$ hr) later than the preceding one. The peak rates of flow are obtained from column 5 of Table 21-25.

9. Add the ordinates of the subhydrographs, and plot the composite hydrograph as shown in Fig. 21-12.* Note there is no subhydrograph for the first time increment where $Q = 0$.

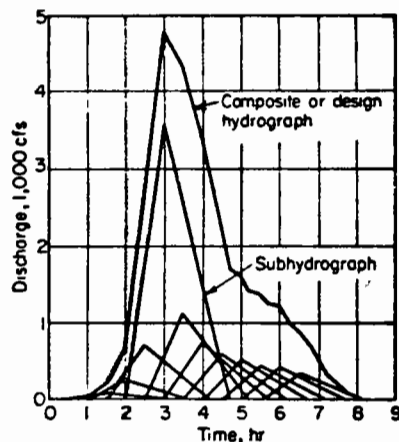


FIG. 21-12. Use of subhydrographs in construction of a composite hydrograph for a design storm. (U.S. Soil Conservation Service [19].)

Although it involves more work, the curvilinear hydrograph of Fig. 21-10 can also be used to make a composite hydrograph. The procedure used in Example 21-17 can also be applied for storms, whatever their time or areal distribution of precipitation. Where a watershed is large and runoff is not uniform over the area, hydrographs for the subwatersheds can be made, lagged according to their location in the stream system, and plotted, and consequently a composite hydrograph can be developed.

VII. FIELD APPLICATIONS

A. Terraces and Diversions

1. Construction Types. A terrace is a ridge or channel (or both) constructed in earth to hold back surface runoff or to convey it safely off a field. Terraces are constructed to interfere as little as possible with normal farming operations. Where topography permits, they are made parallel to reduce tillage problems.

Graded terraces intercept surface runoff from farm fields and convey it at non-erosive velocities to a suitable outlet, such as a natural grassed waterway. A water-holding or absorptive-type terrace has no grade and is designed to store surface runoff. This type is used only where soils are highly permeable, so that impounded water seeps into the soil before damaging the crop.

Other terracelike structures, such as contour furrows, ridges, or trenches, are smaller in cross section than terraces and are spaced close enough to provide storage for expected runoff on steep slopes. They are normally used on pasture or rangeland to conserve water or in mountains for erosion control.

Diversions are similar to graded terraces, but are usually larger and have steeper side slopes. They are used primarily to intercept runoff above cultivated fields and convey it to safe outlets or to divert water to water-spreading systems on rangeland.

2. Criteria. Standard design criteria for terraces, developed for local conditions, are available in local offices of the U.S. Soil Conservation Service and Extension Service and at state agricultural colleges. Terraces are usually designed to handle

runoff from a 10-year-frequency storm. The design of a terrace consists primarily of determining peak rates of flow at critical locations in the terrace system and selecting cross sections which will carry the design flow and permit normal farm operations. The capacities of upper sections of a terrace could be less than the downstream, but for ease of construction and farm operations a nearly uniform cross section is normally used. The spacing, or lateral distance between terraces, depends on the climate and

Table 21-26. Dimensions for Level and Graded Terraces*

Design depth d , ft	Dimension†	Land slope, per cent												
		1	2	3	4	5	6	7	8	10	12	14	16	
1.0	w	20 0	20 0	20 0	20 0	20 0	20 0	20 0	20 0	20 0	20 0	20 0	20 0	20 0
	a	5 45	5 83	6 15	6 43	6 67	6 88	7 06	7 22	7 50	7 73	7 92	8 08	8 08
	j	0 54	0 58	0 62	0 64	0 67	0 69	0 71	0 72	0 75	0 77	0 79	0 81	0 81
	b	9 09	8 33	7 69	7 14	6 67	6 25	5 88	5 56	5 00	4 54	4 17	3 85	3 85
1.5	w	30 0	30 0	30 0	30 0	30 0	30 0	30 0	30 0	30 0	30 0	30 0	30 0	30 0
	a	8 20	8 75	9 23	9 64	10 0	10 3	10 6	10 8	11 2	11 6	11 9	12 1	12 1
	j	0 82	0 88	0 92	0 96	1 00	1 03	1 06	1 08	1 12	1 16	1 19	1 21	1 21
	b	13 6	12 5	11 5	10 7	10 0	9 38	8 82	8 33	7 50	6 82	6 25	5 77	5 77
2.0	w	40 0	40 0	40 0	40 0	40 0	40 0	40 0	40 0	40 0	40 0	40 0	40 0	40 0
	a	10 9	11 7	12 3	12 9	13 3	13 8	14 1	14 4	15 0	15 5	15 8	16 2	16 2
	j	1 09	1 17	1 23	1 29	1 33	1 38	1 41	1 44	1 50	1 55	1 58	1 62	1 62
	b	18 2	16 7	15 4	14 3	13 3	12 5	11 8	11 1	10 0	9 09	8 33	7 69	7 69
2.5	w	50 0	50 0	50 0	50 0	50 0	50 0	50 0	50 0	50 0	50 0	50 0	50 0	50 0
	a	13 6	14 6	15 4	16 1	16 7	17 2	17 6	18 1	18 8	19 3	19 8	20 3	20 3
	j	1 36	1 46	1 54	1 61	1 67	1 72	1 76	1 81	1 88	1 93	1 98	2 02	2 02
	b	22 7	20 8	19 2	17 9	16 7	15 6	14 7	13 9	12 5	11 4	10 4	9 62	9 62
3.0	w	60 0	60 0	60 0	60 0	60 0	60 0	60 0	60 0	60 0	60 0	60 0	60 0	60 0
	a	16 4	17 5	18 5	19 3	20 0	20 6	21 2	21 7	22 5	23 2	23 8	24 2	24 2
	j	1 64	1 75	1 85	1 93	2 00	2 06	2 12	2 17	2 25	2 32	2 38	2 42	2 42
	b	27 3	25 0	23 1	21 4	20 0	18 8	17 6	16 7	15 0	13 6	12 5	11 5	11 5
3.0	w	90 9	97 2	102 6	107 1	111 1	114 6	117 6	120 4	125 0	128 8	131 9	134 6	134 6

* From U.S. Soil Conservation Service [33].

† Dimensions w , a , j , and b are in feet and are shown on Fig. 21-13. Dimension x is the cubic yards of excavation per 100 lineal ft of terrace.

on the erodibility of the soil; it usually ranges from 35 to 250 ft. A general spacing equation [35] is

$$L = \frac{200}{S} + 50 \quad (21-20)$$

where L is the horizontal distance between terraces in ft, and S is the land slope in per cent.

In the southeastern United States, where rainfall is greater, terraces need to be about 25 ft closer together [36]; the correct distance can be obtained by using 25 instead of 50 as the constant in Eq. (21-20).

Typical cross sections for one type of terrace are shown in Fig. 21-13. Dimensions and excavation quantities are given in Table 21-26, and design factors are given in Tables 21-27 and 21-28. Other standard cross sections and tables can be developed for any locality, using methods described in this section.

Design criteria for closed-end level terraces have been developed in states having large areas of highly permeable soils. The cross sections and dimensions shown in

Fig. 21-13 and Table 21-26 can also be used for level terraces, and Table 21-29 gives the corresponding amounts of storage in terms of inches of runoff from the terraced area. Contour furrows or trenches are similar to closed-end level terraces in purpose and design [37], but their dimensions and cross sections depend partly on the limitations in the use of construction equipment on steep mountain slopes.

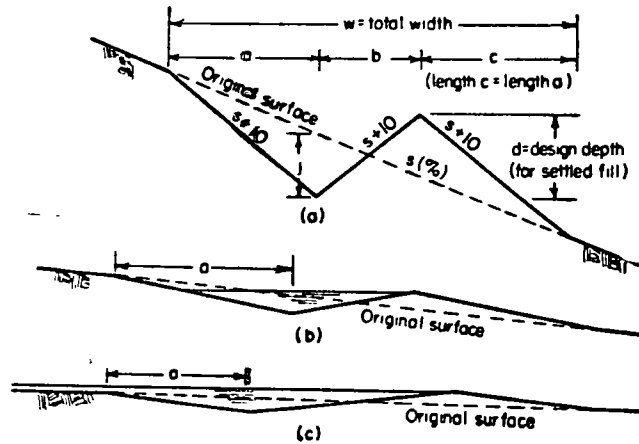


FIG. 21-13. (a) Definition sketch of a terrace cross section; vertical scale exaggerated. Sketches to scale showing (b) terrace on steep slope with flow area confined to excavated area, land slope = 10 per cent, design depth $d = 3$ ft; and (c) terrace on flat slope with flow area exceeding excavated area, land slope = 2 per cent, design depth $d = 3$ ft. Both sections are shown before aging.

Diversions also can be designed according to standard criteria [38], but the greater variation in conditions under which they are used generally makes it advisable to design each one individually.

3. Hydraulic Considerations. Detailed hydraulic studies are not necessary for closed-end level terraces or contour furrows and trenches, but it is important that

Table 21-27. Values of K in the Formula $q = Kar^{2.48}$ for Various Values of Channel Slope and Roughness Coefficient n^*

Channel slope		Manning's n						
%	ft/ft	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08
0.1	0.001	2.3	1.6	1.2	0.94	0.78	0.67	0.59
0.2	0.002	3.3	2.2	1.6	1.3	1.1	0.94	0.85
0.3	0.003	4.1	2.7	2.0	1.6	1.4	1.2	1.0
0.4	0.004	4.7	3.2	2.3	1.9	1.6	1.3	1.2
0.5	0.005	5.2	3.5	2.6	2.1	1.8	1.5	1.3
0.6	0.006	5.7	3.7	2.8	2.3	1.9	1.6	1.4
0.7	0.007	6.2	4.2	3.1	2.5	2.1	1.8	1.6
0.8	0.008	6.6	4.5	3.3	2.7	2.2	1.9	1.7
0.9	0.009	7.1	4.7	3.5	2.8	2.4	2.0	1.8
1.0	0.010	7.4	5.0	3.7	3.0	2.5	2.1	1.9

* From U.S. Soil Conservation Service [33].

NOTE: In the formula $q = Kar^{2.48}$, q is the discharge in cfs, $K = 1.49 \sqrt{s/n}$, where s is the channel slope in ft/ft and n is the Manning roughness coefficient, a is the channel cross-sectional area in sq ft, and r is the hydraulic radius in ft.

Table 21-28. Velocities in Terrace Channels*

Design depth d , ft	Values of K from Table 21-27									
	0.6	0.8	1.0	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0
	Average velocity, fps									
1.0	0.4	0.5	0.6	0.9	1.3	1.9	2.5	3.2	3.8	4.4
1.5	0.5	0.7	0.8	1.2	1.6	2.5	3.3	4.1	5.0	5.8
2.0	0.6	0.8	1.0	1.5	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0
2.5	0.7	0.9	1.2	1.7	2.3	3.5	4.6	5.8	7.0	8.1
3.0	0.8	1.0	1.3	2.0	2.6	3.9	5.2	6.6	7.9	9.2

* From U.S. Soil Conservation Service [33].

nonerosive velocities be maintained in graded terraces and diversions. Diversion design may require the development of detailed water-surface profiles. Smaller diversions can usually be designed from tables such as Table 21-30.

4. Hydrologic Considerations. *a. Level Terraces.* The hydrologic design of level terraces usually will involve a quick check to ascertain that the proposed terrace system will contain the volume of runoff of the specified frequency. Table 21-29 can be used to determine the storage in terms of inches of runoff for various slope and ridge heights based on the cross sections shown in Fig. 21-13.

Table 21-29. Storage Above Closed-end Level Terraces, in Inches Depth of Runoff from the Area Between Terraces*

Average land slope, %	Average distance between terraces, † ft	Maximum depth of storage, or design depth d (Fig. 21-13), for settled fill without freeboard, ft				
		1	1.5	2	2.5	3
		Storage in inches				
1	250	0.79	1.77	3.14	4.91	7.07
2	150	0.82	1.84	3.27	5.10	7.35
3	117	0.84	1.89	3.37	5.26	7.57
4	100	0.87	1.95	3.47	5.42	7.81
5	90	0.89	2.00	3.56	5.56	8.00
6	83	0.90	2.03	3.61	5.65	8.13
7	79	0.89	2.01	3.57	5.58	8.04
8	75	0.89	2.00	3.56	5.56	8.00
10	70	0.86	1.93	3.43	5.36	7.71
12	67	0.81	1.83	3.26	5.09	7.33
14	64	0.78	1.76	3.13	4.88	7.03
16	62	0.74	1.67	2.98	4.65	6.70

* From U.S. Soil Conservation Service [33].

† Computed using Eq. (21-20). With smaller average distances the storage is greater. For example, with a 2 per cent land slope and a 1.5-ft design depth d , the storage for a terrace spacing of 115 ft is $1.84 \times 1.15 = 2.40$ in.

Example 21-18. A system of closed-end level terraces is proposed for a field with a fairly uniform slope of 3 per cent and soils having a fairly high infiltration rate (the soil is estimated to be midway between hydrologic soil groups A and B). A good rotation is planned, with the poorest condition from the hydrologic standpoint occurring when the field is in contoured row crop. Determine the height of terrace ridge (*d*) required to contain the runoff from a 25-year-frequency storm of 24-hr duration.

1. Determine the runoff curve number (CN) for "Row crop, contoured, good condition," using Table 21-12. By interpolation between values for soil groups A and B, the value is found to be 70.

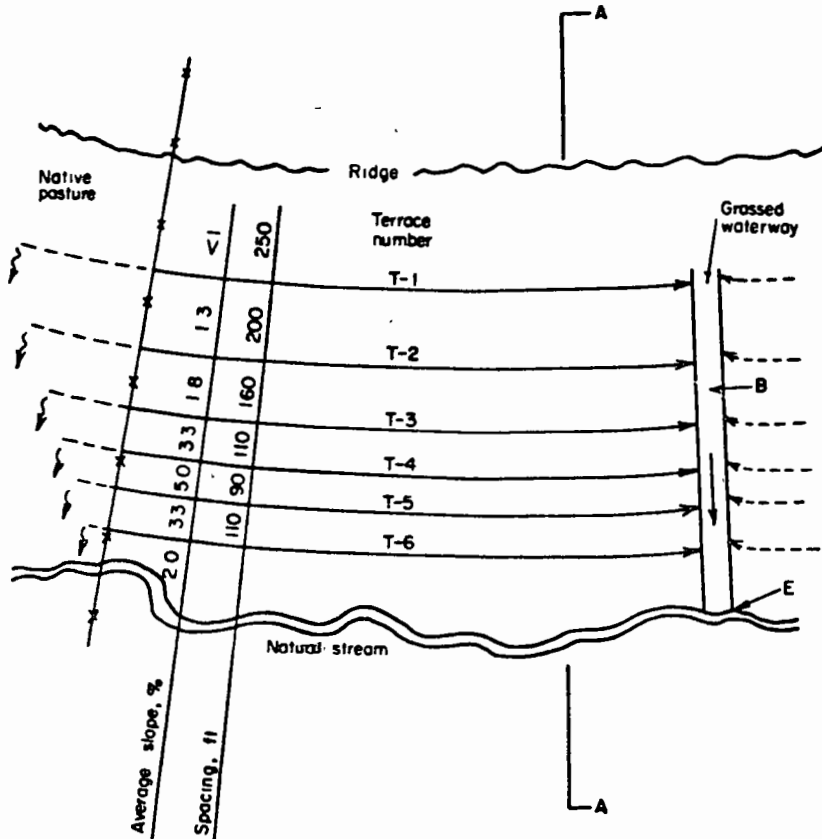


FIG. 21-14. Typical graded-terrace layout with alternative possibilities for water disposal by use of available grassed area (native pasture) or by use of grassed waterway into which one or two terrace layouts may discharge flows.

- Determine the rainfall for a 25-year-frequency storm of 24-hr duration for this location. From available maps [5] this is found to be 4.88 in.
- Estimate the surface runoff. Enter Fig. 21-6 with $P = 4.88$ in. and $CN = 70$ and read $Q = 1.95$ in.
- Estimate the total runoff. Assuming that the ponding surface during the rain will be approximately one-fourth of the area between the terraces and that this area will produce 100 per cent runoff, the total runoff for the area would be $\frac{3}{4} \times 1.95 + \frac{1}{4} \times 4.88 = 2.68$ in.
- Determine the required ridge height. Enter Table 21-29 with a land slope of 3 per cent and runoff of 2.68 in., and find that a ridge height of nearly 2 ft is required. More

precisely, a required height of 1.8 ft is determined by logarithmic interpolation. A free-board of about 0.5 ft would normally be added.

b. Graded Terraces. When standard dimensions such as those of Table 21-26 are used, the hydrologic design will be based on determination of the peak rates of flow at critical points along the proposed terrace system and the choice of a cross section that will carry the maximum flow. Flood routing ordinarily will not be necessary.

Example 21-19. Given the cultivated field shown in Fig. 21-14, design a graded-terrace system to control a 10-year-frequency peak rate of runoff.

1. Make a field reconnaissance to determine land slopes and to select tentative locations of the terraces and outlet. A sketch map or aerial photograph of the field will be sufficient for making a tentative layout and for determining drainage areas. Land slopes are measured with a hand level, and distances are determined from the aerial photo or by rough chaining or pacing. The terrace outlet is located in a natural depression to save construction costs. When a natural outlet is not available, the outlet is located near a field boundary for convenience in farming operations.

2. Determine the horizontal spacing of the terraces. Where terracing has been used in an area, local experience should be considered in determining the horizontal spacing. In this case, spacing was determined by Eq. (21-20) and is shown in Fig. 21-14. Note that it is possible to use parallel terraces because of the uniformity of the slope of the field. In any case, terraces should be kept as nearly parallel as possible, even if it is necessary to change terrace grades or to make some cuts and fills [36].

3. Determine the drainage area of each terrace. For this example they are:

Terrace.....	T-1	T-2	T-3	T-4	T-5	T-6
Drainage area, acres ...	9.2	7.4	6.0	4.2	3.5	4.4

4. Determine the design flow at the terrace outlets. Using the method illustrated in Example 21-13, the design flow (10-year-frequency peak rate) for the poorest hydrologic condition is 14 cfs at the end of terrace T-1. The peak rates for the remaining terraces will be proportional to the drainage areas; for this given range of areas (Fig. 21-8) the design rates are:

Terrace.....	T-1	T-2	T-3	T-4	T-5	T-6
Design peak, cfs.....	14.0	11.3	9.1	6.4	5.3	6.7

5. Estimate the probable range in Manning's n and the maximum nonerosive velocity. The channel velocity will be greatest when the field is relatively bare. Under these conditions, Manning's n for the terrace channel would probably be about 0.03. During the preharvest period for grain crops, Manning's n would probably increase to about 0.06. The maximum nonerosive velocity for the soil type is estimated to be about 2.5 fps.

6. Determine the design depth (d in Fig. 21-13). The size of the channel is determined by the capacity required when Manning's n reaches its maximum. Use the terrace with the largest ratio of design discharge to land slope (q/s), and determine one design depth for the entire system. This will usually be the top terrace, as it is in this case. Entering Table 21-27 with the maximum value of n ($= 0.06$), select a terrace grade and determine the value of $K = 1.49 \sqrt{s/n}$. Assuming a grade of 0.5 per cent for the first try, K is found to be 1.8. Next, determine the ratio q/K , which for terrace T-1 is $14.0/1.8 = 7.8$. Enter Fig. 21-15 with this ratio and the land slope (1 per cent) for T-1, and read a design depth d of just over 1 ft (use $d = 1$ ft).

7. Determine if the permissible maximum velocity (2.5 fps) will be exceeded with a design depth of 1 ft. Determine the value of K for the minimum expected value of Manning's n ($= 0.03$) and the terrace grade of 0.05 per cent. Using Table 21-27, find $K = 3.5$. Enter Table 21-28 with $d = 1$ and $K = 3.5$, and find the velocity, by interpolation, to be



Table 21-30. Discharge Factors, Flow Areas, and Flow Depths for Diversions with Side Slope $z = 1.5$ and 4^*

(q = discharge, cfs; n = Manning's n ; s = channel slope, ft/ft; a = flow area, ft²; D = design flow depth, ft; b = bottom width, ft)

qn	$s = 0.001$			$s = 0.003$			$s = 0.005$				
	a †	D in ft for $b =$		a †	D in ft for $b =$		a †	D in ft for $b =$			
		0	6		12	0		6	12	0	6
Side slope $z = 1.5$											
0.1	3.02	1.4	...	2.00	1.2	...	1.65	1.1	...		
0.3	6.90	2.1	1.0	4.57	1.7	...	3.78	1.6	...		
0.5	10.1	2.6	1.3	6.70	2.1	0.9	5.53	1.9	...		
1	17.0	3.4	1.9	11.3	2.7	1.4	9.30	2.5	1.2		
1.5	23.0	3.9	2.4	15.3	3.2	1.8	12.6	2.9	1.5		
2	28.6	4.4	2.8	2.0	19.0	3.6	2.1	15.6	3.2	1.8	
3	38.8	5.1	3.5	2.6	25.7	4.1	2.6	1.8	21.2	3.8	2.3
4	48.1	5.7	4.0	3.0	31.9	4.6	3.0	2.1	26.3	4.2	2.7
5	56.8	6.2	4.5	3.3	37.7	5.0	3.4	2.4	31.1	4.6	3.0
6	65.3	6.6	4.9	3.7	43.2	5.4	3.7	2.7	35.7	4.9	3.3
8	81.0	7.4	5.6	4.4	53.6	6.0	4.3	3.2	44.3	5.4	3.8
10	95.8	8.0	6.2	4.9	63.4	6.5	4.8	3.6	52.4	5.9	4.3
12	110	8.6	6.8	5.5	72.7	7.0	5.2	4.0	59.9	6.3	4.6
14	123	9.1	7.3	5.9	81.7	7.4	5.6	4.4	67.3	6.7	5.0
16	136	9.5	7.7	6.3	90.3	7.8	6.0	4.8	74.3	7.0	5.3
18	149	10.0	8.2	6.8	98.7	8.1	6.3	5.1	81.3	7.4	5.6
20	161	10.4	8.5	7.1	106	8.4	6.7	5.3	88.0	7.7	5.9
Side slope $z = 4$											
0.1	3.58	0.9	...	2.37	0.8	...	1.96	0.7	...		
0.3	8.13	1.4	...	5.38	1.2	...	4.46	1.1	...		
0.5	12.0	1.7	1.2	7.93	1.4	...	6.55	1.3	...		
1	20.1	2.2	1.6	13.3	1.8	1.2	11.0	1.7	1.1		
1.5	27.2	2.6	2.0	18.1	2.1	1.5	14.9	1.9	1.3		
2	33.8	2.9	2.3	1.8	22.4	2.4	1.7	...	18.5	2.2	1.5
3	45.8	3.4	2.7	2.2	30.4	2.8	2.1	...	25.1	2.5	1.9
4	56.9	3.8	3.1	2.6	37.7	3.1	2.4	1.9	31.1	2.8	2.2
5	67.2	4.1	3.4	2.9	44.6	3.3	2.7	2.2	36.8	3.0	2.4
6	77.1	4.4	3.7	3.2	51.0	3.6	2.9	2.4	42.1	3.2	2.6
8	95.6	4.9	4.2	3.7	63.3	4.0	3.3	2.8	52.1	3.6	3.0
10	113	5.3	4.6	4.1	74.9	4.3	3.7	3.1	61.8	3.9	3.3
12	130	5.7	5.0	4.4	85.9	4.6	4.0	3.4	70.9	4.2	3.5
14	146	6.0	5.3	4.7	96.4	4.9	4.2	3.7	79.6	4.5	3.8
16	161	6.3	5.8	5.0	107	5.2	4.5	4.0	88.1	4.7	4.0
18	175	6.6	5.9	5.3	116	5.4	4.7	4.1	96.2	4.9	4.2
20	190	6.9	6.2	5.6	126	5.6	4.9	4.3	104	5.1	4.4

* From U.S. Soil Conservation Service [33].
 † Cross-sectional areas are for the triangular channel ($b = 0$) but can be used with the trapezoidal channels, in the range shown, without significant error in mean velocities. For example, in the table for $z = 1.5$, under $s = 0.001$ at $qn = 10$, the given area is 95.8 ft² while the actual area for that channel with $b = 12$ ft is 97.5 ft².

2.2 fps. Since the velocity is below the maximum permissible, the selected grade of 0.5 per cent and depth of 1 ft may be used.

8. Determine the other terrace dimensions using Table 21-26.
9. Complete the design of the terrace system by determining the dimensions of the terrace outlet, using the methods of Example 21-21.

c. *Diversions.* Standard dimension tables for diversions are usable for a variety of diversion design problems [38]. Table 21-30 is a condensed design table to be used as in the following example.

Example 21-20. Design a diversion to protect the irrigated land shown in Fig. 21-16. The climate is semiarid (annual rainfall is 12 in.), and the design is to provide protection from a 10-year-frequency peak rate of flow.

1. Make a field survey or use available maps or aerial photographs to delineate the drainage area above the land to be protected. Determine the approximate slope of the

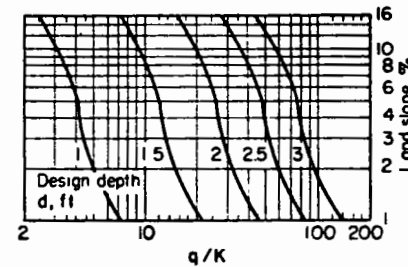


FIG. 21-15. Design chart for graded terraces. (U.S. Conservation Service [33].)

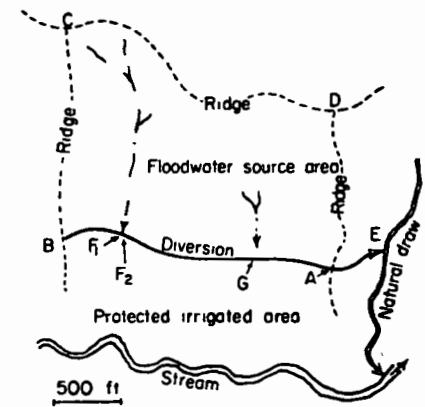


FIG. 21-16. Use of a diversion to protect agricultural land from upland runoff.

drainage area, select the approximate location of the diversion, make a profile of the selected location, and take cross sections at changes in land slope along the profile. In this case, point A was selected as far down the slope as possible and a grade channel slope of 0.001 was assumed for tentatively locating the diversion in order to determine drainage areas.

2. Estimate the 10-year-frequency peak rates of flow at critical points along the diversion. In this case, critical points will be at F_1 , F_2 , A, and E. Drainage areas at these points are 4, 51, 155, and 166 acres, respectively. Using the method shown in Example 21-13 with $W = 75$ for all areas, a rainfall factor of 0.50 from Fig. 21-9, a frequency factor of 0.35 from Table 21-23, and peak rates taken from Fig. 21-8, the 10-year-frequency peak rates at F_1 , F_2 , A, and E are 5.3, 48, 126, and 135 cfs, respectively.

3. Estimate a value of Manning's n for the diversion channel. In this case, the channel can be expected to be sparsely vegetated and a conservative (high) estimate of n would be 0.040.

4. Estimate the maximum nonerosive velocity for the channel soil and vegetative conditions. The final design velocity should be reasonably close to the maximum nonerosive velocity, to avoid both scour and silting. For this example, 3.5 fps will be used.

5. Select channel slopes and dimensions. For this example, the side slope z will be 1.5 where it is necessary to cross the diversion with farm machinery, a value of $z = 4$ is more appropriate. Compute qn and a for each critical point on the diversion. For example, the design discharge at A is 126 cfs; $n = 0.040$, therefore $qn = 5.0$. The nonerosive velocity is 3.5 fps, and $a = q/v$; therefore $a = 36.0$ ft². Entering Table 21-30 where $z = 1.5$ and on the line where $qn = 5.0$, a value of $a = 37.7$ ft² is found for a slope of 0.003. Since the value of $a = 37.7$ is very near the required $a = 36.0$, use the slope of 0.003 at this point. A bottom width of $b = 6.0$ ft is used in this example. Computations for all

critical points along the diversion are listed below:

Item	At F_1	At F_2	At A	At E
10-year-frequency design flow = q , cfs.....	5.3	48	126	135
Manning's n	0.040	0.040	0.040	0.040
Discharge factor = qm	0.2	1.9	5.0	5.4
Nonerosive velocity, fps.....	3.5	3.5	3.5	3.5
Minimum flow area, ft^2	1.5	13.7	36.0	38.6
Selected upstream channel slope, ft/ft.....	0.005	0.005	0.003	0.003
Design flow area, ft^2	2.8	15.0	37.7	40.4
Design velocity, fps.....	1.9	3.2	3.3	3.3
Design bottom width, ft.....	0	0	6	6
Design flow depth, ft.....	1.4	3.1	3.4	3.5

6. Check to determine if the selected channel slopes give suitable elevations at B and E , Fig. 21-16. If the diversion goes too far uphill or downhill at B , it may be desirable to repeat the calculations of step 5.

Item	B	F_2	A	E
Distance, ft.....	450	1,580	440	
Slope, ft/ft.....	0.005	0.003	0.003	
Rise, ft.....	2.25	4.74	-1.32	
Elevation, ft.....	106.99	104.74	100.0	98.68

7. Add freeboard. This will normally be 0.5 ft, but more may be needed at points F and G , where flow concentrates.

B. Grassed Waterways

Grassed waterways are the most economical and most widely used means of conveying surface runoff from farm fields at nonerosive velocities. They provide protection against soil erosion, and the vegetation in them (usually grasses or grass-legume mixtures) can be grazed or mowed for hay.

1. Construction Types. A grassed natural draw is the most desirable waterway, since it is already available and the time and cost of shaping the channel and establishing vegetation are eliminated.

However, when additional flow is added, as from a diversion or terrace system, its capacity should be checked. Natural waterways are generally parabolic in section; constructed waterways may be parabolic, trapezoidal, or triangular, with shallow depths of flow. When design discharges are large, it is often necessary to divide the flow and use two or more waterways to avoid excessive velocities. Where soils remain wet, it may also be necessary to use tile drains to maintain satisfactory vegetative cover.

2. Criteria. Grassed waterways are usually designed to convey a 10-year-frequency peak rate of flow. They are planned without the use of flood routing. The depth of the design flow in the waterway should exceed critical depth. Nor-

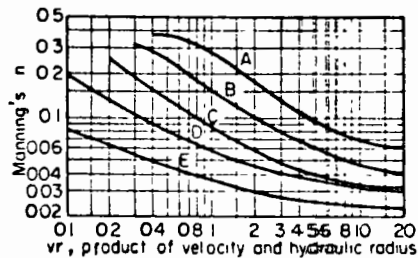


FIG. 21-17. Relation between Manning's roughness coefficient and the product of velocity and hydraulic radius. The curves A to E represent various degrees of vegetative retardance, A for very high, B for moderate, C for moderate, D for low, and E for low vegetative retardance.

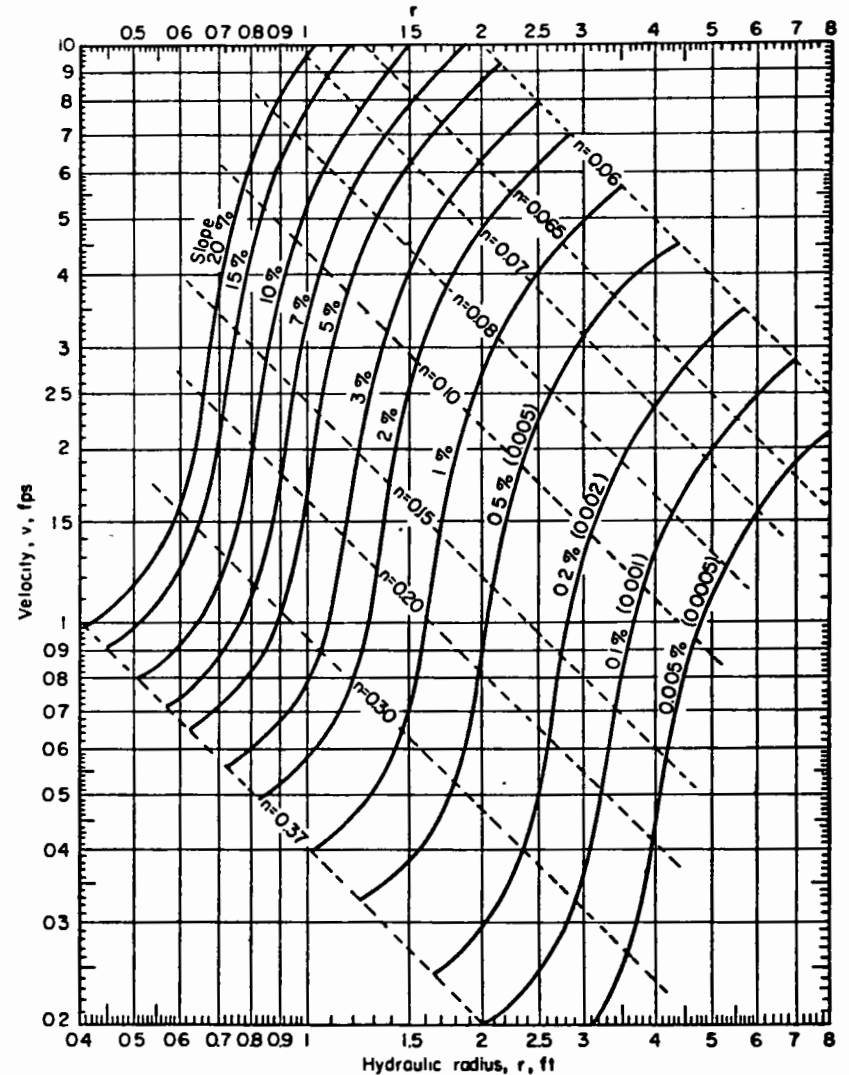


FIG. 21-18. Solution of the Manning equation for retardance A (very high vegetative retardance). (U.S. Soil Conservation Service [39].)

normally, the top widths of constructed waterways will be kept between 10 and 100 ft and the design depth in the center of the waterway will be at least 0.5 ft.

3. Hydraulic Considerations. Graphs and charts are available for the hydraulic design of constructed waterways [39]. Some of them are reproduced as Figs. 21-17 to 21-22. The hydraulic features of parabolic channels [40, 44] can be used to estimate the necessary top widths of natural parabolic waterways. If one top width and corresponding center depth are known for a parabolic channel, the top width for any other depth may be estimated by the following relationship:

$$T = T_m \sqrt{\frac{D}{D_m}} \tag{21-21}$$

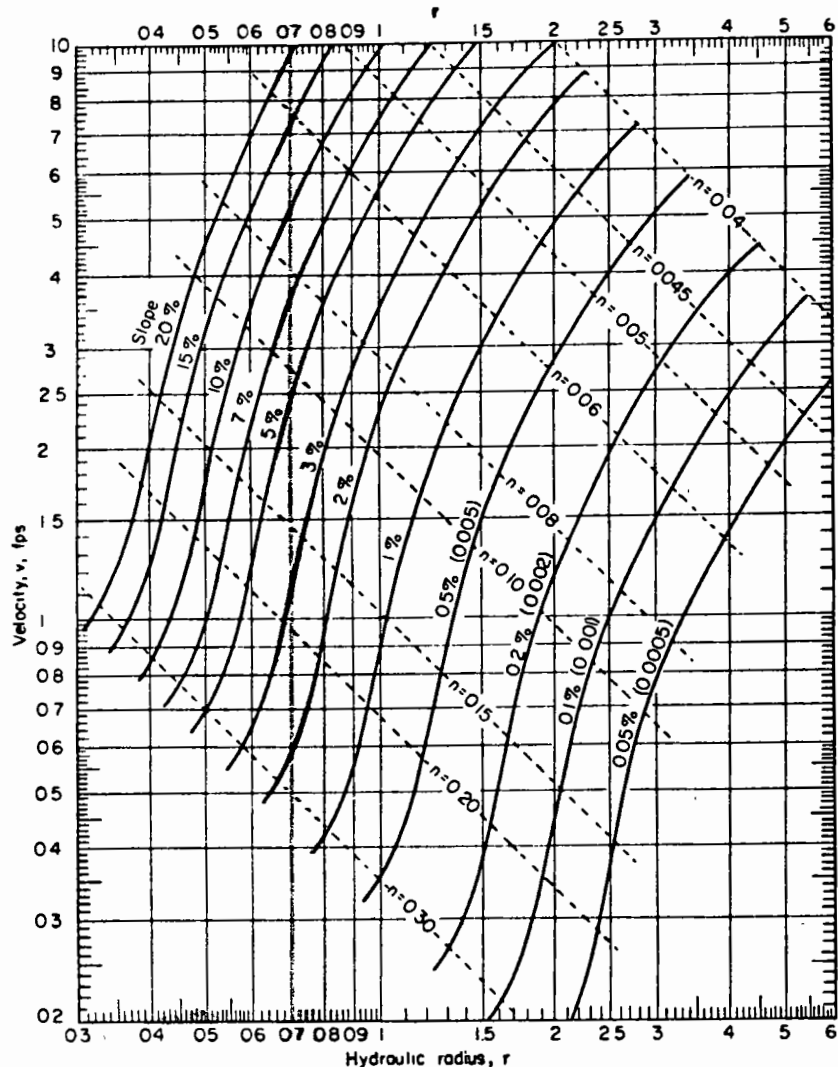


FIG. 21-19. Solution of the Manning equation for retardance B (high vegetal retardance). (U.S. Soil Conservation Service [39].)

where T is the top width for depth of flow D in ft, D is the depth of flow in the center of the channel in ft, T_m is the measured top width at depth of flow D_m in ft, and D_m is the measured depth of flow in the center of the channel in ft.

The hydraulic radius for a shallow parabolic channel can be closely approximated by

$$r = \frac{2}{3}D \tag{21-22}$$

where r is the hydraulic radius in ft, and D is the depth of flow in the center of the channel in ft.

The area of a parabolic channel ($a = \frac{2}{3}TD$) may therefore be closely approximated

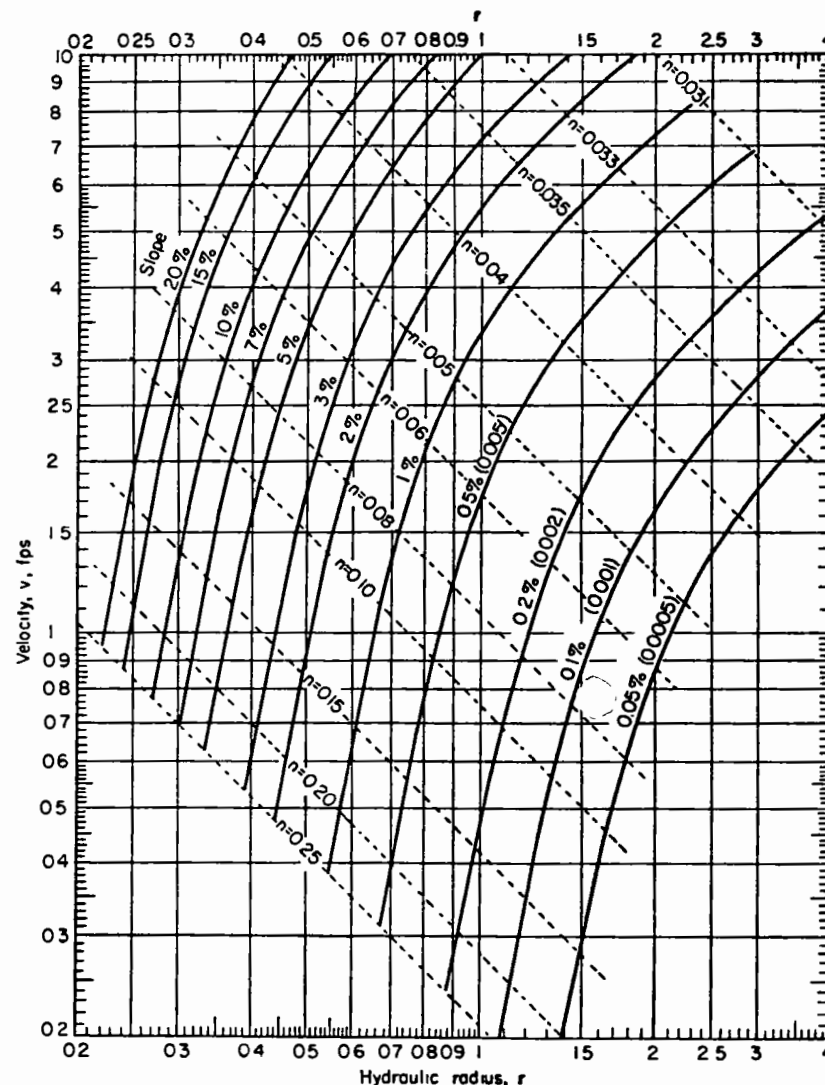


FIG. 21-20. Solution of the Manning equation for retardance C (moderate vegetal retardance). (U.S. Soil Conservation Service [39].)

by

$$a = rT \tag{21-23}$$

and since

$$q = av \tag{21-24}$$

where q is the discharge in cfs, a is the cross-sectional area in ft², and v is the average velocity in fps, the discharge for shallow parabolic channels may be closely approximated by

$$q = \frac{2vDT}{3} \tag{21-25}$$

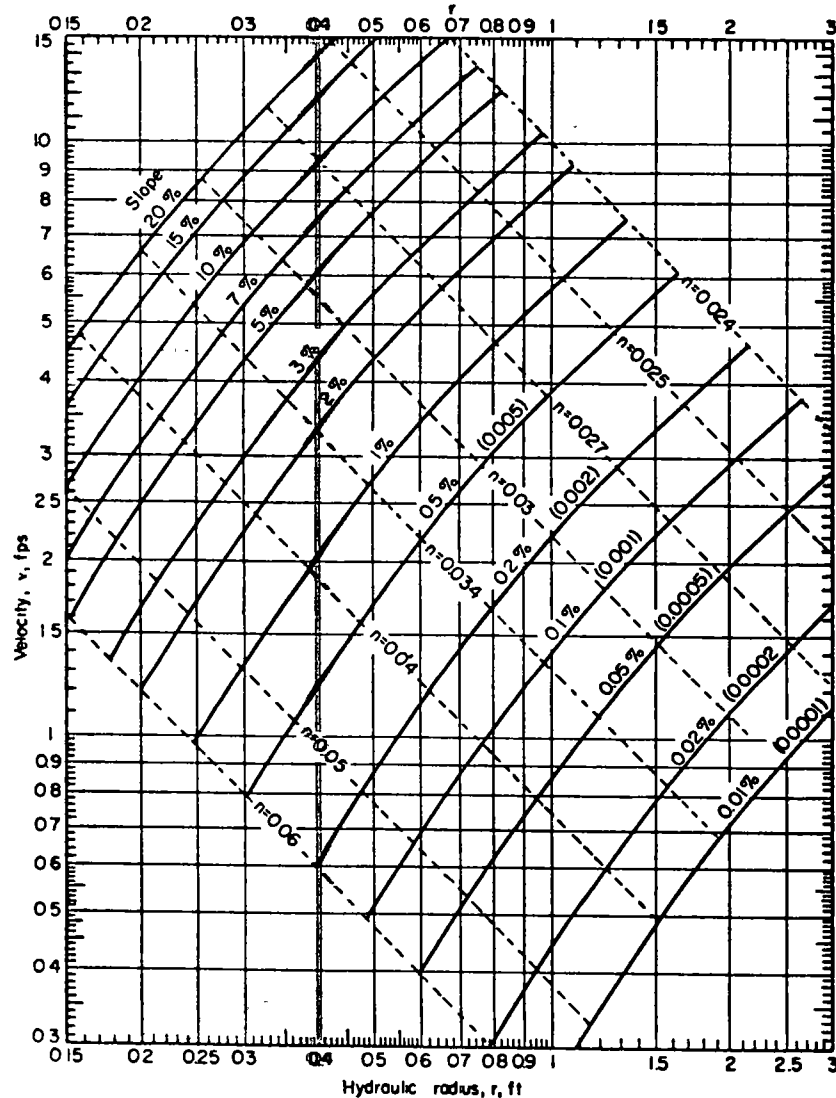


FIG. 21-21. Solution of the Manning equation for retardance *D* (low vegetal retardance). (U.S. Soil Conservation Service [39].)

The critical velocity-depth relationships for use in the design of shallow parabolic channels, shown in Table 21-31, are based on Eq. (21-22) and the relation $D_c = 0.0166v_c^3$ where D_c is the critical depth in feet and v_c is the critical velocity in feet per second.

4. Hydrologic Considerations. Grassed waterways are designed to convey peak rates of flow, disregarding effects of channel storage. These peak rates must be determined for application in the design.

Example 21-21. Design a grassed waterway as an outlet for the terrace system shown in Fig. 21-14. The waterway will be located at *B*, on easily eroded soil, varying in slope

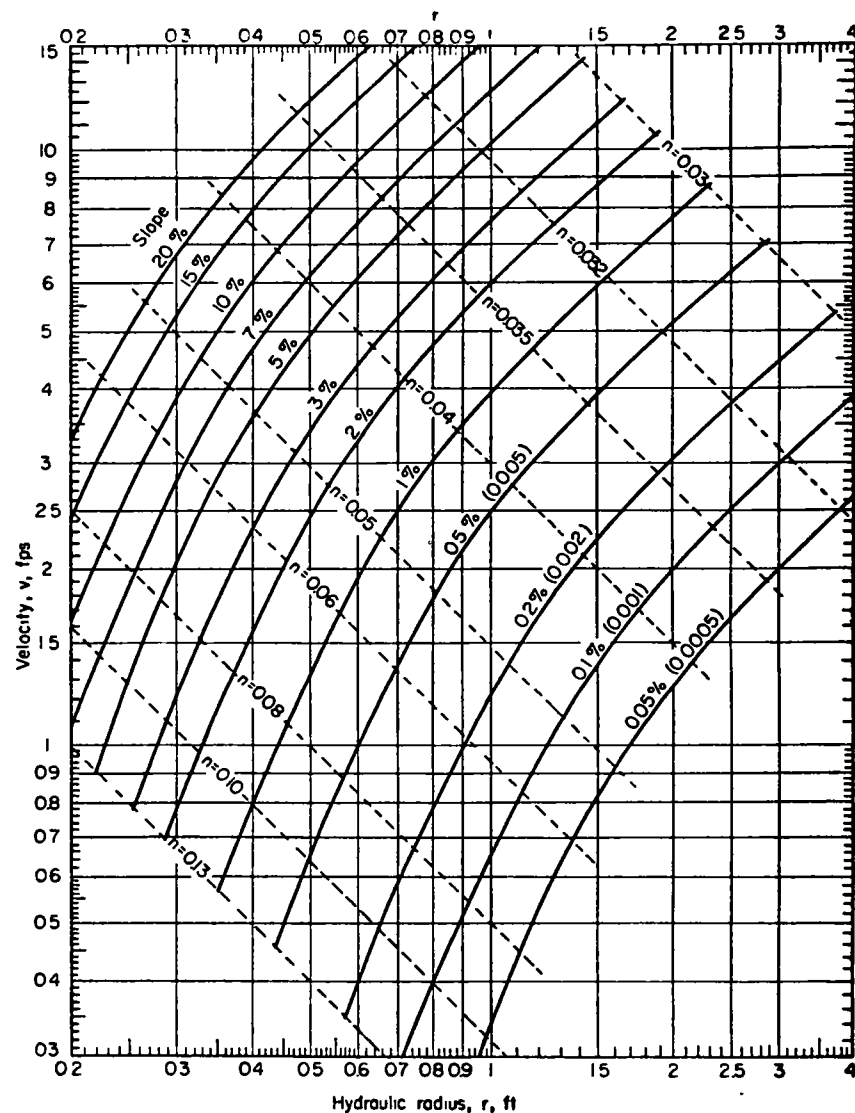


FIG. 21-22. Solution of the Manning equation for retardance *E* (very low vegetal retardance). (U.S. Soil Conservation Service [39].)

as shown in Fig. 21-23. The plan is to seed the waterway with a brome-alfalfa mixture and to keep it mowed when the vegetation is established. For details on the design of the terrace, see Example 21-19.

1. Determine the design rates of flow for critical points along the waterway. The drainage areas are shown in Table 21-34, line 1. The peak rates of flow, obtained by the method illustrated in Example 21-13, are listed in line 2. Note that accumulated drainage areas are used in determining these peak rates. Slightly higher peak rates would be obtained if it were assumed that peak flows for individual terraces (see Example 21-13, step 4) would coincide in time.

2. Determine the slope of the waterway. Minor irregularities will be removed during

Table 21-31. Critical Velocity-depth Relations for Parabolic Channels

v_c , fps	D_c , ft	r , ft	v_c , fps	D_c , ft	r , ft
1 0	0 047	0 03	5 0	1 16	0 78
1 5	0 105	0 07	5 5	1 41	0 84
2 0	0 186	0 12	6 0	1 68	1 12
2 5	0 291	0 19	6 5	1 97	1 31
3 0	0 419	0 28	7 0	2 28	1 52
3 5	0 571	0 38	7 5	2 62	1 75
4 0	0 746	0 50	8 0	2 98	1 99
4 5	0 944	0 63			

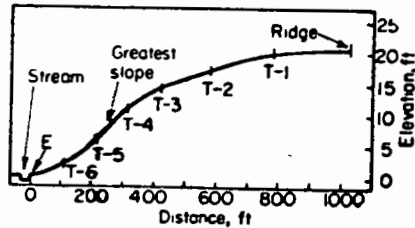


FIG. 21-23. Profile of the terrace outlet used in Example 21-22.

Table 21-32. Permissible Velocities for Channels Lined with Vegetation*

Cover	Slope range, %	Permissible velocity, fps	
		Erosion- resistant soils	Easily eroded soils
Bermuda grass	Up to 5	8	6
	5 to 10	7	5
	Over 10	6	4
Buffalo grass Kentucky bluegrass Smooth brome Blue grama	Up to 5	7	5
	5 to 10	6	4
	Over 10	5	3
Lespedeza sericea Weeping lovegrass Yellow bluestem Kudzu Alfalfa Crabgrass Common lespedeza Sudan grass†	Up to 5†	3 5	2 5
	Up to 5‡	3 5	2 5
	Up to 5§	3 5	2 5

* From U.S. Soil Conservation Service [39]. Values apply to average, uniform stands of cover. Velocities exceeding 5 fps are to be used only where good covers and proper maintenance can be obtained.

† Not to be used on slopes steeper than 5 per cent except for side slopes in a combination channel.

‡ Annuals—used on mild slopes or as temporary cover until permanent covers are established.

§ Use on slopes steeper than 5 per cent is not recommended.

construction; however, the general slope of the land will be followed, and the values in per cent are listed in Table 21-34, line 3. Note that maximum slope is between T-4 and T-5; since this will be a high-velocity section in the waterway, it is used as a starting point in design.

3. Determine the "permissible" velocity. Using Table 21-32, a velocity of 5 fps is found to be satisfactory for easily eroded soils on a slope of up to 5 per cent. A cover of brome is used since it will dominate the mixture.

4. Determine the vegetal retardance. Table 21-33 gives a vegetal retardance of D for a good stand of vegetation from 2 to 6 in. (mowed) in height.

5. Determine whether or not critical flow will occur. Enter Fig. 21-21 (D retardance) with $v = 5$ fps and $s = 5$ per cent, and read $r = 0.51$. This value of r is less than that

Table 21-33. Guide to Selection of Vegetal Retardance*

Average height of vegetation, in.	Degree of retardance	
	Good stand	Fair stand
More than 30.....	A	B
11 to 24.....	B	C
6 to 10.....	C	D
2 to 6.....	D	D
Less than 2.....	E	E

* From U.S. Soil Conservation Service [39].

Table 21-34. Computations for Design of Grassed Waterway

Item	Location						
	T-1	T-2	T-3	T-4	T-5	T-6	E
1. Accumulated area, acres..	9 2	16 6	22 6	26 8	30 3	34 7	34 7
2. Peak, cfs.	14	23	30	35	40	45	45
3. Slope, %	1 1	1 6	2 6	4 2	4 2	2 7	1 4
4. r , ft....	0 64	0 58	0 50	0 42	0 42	0 49	0 60
5. v , fps	2 20	2 42	2 80	3 34	3 34	2 86	2 34
6. a , ft ³	6 4	9 5	10 7	10 5	12 0	15 7	19 2
7. T , ft	10	16	21	25	29	32	32
8. D , ft....	0 96	0 87	0 75	0 63	0 63	0 74	0 90

shown for $v = 5$ fps in Table 21-31; therefore critical flow will occur, and it is necessary to select a lower design velocity. A suitable value is $v = 3.5$ fps, with $r = 0.40$, $n = 0.051$, and $a = q/v = 40/3.5 = 11.4$ ft³.

6. Determine the channel shape. For a parabolic section, the design center depth D is found to be 0.60 ft by using Eq. (21-22). The top width T is found to be 28.3 ft by using Eqs. (21-22) and (21-23), or $T = 3a/2D$. Note that this value is used for the section between T-4 and T-5.

7. Determine top widths and center depths for other locations in the waterway by repeating steps 5 and 6, and list the results in Table 21-34.

8. Use Eq. (21-21) to compute the widths for two or three other depths in each section to obtain depths and widths for construction.

C. Grade-stabilization Structures

When the velocity of flow exceeds allowable limits for vegetative waterways, then structures of masonry, concrete, or metal can be used to reduce grades.

1. **Construction Types.** Chute spillways, drop spillways, and pipe spillways with hood or drop inlets are the principal types of structures used in grade stabilization of waterways (Figs. 21-24 and 21-25). Chute spillways are used where it is necessary to make large drops in channel elevation, as in reservoir spillways or in the stabilization of deep gullies. Drop spillways are used where a small drop in channel elevation is required and it is necessary to handle large rates of flow; a box inlet is often used to increase the capacity of the structure. Pipe spillways are often used with earth dams. They have relatively low capacities, and water is stored behind the dam to reduce the peak rates of outflow. Inlets of the drop or hood type are used to reduce the priming head, and antivortex devices and trash racks are used to maintain the hydraulic capacity [41].

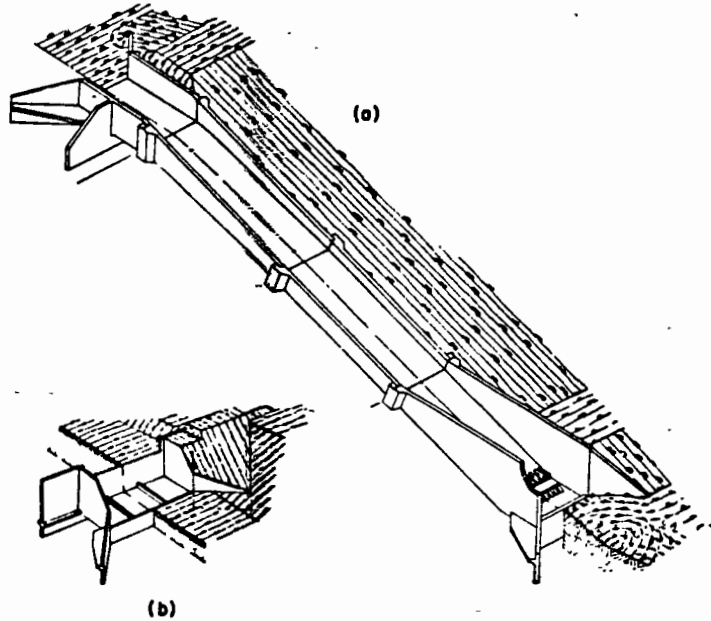


FIG. 21-24. (a) Typical chute spillway with one wing wall cut away to show baffles. (b) Typical drop spillway.

2. **Criteria.** Small drop spillways in waterways are generally designed for the same flow as the waterway. Larger and more costly grade-stabilization structures are designed to control at least a 25-year-frequency flow, and a freeboard of 1 ft or more is used with chute and drop spillways. Freeboard for pipe spillways is provided in the design of the emergency spillway for the dam.

3. **Hydraulic Considerations.** Spillway entrance capacities will be discussed briefly since they will be used in hydrologic computations.

a. **Chute and Drop Spillways.** Inflow capacities can be estimated using

$$q = 3.1LH^{3/2} \tag{21-26}$$

where q is the discharge in cfs, L is the length of weir in ft, and H is the depth of flow above the crest of the weir in ft.

The length of the weir of a box inlet is twice the length of the box plus the width; if necessary, this figure is modified to allow for the approach channel width. The depth of flow H is determined at a point a short distance upstream from the crest of the weir. When the velocity of approach is great, H is the energy head (depth plus velocity head). Proportioning the hydraulic capacities of various parts of structures follows the requirements of non-uniform flow [42].

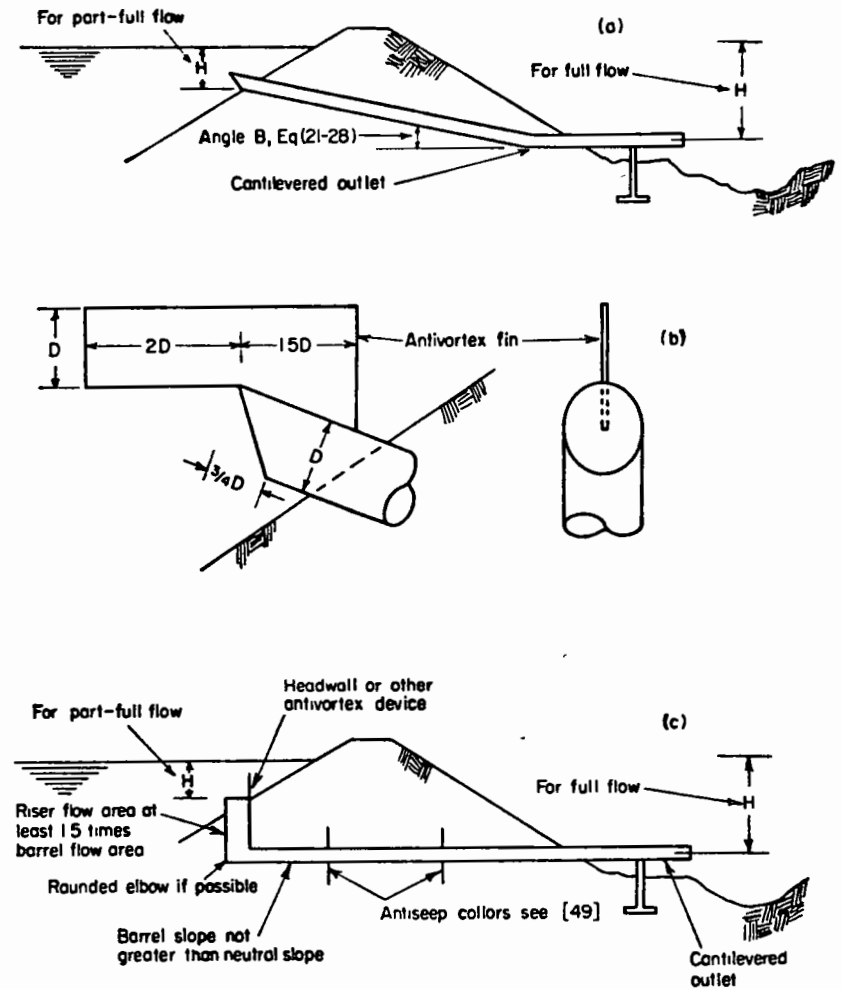


FIG. 21-25. Definition sketches for small dam with a pipe spillway: (a) Use of pipe spillway with hood inlet, (b) details of hood inlet showing antivortex fin, and (c) use of pipe spillway with drop inlet.

b. **Pipe Spillways.** The inflow capacity of a pipe spillway at full flow is estimated by

$$q = a \sqrt{\frac{2gH}{1 + K_e + K_b + K_f L}} \tag{21-27}$$

- where q = discharge, cfs
- a = cross-sectional area of pipe, ft²
- g = 32.2 ft/sec²
- H = total head, ft
- K_e = coefficient for entrance loss
- K_b = coefficient for bend loss
- K_f = coefficient for pipe friction loss
- L = length of pipe, ft

Table 21-35. K_b for Selected Values of n and B for Pipe Spillways

	Concrete pipe ($n = 0.015$)	Corrugated-metal pipe ($n = 0.025$)
Straight.....	0	0
Angle = 30°.....	0.15	0.25
Angle = 60°.....	0.30	0.50
Angle = 90°.....	0.45	0.75

Table 21-36. Values of K_p for Selected Values of n and D for Pipe Spillways*

Pipe diameter, in.	Manning's n			
	0.010	0.015	0.020	0.025
6	0.0657	0.105	0.187	0.292
12	0.0165	0.0417	0.0741	0.116
18	0.0108	0.0243	0.0431	0.0674
24	0.00735	0.0165	0.0294	0.0459
30	0.00546	0.0123	0.0218	0.0341
36	0.00428	0.00963	0.0171	0.0267
42	0.00348	0.00784	0.0139	0.0218
48	0.00292	0.00656	0.0117	0.0182
54	0.00249	0.00561	0.00997	0.0156
60	0.00217	0.00487	0.00866	0.0135

* From Culp et al. [43].

Table 21-37. Upstream Head and Discharge Ratios for Pipes Flowing Partly Full*

h/D	0.2	0.4	0.6	0.8	1.0	1.2
$q/D^{3/2}$	0.16	0.46	0.88	1.56	2.20	2.80

* From Culp et al. [43].

A value of $K_p = 0.5$ may be taken for the commonly used sharp-edged pipe. K_b will be equal to zero if the pipe is straight throughout; however, if there is a bend, the coefficient is [43]

$$K_b = \frac{nB}{3} \tag{21-28}$$

where n is Manning's n for the pipe, and B is the deflection angle (Fig. 21-25) in deg. Selected values of K_b are given in Table 21-35. Values of K_p for circular pipe [43] may be determined by

$$K_p = \frac{5,100n^3}{D^{4.5}} \tag{21-29}$$

where D is the inside diameter of the pipe in inches. Table 21-36 gives values of K_p for selected diameters.

At low heads the pipe flows partly full, with the inlet acting as a weir. Under such conditions, the ratios of Table 21-37 may be used with h equal to depth of water in feet above the pipe entrance invert.

c. Submergence The type of pipe flow and the capacity are affected by submergence of the outlet. The entrance capacity of a chute spillway is not affected, but drop structures of some types may have a reduced discharge when tailwater is high. The effects of submergence can be determined by methods given in King's handbook [44].

4. Hydrologic Considerations. A "full-flow" design is used where the storage behind the structure is negligible and the spillway must carry the entire flow at its peak rate. The hydrologic studies consist of determining the peak rate of flow of the design storm. The methods used in Examples 21-12 and 21-13 are generally applied in the design of small or inexpensive structures; for the larger and more costly structures the methods of Examples 21-14 to 21-17 are used. Where upstream channel storage must be considered, Fig. 21-26 can be used to make a quick estimate of the effects of storage [45] on the design peak rate for weir-type spillways. The peak rate, volume of runoff, and available storage must be known.

Example 21-22. A drop spillway is to be used for channel stabilization of the watershed of Example 21-13. A 25-year-frequency peak rate of flow is to be used as the emergency-spillway design discharge. The storage between the crest of the weir and the proposed 3-ft depth of flow over the weir is 0.32 in. Determine the length of weir L required.

- Determine the 50-year-frequency peak rate of flow. This is given in Example 21-13, steps 1 and 2, and is 285 cfs.
- Determine the time of concentration. This is given in Example 21-12, step 2, as $T_c = 0.19$ hr.
- Estimate the volume of storm runoff using Eq. (21-16): $Q = 2.80$ in.
- Determine the effect of channel storage on the design rate of flow. Compute the ratio $V_r = 0.32/2.80 = 0.114$. Enter Fig. 21-26 with V_r and find $p_r = 0.91$. Compute the reduced peak rate, $q_u = 285 \times 0.91 = 259$ cfs.
- Compute the length of weir. Using Eq. (21-26) with $H = 3$ ft and $q = 259$ cfs gives $L = 16.1$ ft.

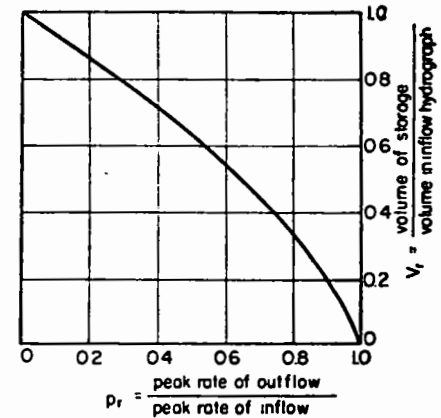


FIG. 21-26. Dimensionless diagram for estimation of effect of reservoir storage on peak discharge through spillways of the weir type. (From Hartman and Wüke [45].)

D. Farm and Ranch Ponds

The relatively low cost of construction has made the small farm or ranch pond increasingly popular. It is expected that over a million small ponds will be built in the United States in the next forty years [1]. They provide water for livestock, domestic use, irrigation, fire protection, fish propagation, and recreation.

1. Construction Types. Where topography does not provide a good site at the desired location, a pond can be built off stream and water supplied by a diversion from one or more streams. Two main types of farm and ranch ponds are used.

a. Dam. The most common layout of a pond is illustrated in Fig. 21-27. An earth dam is built across a natural waterway, the pond area is fenced to prevent pollution by livestock, and water for livestock is piped from the pond to a supply tank outside the fence. Bank slopes at the reservoir's edge should be steep to reduce evaporation and seepage and to aid in mosquito control.

b. Dugout. In flat country a dugout is used (Fig. 21-28). Excavated earth is either wasted or placed to construct a dike to increase the area draining into the reservoir. In northern states, it may be placed so that drifting snow will contribute to the water supply. Sides of the dugout are steep, and the reservoir area is usually

fenced. If it is not fenced, one side of the dugout is made with a 4:1 side slope to allow access for cattle. Dugouts may be cross-shaped or rectangular, whichever happens to be easier to construct with the available machinery.

2. **Criteria.** Economic studies are not needed for these small structures, and dimensional criteria are based on experience, preferably local

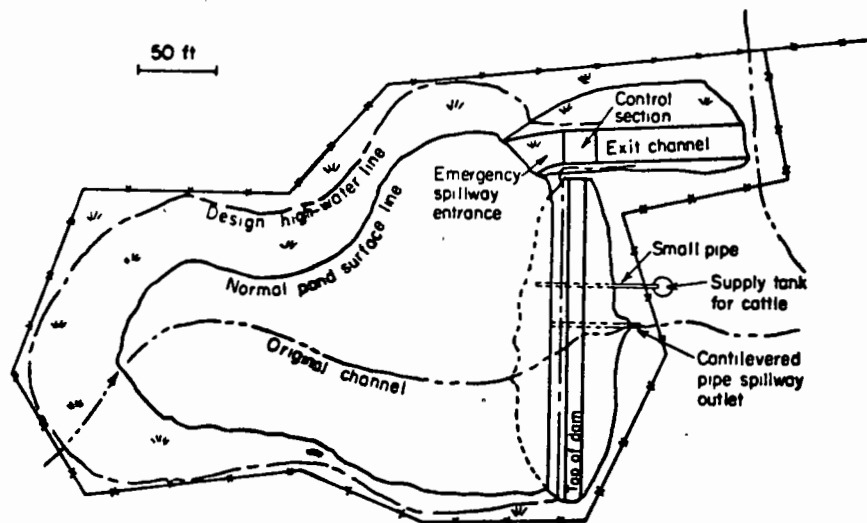


FIG. 21-27. Typical layout of a farm pond.

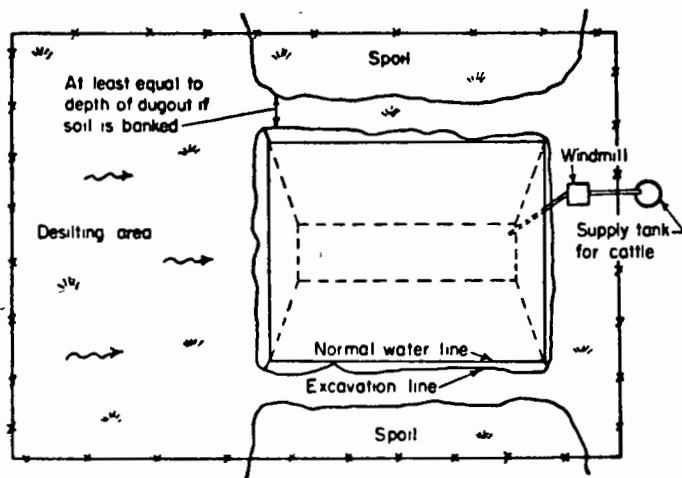


FIG. 21-28. Typical layout for a dugout type of farm pond.

a. Drainage Area. The area contributing runoff to the pond should be selected to avoid runoff from barnyards, feeding lots, and similar sources of pollution.

b. Reservoir Features. Small-surfaced, deep, and steep-sided reservoirs are the most desirable to keep evaporation losses low and to control insects. When seepage losses are high, special treatment may be necessary [46].

c. Storage. The average annual runoff of an area is commonly used in determining a reasonable storage for the drainage area. Instead of making a special study, an estimate of watershed yield can be made using Fig. 21-29, which allows for normal evaporation and seepage [31].

d. Low-flow Spillway. A small pipe spillway is used to maintain the reservoir level below the emergency-spillway crest and thereby eliminate small persistent flows that could erode the grassed spillway. The capacity of such a pipe spillway should exceed the capacity of base flow, if such flow occurs. The inlet should be from 1 to 3 ft below the crest of the emergency spillway, and suitable trash racks should be provided to prevent plugging of the inlet.

e. Emergency-spillway Location. Either one or two spillways can be used, depending on the topography. In some valleys, natural swales along the sides of the reservoir can be used as emergency spillways. In such cases, fill for the dam is usually

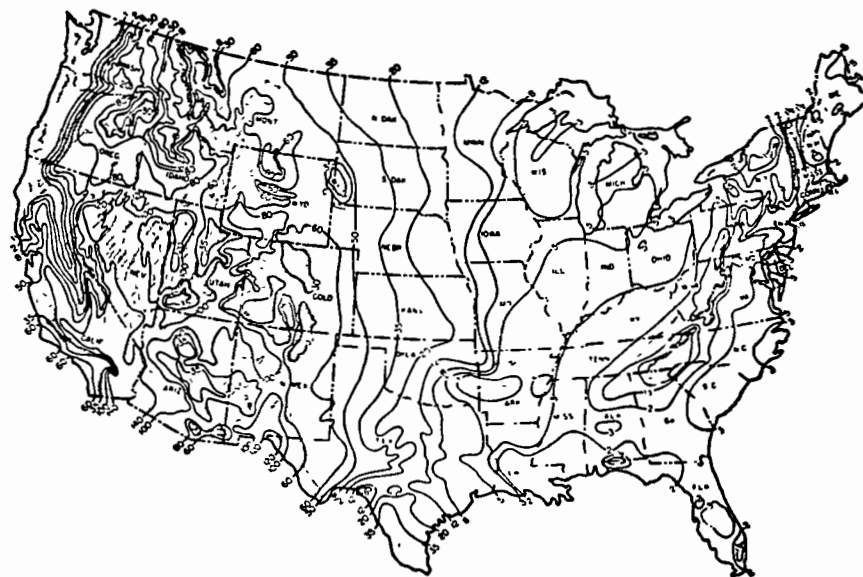


FIG. 21-29. A general guide for estimating drainage area required for farm ponds. Numbers on the map are number of acres of drainage area required per acre-foot of storage. Note: Mountainous areas have been crosshatched. The numbers may not apply to these areas since rainfall in them is very spotty and varies sharply. (Hamilton and Jepson [31].)

taken from the reservoir area; however, the depth of excavation must be limited if geologic features make a soil blanket necessary to prevent excessive seepage. In any case, emergency spillways should be located to avoid discharging water on the toe of the dam.

f. Emergency-spillway Capacity. It is common practice to design the emergency spillway of a farm pond without flood routing. Ordinarily, it is designed to pass the peak rate of a 25-year-frequency flow, but if the pond is exceptionally large or the dam costly, it is desirable to construct the spillway to pass at least a 100-year-frequency flood. Table 21-40 can be used to make quick estimates of spillway dimensions (Fig. 21-30) for the ordinary farm pond. It should be remembered, however, that the safety of a structure depends on good construction and a good foundation, as well as on adequate spillway capacity. Ponds used for fish propagation require a wide shallow spillway to reduce the loss of fish. Instead of a normal design depth of about 2 ft, the spillway of a fish pond should be less than 0.5 ft deep. Freeboard of 1 or 2 ft is usually added to the design depth. In all cases, state laws should be

checked to see if a specific freeboard is required. Critical flow is used in the design of the grassed exit channel, since the spillway vegetation is expected to recover between infrequent uses.

y Sedimentation. When the area draining into the pond has primarily grass or forest cover, the sediment inflow can usually be ignored in design. If the area is cultivated, soil-conservation measures can be taken to reduce sedimentation, and allowance should be made for the expected sediment inflow by increasing the capacity of the pond. Fenced filter strips of grass 100 ft or more wide upstream from the pond are effective in removing some of the sediment.

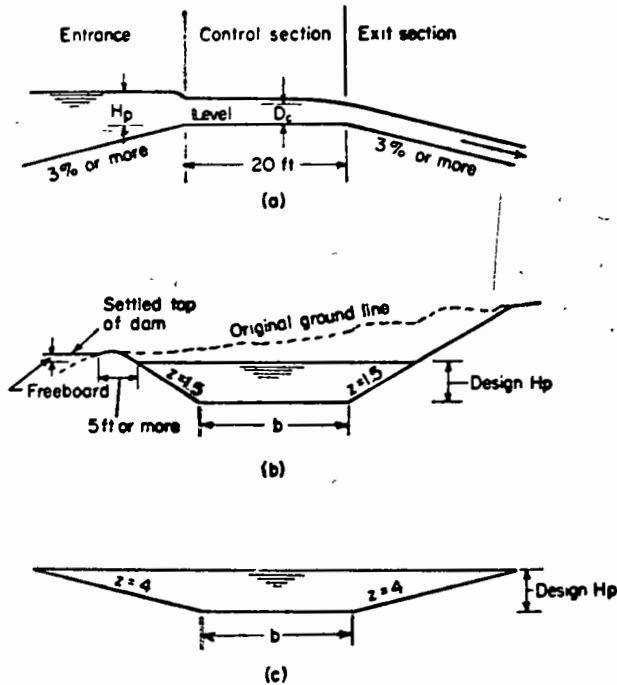


FIG. 21-30. (a) Definition sketch for the profile of spillway of Table 21-40; (b) typical cross-sectional layout for a spillway with side slopes of 1.5:1 ($z = 1.5$); (c) typical cross section with side slopes of 4:1 ($z = 4$).

3. Hydrologic Considerations. Rainfall, runoff, evaporation, and seepage data are generally not available for specific farm and ranch pond sites; even if they are, the cost of an extensive hydrologic investigation is seldom justified. General guides have been developed which take into consideration the principal factor affecting pond design. Seepage usually must be estimated for each site, and in karst or gypsum areas it may be so high that pond construction is not practical. Seepage varies greatly, but it is wise to allow for a loss of at least 3 ft of water per year when estimating storage. Typical pond depths by climatic areas are given in Table 21-38, and a generalized approach to the design of a farm pond is given in the following example.

Example 21-23. Determine the hydrologic factors affecting the design of a pond, and show how they are applied in the design. The pond is to be constructed in the semiarid climate of eastern Colorado, near the Kansas state line. The topography is rolling, and an earth dam will be used to create a reservoir for recreation and for stock water supply.

1. Estimate the required storage in acre-feet. Large livestock (horses, cattle) will require about 1 acre-ft./year per 75 head, and small stock (sheep, hogs) will require 1

acre-ft./year per 750 head [31]. Recreational needs will vary with the desires of the owner, and for this example it is assumed that 15 acre-ft will satisfy all needs.

Table 21-38. Typical Average Pond Depths*

Climate	Average depth, ft
Wet.....	5
Humid.....	6-7
Moist subhumid.....	7-8
Dry subhumid.....	8-10
Semiarid.....	10-12
Arid.....	12-14

* Hamilton and Jepson [31].

2. Estimate the required drainage area. Using Fig. 21-29, it is determined that approximately 60 acres of drainage area are required at this location for each acre-foot of required storage. In this case, a 900-acre drainage area should provide an adequate water supply. This estimate includes allowances for average evaporation and seepage for the locality [31]. Local experience may indicate the need for a larger drainage area, but smaller areas are seldom satisfactory.

3. Select a desirable average pond depth. From Table 21-38, a depth of 10 to 12 ft is recommended for this climatic area. For this example, a 12-ft depth will be used.

4. Obtain a topographic map or aerial photographs of the locality, and locate possible pond sites with drainage areas of 900 acres or more.

5. Make a field investigation of the various sites. The most desirable site would be easily accessible, would require a short dam below a broad pond area with steep sides, would require the removal of few trees, would have a suitable foundation for the dam, would show no evidence of excessive seepage through geologic formations, would have suitable fill material near the site, and would have a natural swale suitable for use as an emergency spillway. Few sites would have all these features, and the best one is selected by considering its practicability from the standpoint of use and potential construction costs.

6. Estimate the pond and dam dimensions for the selected site to make sure that the necessary storage and depth can be attained. Determine the desirable maximum pond elevation, which may include additional depth for sedimentation or excessive seepage. This elevation will be used to determine the crest of the pipe spillway. The crest of the emergency spillway will normally be 1 to 3 ft above the crest of the pipe spillway. Estab-

Table 21-39. Approximate Discharges, in Acre-feet per Day, for Pipe Spillways on Steep Slopes, with Entrance Control*

Head† ft	Inside pipe diameter, in.						
	6	9	12	15	18	21	24
0.5	0.8	1.0	1.3	1.6	1.8	2.3	2.7
1	1.7	3.1	4.4	5.4	5.8	6.3	7.4
1.5	2.1	4.6	7.3	9.8	11	14	16
2	2.5	5.5	9.4	14	18	22	25
2.5	2.7	6.2	11	16	22	28	34
3	3.0	6.8	12	19	26	34	41
4	...	7.9	14	22	31	42	53
6	17	27	39	52	68
8	44	61	79
10	68	88

* U.S. Soil Conservation Service [33].

† Head is water depth, in feet, above invert of pipe inlet. When head exceeds about 3 pipe diameters, the pipe may flow full, with discharge depending on pipe length and roughness, tailwater height, etc.

ish the elevation of the top of the settled dam by adding 2 ft plus freeboard to the elevation of the crest of the emergency spillway. In some states, a minimum freeboard is specified by law. When good fill material is available, an upstream slope of 3:1 and a downstream slope of 2:1 are generally used. The top width of the dam is normally deter-

Table 21-40. Bottom Widths, in Feet, for Standard Emergency Spillways (Fig. 21-30)*

Design discharge, cfs	Control section, side slopes = 1.5:1, $H_p =$					Control section, side slopes = 4:1, $H_p =$				
	1	2	3	4	5	1	2	3	4	5
20	7	5				
30	11	9				
40	15	4	13				
50	19	5	17				
60	23	6	21				
70	27	7	25	4			
80	31	9	29	5			
90	35	10	33	6			
100	39	11	4	37	7			
120	47	14	5	45	10			
140	55	18	7	53	13			
160	63	19	8	61	16	4		
180	71	22	9	4	...	69	18	5		
200	79	24	11	5	...	77	21	6		
220	87	27	12	5	...	85	24	7		
240	95	30	14	6	...	93	26	9		
260	103	32	15	7	...	101	29	10		
280	111	35	16	8	...	109	31	11		
300	119	36	18	9	4	117	34	13		
350	139	44	21	11	6	137	41	16	4	
400	159	51	25	13	7	157	47	20	6	
450	179	57	28	15	9	177	54	23	9	
500	199	64	32	17	10	197	60	27	11	
600	239	77	38	22	13	237	73	33	15	5
700	279	90	45	26	16	277	87	40	19	8
800	319	103	52	30	19	317	100	47	23	11
900		116	59	34	22	...	113	54	28	14
1,000		130	66	39	25	...	127	61	32	17
1,200		156	80	47	31	...	153	75	40	23
1,400		182	94	56	37	...	179	89	50	29
1,600		209	107	64	43	...	206	102	58	35
1,800		235	121	73	49	...	232	116	66	41
2,000		261	135	81	55	...	258	130	74	47

* From U.S. Soil Conservation Service [33].

mined using $W = 2 \sqrt{Y} + 2$, where Y is the settled height of the dam in feet and W is the top width in feet

7. Determine the size of the pipe spillway. To avoid prolonged use of the emergency spillway, the pipe spillway should be large enough to carry base flow. Table 21-39 can be used to determine the minimum pipe size required. Note that an average flow of 1 cfs for 1 day is equal to approximately 2 acre-ft.

8. Determine the size of the emergency spillway. The difference in elevation between the spillway crest and the maximum pond surface is H_p and should be about 2 ft during the spillway design flow. The design peak is used without routing the flow through the structure. In this case, where it has been decided to design for a 25-year-frequency flow, the methods illustrated in Examples 21-12 and 21-13 give a design discharge of 1,100 cfs. Entering Table 21-40 with this discharge and for $H_p = 2$ ft, by interpolation find the bottom width for the selected side slopes. Using side slopes of 1.5:1, the bottom width is about 143 ft. If this width is not practical for the site, the bottom width for two small spillways can be determined similarly.

Using these dimensions, the dam and pond area can be staked for construction.

E. Structures for Temporary Floodwater Storage

Properly located temporary storage for floodwater will reduce downstream flood damage. Earth dams are generally used to provide temporary storage, and often some permanent storage for irrigation, water supply, or recreation is incorporated in the plan to develop the full potential of the dam site.

1. Criteria. The design of a dam and reservoir to provide temporary floodwater storage involves a balancing of the reservoir storage and the low-flow release rate and provision of an emergency spillway to discharge unusually heavy flood flows without endangering the structure.

Table 21-41. Typical Minimum Floodwater Storage, Emergency-spillway and Freeboard Design-storm Criteria*

Type of structure	Design-storm precipitation for determining:		
	Temporary storage	Emergency-spillway capacity	Freeboard capacity
Type 1—low cost and low downstream hazard in the event of failure	25-year frequency	$\frac{1}{4}$ probable maximum 6-hr precipitation	$\frac{3}{8}$ probable maximum 6-hr precipitation
Type 2—moderate cost with no downstream hazard in the event of failure; or low cost with moderate downstream hazard (serious economic loss)	50-year frequency	$\frac{3}{8}$ probable maximum 6-hr precipitation	$\frac{3}{8}$ probable maximum 6-hr precipitation
Type 3—high cost; or low or moderate cost with high downstream hazard in the event of failure (may involve loss of life)	100-year frequency	$\frac{1}{2}$ probable maximum 6-hr precipitation	Probable maximum 6-hr precipitation

* From U.S. Soil Conservation Service [33].

a. Design Storms. Three different design storms are used in proportioning the structure. A storage design storm is drawn up to determine the greatest volume of floodwater that needs to be handled during varying periods. Another design storm is used to determine the capacity of the emergency spillway. A third is used to determine freeboard. In all cases, state laws should be checked, since they often establish spillway requirements. Design storms may be selected on the basis of frequency or in terms of the "probable maximum precipitation" for the locality. The duration used for the emergency spillway and freeboard design storms will depend on the time of concentration of the watershed, however, some convenient standard duration, such as 6 hr, will suffice for most small watersheds. Table 21-41 shows typical minimum design-storm criteria in terms of frequency and "probable maximum precipitation." Figures 21-31 to 21-35 show the minimum emergency-

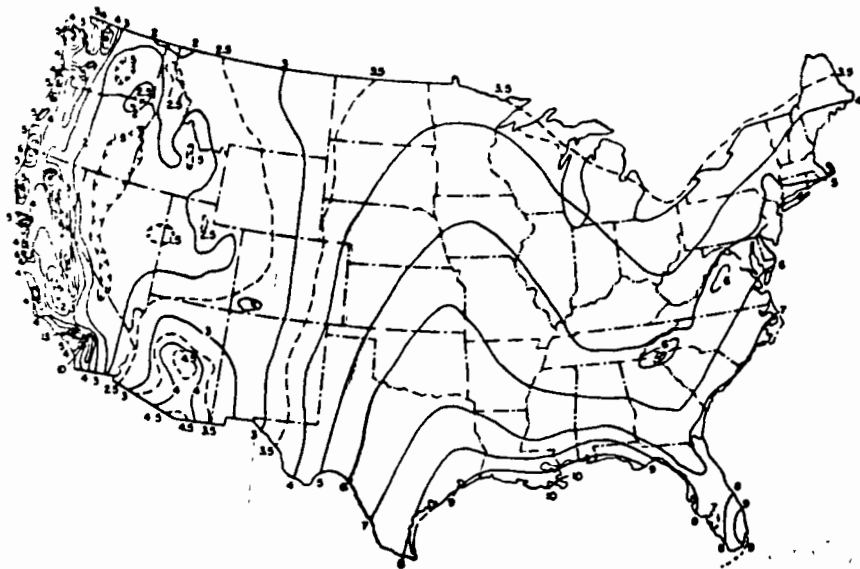


FIG. 21-31. Typical emergency-spillway design storm for type 1 structures, based on 6-hr precipitation (inches), used in construction of the emergency-spillway design hydrograph. (U.S. Weather Bureau [5].)

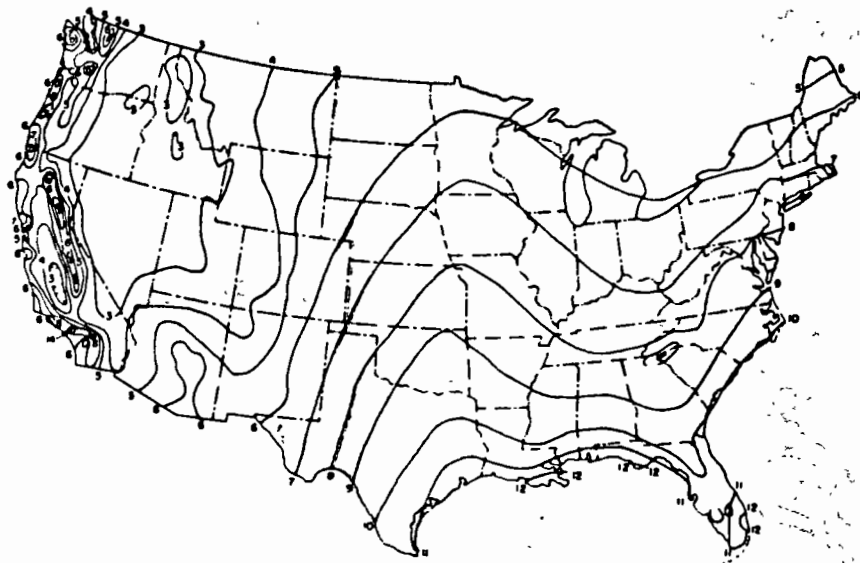


FIG. 21-32. Typical emergency-spillway design storm for a type 2 structure or typical freeboard design storm for a type 1 structure. Values in terms of inches of precipitation represent the minimum 6-hr precipitation used in developing design hydrographs. (U.S. Weather Bureau [5].)

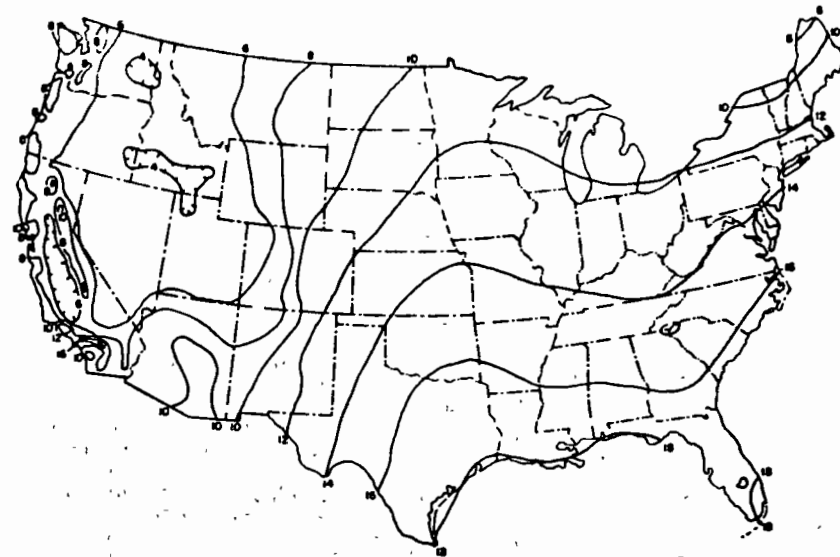


FIG. 21-33. Typical freeboard design storm for a type 2 structure, based on 6-hr precipitation (inches), used in construction of the freeboard design hydrograph. (U.S. Weather Bureau [5].)

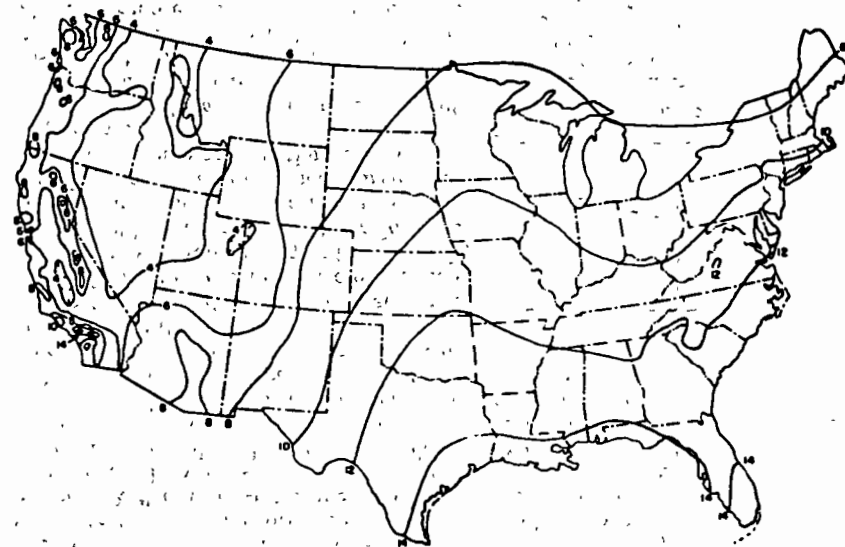


FIG. 21-34. Typical emergency-spillway design storm for a type 3 structure, based on 6-hr precipitation (inches), used in construction of the emergency-spillway design hydrograph. (U.S. Weather Bureau [5].)

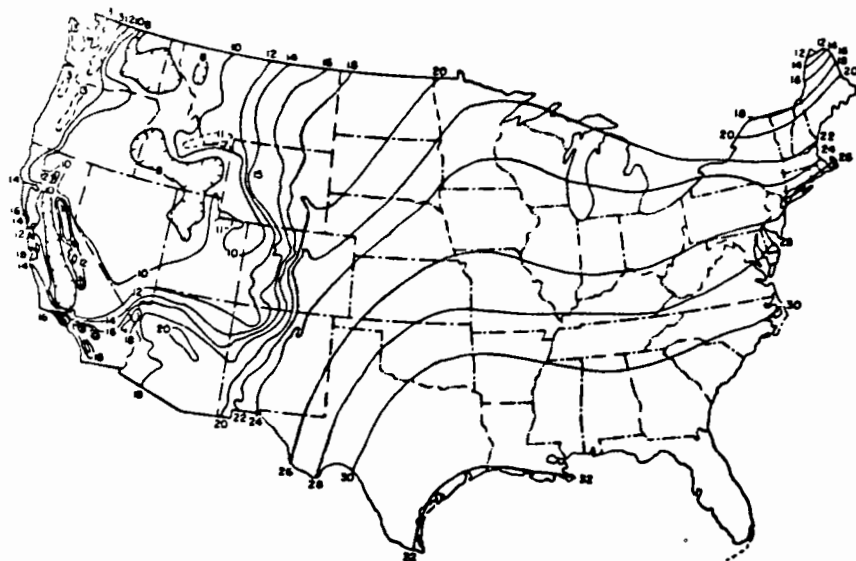


FIG. 21-35. Typical freeboard design storm for a type 3 structure. This is the probable maximum 6-hr precipitation (inches) and is used as the precipitation in constructing the freeboard design hydrograph. (U.S. Weather Bureau [5].)

spillway and freeboard design storms of 6-hr duration for the three types of small floodwater storage structures used by the U.S. Soil Conservation Service.

b. Storage. The storage requirement is dependent on the rate at which the water can be released. Site conditions sometimes are such that it is cheaper to build a dam higher (create more storage) and take advantage of a natural emergency-spillway site than to construct for minimum design requirements. Since bankful capacities in terms of cubic feet per second per square mile generally decrease downstream, channel capacities should be checked at various points. When several structures are

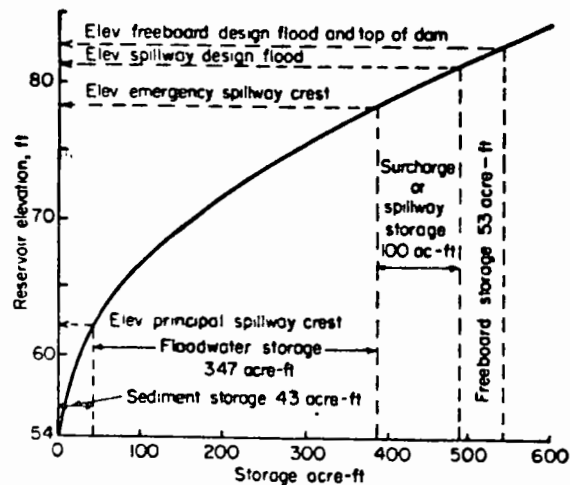


FIG. 21-36. Graph of storage vs. elevation, used in design of a floodwater-retarding reservoir

involved, flood routings are used to assist in determining suitable low-flow release rates. For details relating to the design of the emergency spillway see Ref. 48.

2. Hydrologic Considerations. The watershed of Example 21-17 will be used to illustrate the design principles, but details will be given only for the hydrologic design. A floodwater-retarding dam (providing temporary storage) is to be constructed at the watershed outlet to give protection from a 50-year-frequency flood to the agricultural land in the next mile downstream. Bankful channel capacity at the end of the protection zone is 20 cfs/sq mi, and the drainage area at that point is 5.3 sq mi. Farm-machinery buildings along the channel and a county road crossing call for a type 2 structure, according to the conditions shown in Table 21-41. The following paragraphs briefly cover the various phases of design.

a. Site Investigations. A field survey is made of the area to determine cross sections at the dam site, topography of the reservoir, and possible emergency-spillway location. Geologic investigations are also made [49].

b. Reservoir Capacity. Field survey data are used to make an elevation-storage curve (Fig. 21-36).

c. Sediment Storage. An estimate is made of the volume of sediment likely to be deposited in the reservoir during the life of the structure, which is generally assumed to be 50 years or more. The expected sediment in this case is 43 acre-ft, as shown in Fig. 21-36.

d. Floodwater Storage. Whenever available, streamflow records are used to determine the storage requirement. Usually, however, such records are not available on small watersheds, and storage requirement is determined from rainfall records as illustrated in the following example.

Example 21-24. Determine the storage required for the conditions given above.

1. Determine the 50-year-frequency rainfall amounts for durations of 4, 6, 8, 12, and 24 hr, using published data [5].

2. Plot the rainfall amounts of step 1 vs. duration on logarithmic paper (Fig. 21-37a). Draw a straight line through the plotted points and extend it to longer durations, usually 4 or 5 days, or even as much as 10 days in some locations of high rainfall.

3. Determine the runoff curve number for the watershed. This is given as 82 in Example 21-17.

4. Determine the runoff amounts for selected rainfalls plotted in step 2, using Fig. 21-6 to estimate runoff.

5. Plot accumulated runoff vs. time (Fig. 21-37b).

6. Compute the average release rate of the low-flow spillway. In this case the selected release rate is 20 cfs/sq mi because of downstream limitations. At the dam, where the drainage area is 1.86 sq mi, the release rate would average $20 \times 1.86 = 37$ cfs. Since an average release rate of 1 cfs/sq mi will discharge 0.0372 in. runoff from the drainage area, the rate of 20 cfs/sq mi will release $20 \times 0.0372 = 0.74$ in./day.

7. Plot the accumulated release on Fig. 21-37b. This will be a straight line as shown.

8. Find the maximum difference between the accumulated inflow of flood runoff and the accumulated release. Set a drafting triangle to the slope of the release line, slide it upward to the inflow line, and where the slope is tangent to the inflow, find the maximum difference as shown on Fig. 21-37b. This is the required 50-year-frequency floodwater storage

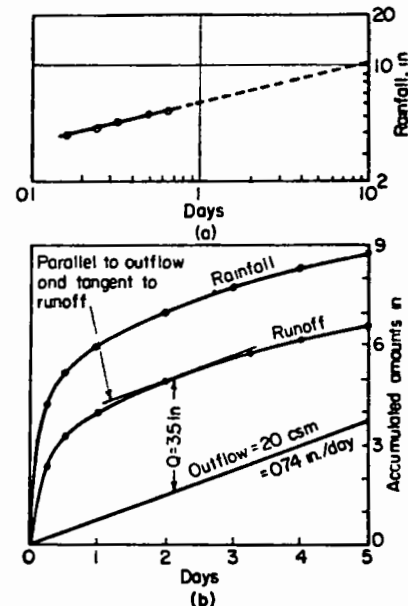


FIG. 21-37. Method of determining required storage for a given frequency of emergency-spillway flow: (a) extension of limited rainfall data, (b) graphical solution for required storage.

e. *Elevation of Emergency Spillway* Convert the required floodwater storage to acre-feet, and enter the elevation-storage curve of Fig. 21-36 to find the required elevation of the emergency-spillway crest.

f. *Emergency-spillway Dimensions.* These are determined by flood-routing the spillway design flood to get the bottom width at the control section, using given side slopes (usually 3:1) and routing the freeboard design hydrograph to get the freeboard. Table 21-40 can be used to get a preliminary idea of the spillway size. Detailed spillway dimensions are determined as follows:

1. Compute a rating curve for the selected spillway.
2. Plot a discharge storage curve, starting the values at the proposed emergency-spillway crest, and develop flood-routing curves.
3. Select the emergency-spillway design flood. The probable maximum 6-hr rainfall for this location is 24.4 in. (Fig. 21-35). Following the criteria of Table 21-41, the design storm rainfall is three-eighths of this, or 9.15 in. The procedure of Example 21-17 is used to develop the design hydrograph.
4. Route the emergency-spillway design flood, assuming the reservoir is partly still (a 4- to 10-day drawdown of the full pool is usually assumed). The maximum allowable velocity for the given vegetative conditions of the exit channel is selected from Table 21-32. Velocities exceeding the critical are permissible because of the infrequency of spillway usage. The routing determines the depth of flow at the control section of the emergency spillway. Several routings may be needed to find the desired combination of depth of flow and control-section width.
5. Select the freeboard design flood. From step 3 and Table 21-41, the freeboard design storm rainfall is $\frac{3}{8} \times 24.4 = 16.27$ in. The design-flood hydrograph is developed by the method of Example 21-17.
6. Route the freeboard design hydrograph. The spillway dimensions established in step 4 are used, and the routing gives the maximum depth of flow expected in the control and upstream sections of the emergency spillway. In this case, limiting velocities are not used as a design criterion because of the remote possibility of such an event. The elevation of the top of the dam is based on the depth in the upstream section or reservoir.

F. Channel Works

Low initial cost makes stream channel works a popular flood-prevention measure. However, there may be a high maintenance cost, especially where floods occur annually. Temporary upstream floodwater storage can be used to make channel works longer-lived and more effective. Since channel works may increase downstream flood peaks, some upstream storage is often essential to avoid increased damage below the project.

1. Construction Types

a. *Levees.* Levees (or earth dikes) are usually made of random earth fill and are used to confine streamflow within a specified area along the stream or to prevent flooding due to waves or tides. Floodwalls serve the same purpose but are often built of reinforced concrete for the protection of valuable properties. Levees are relatively inexpensive but, like floodwalls, they may fail through overtopping or through leaks or seepage. Lowlands protected by levees usually need drainage ditches to collect local runoff, which is passed through the levee by a conduit having a flap gate on the stream side. The local runoff drains after the flood drops below the flap gate; or if there is danger of great damage, it is pumped. Since levees on both sides of a stream prevent the use of natural valley storage during floods, the flood peak is increased between the levees and may persist for some distance downstream. In Kansas, levee failures "were traceable to numerous causes, among which were poor construction, grades not in conformity with flood profiles, inadequate maintenance, as well as failure to provide sufficient floodway" [50].

b. *Floodways.* Large-capacity channels constructed to divert flows from damageable areas are usually referred to as floodways. They are usually additions to existing stream systems.

c. *Channel Improvements.* There are several kinds of channel improvements with the common purpose of increasing the capacity of an existing channel. Those most frequently used will be discussed briefly.

Cutoffs are channels constructed to bypass large bends, or oxbows, and thereby relieve an area normally subjected to flooding or channel erosion.

Pilot channels consist of a series of cutoffs for converting a meandering stream into a straight channel of greater slope. Pilot channels are built only large enough to start flow along the new course, with the expectation that erosion will occur during floods and create channels of adequate capacity. Channels upstream from pilot channels will usually degrade unless bedrock or some other grade control intervenes. In extreme cases, degradation may continue in tributary streams and may even create a serious gully problem in the entire watershed. A straight, steep channel may also result in higher flood peaks and greater sediment loads downstream, thereby offsetting benefits at the site. This type of channel improvement is not recommended unless drop structures or other means of grade control are used to control tributary degradation.

Clearing and snagging is the improvement of a channel by clearing brush and trees and removing fallen trees and other channel obstructions. The channel capacity is increased by a reduction in Manning's n . This type of channel work also must be used with caution, since it may cause bank erosion and increase downstream peak flows. Annual maintenance of this improvement is generally necessary.

Channel lining with durable materials is usually too expensive for the protection of agricultural lands and is used mainly in cities or in other high-value-property areas. Well-constructed channel linings have a relatively long life and low maintenance cost. They can double or triple the channel capacity, but in so doing may increase downstream flood peaks.

2. Criteria

a. *Levees.* The 10-year-frequency flood is a common level of design for levees protecting agricultural land. Top widths of important levees should be of roadway width (8 ft or more) to permit the use of vehicles for inspection and maintenance. Side slopes should be at least 4:1 if levees are to be grazed.

b. *Floodways.* Criteria for floodways apply principally to appurtenances such as diversion dams and boundary levees and to the design of a stable channel. They will not be discussed here.

c. *Channel Improvements.* The level of protection of agricultural lands by channel improvement seldom exceeds control of a 10-year-frequency flood. Where cutoffs or pilot channels are used, criteria do not apply, since there is no control over the resulting channel development. In general, criteria used in all channel improvements should be directed toward avoiding significant increases in downstream peaks and degradation of the upstream channel system.

3. *Hydrologic Considerations.* Hydrology strictly for design purposes can be relatively simple, but when downstream property owners might suffer increased flood damage because of upstream channel works, elaborate hydrologic studies are usually necessary. In such cases, detailed topographic maps are needed for construction of stage-storage curves; water-surface profiles are needed for conditions before and after improvement; and a considerable number of detailed flood routings must be made. Even the smallest channel project may require much data and analysis if an accurate answer is sought.

a. *Levees.* Figure 21-38, based on a levee analysis [50], can be used for the design of levees on small watersheds and for the preliminary design on large watersheds. Note that when the capacity of the channel is increased by enlargement or cleaning, the valley capacity is also increased.

Example 21-25. Levees on both sides of a channel are proposed in a valley 2,500 ft wide. Estimate the average height of levees required to contain the 10-year-frequency flood when the floodway width between the levees is 300 ft.

1. Determine the 10- and 100-year-frequency flood peaks. For this example, these are 9,200 and 16,800 cfs, respectively.

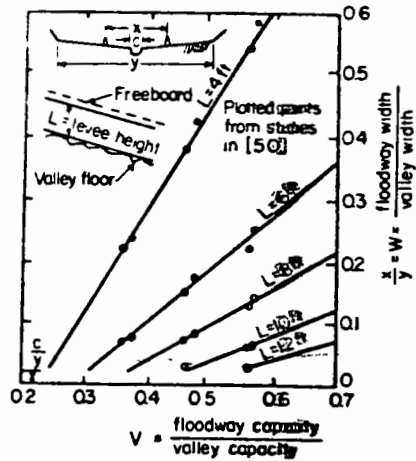


FIG. 21-38. Graph for making preliminary estimates of required levee height. Note: Use 100-year-frequency flood width and discharge when valley boundaries are indefinite. (From U.S. Soil Conservation Service [33].)

very small projects, the use of Manning's formula may be sufficient for estimating the floodway capacity.

c. Channel Improvements. Since pilot channels are intended to be enlarged by erosion, no hydrology is involved in the channel design. If it is necessary to make an estimate of the eventual effects of the enlarged channel on flood damages downstream, routings of past floods will be sufficient. Flow-duration curves may be needed for studies of upstream degradation due to change in channel slope, although it can generally be assumed that the pilot channel will eventually return to the grade of the original channel unless bedrock interferes. Induced erosion upstream may tend to give the new channel an increased but stable slope temporarily.

Example 21-26. A meandering stream has a slope of 4 ft/mile ($s = 0.00076$). A length of 2.2 miles of the stream is shortened to 1.3 miles by means of a pilot channel. Determine the depth of overflow that can be expected to develop at the head of the pilot channel.

Compute the expected overflow depth using the relation

$$O_o = G(C_o - C_n) \quad (21-30)$$

where O_o is the expected overflow depth in ft, G is the present channel grade in ft/mile, C_o is the old channel length in miles, and C_n is the new channel length in miles. In this example, $O_o = 3.6$ ft.

Minor channel works such as clearing and snagging can be evaluated using Manning's formula to determine channel velocities. The reduced travel time through the reach can be used in routing the design hydrograph to determine downstream effects. The triangular hydrograph of Fig. 21-11 is suitable for such routings.

G. Irrigation

1. General. The hydrologic considerations in irrigation design vary with the size and type of project. Large-scale irrigation developments [51] may involve engineering, economic, social, legal, and political problems concerning water and its use; sometimes they may be regional or international in scope. Engineering and legal

2. Compute ratio of capacity and width. $V = 9,200/16,800 = 0.55$; $W = 300/2,500 = 0.12$.

3. Estimate the levee height. Enter Fig. 21-38 with V and W and find $L =$ about 8.1 ft. Freeboard (additional height) may be used for possible fill or foundation settlement, wave action, or other contingencies.

4. Check floodway velocities and downstream effects. The hydrograph for the design flood can be routed through the floodway.

Figure 21-38 can be used for more complicated problems, such as the determination of the most economic floodway width and levee height. For such cases, data on crop-production costs and benefits, earth-moving costs, and flood frequencies will be needed. Since it is easier to raise the levee height than to widen the floodway, the floodway is generally constructed as wide as possible at the start. The narrower the floodway or the greater the height of the levees, the greater the flood damage when the levees are breached. This potential damage should enter into the economic study if one is made.

b. Floodways. A design flood is routed through the proposed floodway. Where detailed studies are not justified, as with

problems are common to small-scale projects, and economics may be a critical factor with marginal projects or in the selection of the type of irrigation.

a. Methods of Irrigating. The method or type of irrigation varies with topography, soils, crops, available water supply, and often with the irrigator's personal preference. The most general types are as follows:

(I) Surface irrigation [52]

(A) Flood irrigation

- (1) Graded-border irrigation. A field is normally divided into strips 30 to 60 ft wide and 300 to 1,300 ft long, separated by low dikes; water is applied at the high end of the strip and advances as a sheet.
- (2) Level-border or basin irrigation. Level plots are surrounded by dikes; water is applied rapidly and held until it soaks into the soil.
- (3) Contour-ditch irrigation. Controlled flooding from ditches running along the approximate contour allows the water to flow down the land slope; ditches are from 25 to 200 ft apart, depending on topography, slope, and soils.

(B) Furrow irrigation

- (1) Furrows. Water flows down the furrows between crop rows, which may be on approximate contours or down the slope.
- (2) Corrugations. Shallow furrows 15 to 30 in. apart are run downhill from head ditches; they are used for irrigating hay and small grain.

(II) Subsurface irrigation. An artificial water table is created and maintained at a depth within reach of plant roots. This is used with very permeable soils, such as peats, where topography must be level and smooth [53].

(III) Sprinkler irrigation. Water is pumped through portable pipes and applied by overhead sprinklers. This method is usable with most soils, crops, and land slopes, but water must be clean and free of debris. It is also usable for frost control [54].

b. Hydrologic Aspects. Irrigation project design is a complex field, and specialists, or irrigation engineers, are needed for major projects. These specialists use hydrology in determining the source, amount, quality, and seasonal distribution of water supply; in estimating consumptive use; in planning and designing storage dams and major canals; in planning and designing protection of the irrigation system from cross drainage (flood flows from natural waterways crossing the canals and laterals); in determining infiltration rates and water-storage capacity of the soil; in estimating erosion rates in field distribution systems; and in controlling seepage and excess surface-water drainage.

c. Legal Aspects. Rights to the use of surface water and groundwater are generally subject to the constitutions, statutes, compacts, treaties, and court decisions of the states and countries in which the water exists [55]. These rights vary from state to state. The prospective irrigator should have, or be sure he is able to get, necessary water rights before a detailed planning of the irrigation system begins. (See Sec. 27.)

2. Hydrologic Considerations. Useful information on the engineering design and layout of all types of on-farm irrigation systems is given in several sources [56-58]. Methods are available [59] for the evaluation of old irrigation systems and can also be used in the design of new systems. Additional hydrologic design will generally consist of determining the quantity of water available and the capacity of structures needed to control cross drainage. Cross-drainage problems can be greatly reduced (but not completely eliminated) by the use of inverted siphons to convey irrigation water past cross-flowing streams.

a. Small-irrigation-project Design. The major steps in designing a project usually follow the general order shown below, but some may be taken together or may be reversed in different localities. Large projects require much more extensive studies [51, 60].

(1) Water Supply. It is futile to start detailed planning unless necessary water rights are available. A preliminary estimate of the needed supply can be made for a

given acreage, or the acreage that can be irrigated with a given supply can be determined, using the methods described here. Detailed studies can proceed after the water right is available. In states where rights are based on priority, late rights will usually apply only to high flood stages or seepage water and are the least desirable; full or early rights will permit better design. Snowmelt runoff is a desirable source of supply, especially when it occurs just before and during the irrigation season and when little or no storage is needed. Groundwater (artesian or pumped) is another very desirable source. If the rate of supply is low, surface storage can be used to accumulate enough water for each irrigation. A lake or a base flow in a stream or river is a desirable source. Surface runoff from rainfall is the least desirable, but often the only available source; it will be highly variable, and hence large storage may be needed. Combinations of various types of water supply can also be used to develop an efficient project.

(2) Location of Irrigable Land. The irrigable land should be near the source of water in order to reduce water losses and conveyance costs. Level or gently sloping land (preferably not over 2 per cent slope) is desirable for all types of irrigation, but not necessary for sprinkler irrigation. Land leveling [61] will make uneven land more suitable; it will increase initial project cost but will reduce annual operating cost. Furrow irrigation on the contour can be used on steeper land but requires more operating care; generally, sprinkler irrigation is used on such land. For maximum efficiency, the irrigated area should be regular and compact in shape.

(3) Quality of Soil and Water. A soil survey will aid in selecting suitable irrigation sites. Deep, medium-textured soils are preferable for irrigation. Clay-pan soils, shallow soils, very highly permeable soils with little soil-water storage, and saline or alkaline soils will require extra preparation and management. Irrigation water should be such that it will not cause soil deterioration by increasing salinity. Moderately saline waters, however, can be so managed as to avoid soil damage [62]. Some crops tolerate more salinity than others [63], and crop losses can be minimized by wise selection of crops and proper management practices.

(4) Supply Design. A well, lake, or stream can be used as the water supply with a pump or diversion dam to withdraw the water. A supply canal or other means of conveyance, such as pipes or flumes with special structures for crossing streams and gullies, brings the water to the farm. Local flood runoff that might destroy these conveyances must be controlled by dams or diversions or avoided by use of inverted siphons.

(5) On-farm Design. Amounts of consumptive use by crops, together with operating losses, must be estimated. Soil intake rates must be determined for sprinkler irrigation, and the most efficient pipe layout must be designed. Ditches, drops, controls, and layouts should be inexpensive and such that they can be maintained by the farmer [57]. Waste control may also be necessary.

b. Water Supply. The precision with which the available water supply and seasonal distribution must be determined depends partly on which of the following two plans is used:

Plan 1 The water supply is determined for a specified per cent chance, usually 80 per cent, which means that the project will have sufficient water for 4 out of 5 years and a deficiency of 1 out of 5, and a considerable quantity may go unused (Fig. 21-39). The controlling factor is the deficiency that can be tolerated. A fixed acreage of irrigated land is used. This is a suitable plan where the irrigation layout can have little flexibility.

Plan 2. The irrigated acreage or the number of irrigations per season varies from year to year, and all available water is used. This plan is generally used where water is scarce.

The total water supply required for an irrigation season is the sum of the uses and losses, less the amount of rain contributing directly to soil moisture. The following are the usual items considered:

1. Seasonal consumptive use. The seasonal total is generally computed for the most demanding crop or combination of crops.

2. Effective rainfall. This is the rain falling on the irrigated land and adding to soil moisture.

3. Farm losses. Annual on-farm losses vary with the type of irrigation and other factors such as seepage and evaporation.

4. Leaching requirements. Estimation of this need is made only where required by the quality of water or soils.

5. Canal seepage losses.

6. Reservoir losses if a reservoir is used.

7. Other losses. Such losses are due mainly to waste through accidents of weather and operation.

c. Seasonal Distribution. Storage is often necessary to assure a supply of water when it is needed. Seasonal distribution ordinarily is of little concern where wells are used; then storage is needed only if delivery from the well is so small that a supply must be accumulated before irrigating. A supply from natural springs may decrease as the season progresses, and thus storage may be needed. Supply from a lake will generally be sufficient if pumps and pipes have sufficient capacity. Snowmelt supply begins in spring and usually continues into the middle of summer; the seasonal pattern is fairly similar each year, although daily fluctuations may be great. Snow surveys help to estimate the supply (but not necessarily the distribution) in advance. Base flow and return flow from upstream irrigation may have a consistent seasonal pattern, which can be determined from stream-flow records or from observation over several years. Supplies from storm surface runoff are the most variable, both in distribution and total amount. In drier climates total runoff may be several hundred per cent greater than the average in one year and almost zero the next. Table 21-20 shows some typical seasonal distributions on small watersheds. Storage dams are usually needed for surface-runoff control. The required storage is estimated from historical records; if they are not available, runoff and distribution must be estimated.

d. Consumptive Use. The various amounts of water required by different crops are determined by methods illustrated in Examples 21-2 and 21-3. The time to apply irrigation water is usually estimated by means of a table such as Table 21-42. The irrigation should start when the soil-moisture deficiency is about 50 per cent, since part of the field will have even greater deficiencies by the time water can be supplied. The amount of each application varies with soil type and crop. Table 21-44 shows some typical depths of irrigation. The time it takes to irrigate a field depends on the amount of water supplied, the depth of irrigation, and the intake of the soil.

Example 21-27. A cotton field on medium-textured soil in a humid climate has a soil-moisture deficiency of 50 per cent. Determine a maximum application amount of irrigation water, in inches of depth over the field.

1. In Table 21-43 find a maximum of 2.3 in. of moisture-holding capacity per foot of soil depth for medium-textured soil. In Table 21-44, find a maximum irrigation depth of 36 in. for cotton in a humid area.

2. Compute the maximum irrigation-water application. The moisture-holding capacity (inches per foot) times the deficiency (divided by 100 to make a decimal) times the irrigation depth for the crop (divided by 12 to convert from inches to feet) gives the required application of water in inches $2.3 \times (0.50) \times (36) = 3.45$ in. If a 75 per cent efficiency in application is expected, the total application must be $3.45 \times (100/75) = 4.60$ in.

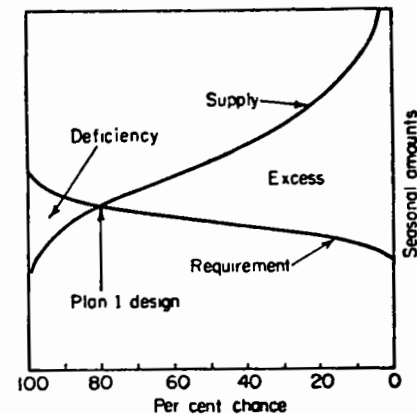


FIG. 21-39. Frequency curves of irrigation supply and requirement, redrawn on arithmetic coordinate paper. Example with negative correlation between supply and requirement.

Table 21-42. Soil Moisture and Appearance Relationship Chart*

Moisture deficiency, in./ft	Soil-texture classification			Moisture deficiency, in./ft
	Coarse (loamy sand)	Light (sandy loam)	Medium (loam)	
0.0	Leaves wet outline on hand when squeezed	Appears very dark; leaves a wet outline on hand; makes a short ribbon	Appears very dark; leaves a wet outline on hand; will ribbon out about 1 in.	0.0
0.2	Appears moist; makes a weak ball	Quite dark color; makes a hard ball	Dark color; forms a plastic ball; slicks when rubbed	0.2
0.4	Appears slightly moist; sticks together slightly	Fairly dark color; makes a good ball	Quite dark; forms a hard ball	0.4
0.6	Very dry, loose; flows through fingers (wilting point)	Slightly dark color; makes a weak ball	Fairly dark; forms a good ball	0.6
0.8		Lightly colored by moisture; will not make ball	Slightly dark; forms a weak ball	0.8
1.0		Very slight color due to moisture (wilting point)	Lightly colored; small clods crumble fairly easily	1.0
1.2			Slight color due to moisture, small clods are hard (wilting point)	1.2
1.4				1.4
1.6				1.6
1.8				1.8
2.0				2.0

* From Merriam [64].

Table 21-43. Moisture-holding Capacities of Soils*

Soil texture or type	Inches water per foot of soil
Very coarse texture; very coarse sands	0.40-0.75
Coarse texture; coarse sands, fine sands, and loamy sands	0.75-1.00
Moderately coarse textures; sandy loams, loams, and silt loams	1.50-2.30
Moderately fine textures, clay loams, silty clay loams, and sandy clay loams	1.75-2.50
Fine textures; sandy clays, silty clays, and clays	1.60-2.50
Peats and mucks	2.00-3.00

* From Quackenbush et al. [57].

e. *Effective Rainfall.* Water supply for consumptive use by crops consists of the effective rainfall on the irrigated area and the water brought in by conveyances. *Effective rainfall* is the total rainfall falling during the growing season minus that occurring immediately after an irrigation when the soil is already filled to capacity, so that additional moisture either goes to deep storage beyond the root zone or is lost

Table 21-44. Crop Irrigation Depths (Soil depth in inches)

Crop	Humid areas*	Semi-arid to arid areas†
Alfalfa	36-42	60-120
Beans	36-48	36-48
Beets (sugar)	48-72	48-72
Broccoli	24	24
Cabbage	24	24
Clover (ladino)	24	24
Corn (maize)	24-36	48-60
Cotton	24-36	48-72
Grapes	24-30	48-72
Orchards:		
Citrus	48-72	48-72
Deciduous	36-60	72-96
Pasture	18-36	36-48
Peas	36-48	36-48
Potatoes (white)	12-24	26-48
Small grain	18-30	48
Sorghum	20-30	
Soybeans	18-36	
Tobacco	15-24	
Tomatoes		72-120
Truck crops:		
Shallow-rooted	9-12	
Medium-rooted	12-24	
Deep-rooted	24-30	

* From Quackenbush et al. [57].

† From U.S. Soil Conservation Service [65]. Larger figure applies to arid areas.

as runoff. Unpublished work by Renfro [66] was used to develop Table 21-45 and Eq. (21-31), which can be used for general estimates:

$$\text{Effective rainfall} = ER_e + A \quad (21-31)$$

where E is the ratio from Table 21-45, R_e is the growing season rainfall in inches, and A is the average irrigation application in inches.

Example 21-28. Given an average seasonal rainfall at Lincoln, Nebr., of 19.1 in., a crop consumptive use of 32.9 in., and an average irrigation application of 3 in., find the total effective rainfall.

1. Compute the ratio of consumptive use U in inches to rainfall during the growing season R_g in inches. This is $32.9/19.1 = 1.72$.

2. In Table 21-45, for $U/R_g = 1.72$, find the ratio E , which is 0.59 by interpolation.

3. Compute the effective rainfall using Eq. (21-31): $0.59 \times 19.1 + 3 = 14.3$ in.

Table 21-45. Ratios for Use in Estimating Effective Rainfall*

U/R_g	E	U/R_g	E
0	0	2.4	0.72
0.2	0.10	2.6	0.75
0.4	0.19	2.8	0.77
0.6	0.27	3.0	0.80
0.8	0.35	3.5	0.84
1.0	0.41	4.0	0.88
1.2	0.47	4.5	0.91
1.4	0.52	5.0	0.93
1.6	0.57	6.0	0.96
1.8	0.61	7.0	0.98
2.0	0.65	9.0	0.99
2.2	0.69		

* From U.S. Soil Conservation Service [33].

NOTATION: U = consumptive use in in., R_g = rainfall during the growing season in in., and E = ratio for finding total effective rainfall.

f. Field Efficiency. The per cent of the total volume of water delivered to the field and finally consumed by evapotranspiration is referred to as *field efficiency* [57]. Efficiency varies with many factors, including the experience of the irrigation operator. Assuming proper planning and operation of the field irrigation system, the ranges of efficiency to be expected are given in Table 21-46.

Table 21-46. Irrigation Field Efficiencies*

Method of irrigation	Range of efficiency, %
Graded borders.....	60 to 75
Basins and level borders.....	60 to 80
Contour ditch.....	50 to 55
Furrows.....	55 to 70
Corrugations.....	50 to 70
Subsurface.....	Up to 80
Sprinklers.....	65 to 75

* From Quackenbush et al. [57] and U.S. Soil Conservation Service [58].

Example 21-29. If the expected efficiency is 60 per cent, the consumptive use for the irrigation season is 2.4 acre-ft (28.8 in.) of water per acre, and effective rainfall is 11 in., the amount to be delivered to the farm is $(28.8 - 11) \times 100/60 = 29.7$ in., or 2.5 acre-ft/acre.

g. Leaching Requirement. When soils and water are of good quality, large applications of irrigation water will leach out plant nutrients and will require additional drainage and will therefore be wasteful. However, with saline or alkaline conditions, which may result either from poor soil or poor water, it is generally necessary to apply extra water to leach the salts out of the root zone and prevent movement of salts to the surface, where they will further injure crops. Drainage of the leaching water is necessary and is usually accomplished with deep ditches. Level borders or basins rather than furrow irrigation should be used under these conditions. The

amount of water required for leaching can be estimated [62, 63], but usually local experience will govern.

h. Delivery Losses. Canal or ditch seepage is the principal loss between the water source and the delivery point. This not only reduces supply, but may also cause damage to land adjacent to the canal or ditch. Seepage losses may vary from 10 to 70 per cent of the amount entering a canal [68]. Additional losses occur from transpiration by vegetation along a canal or ditch. Where the water supply is limited, control of this vegetation by cutting or spraying with chemicals may be necessary [67]. Evaporation from a canal water surface is ordinarily not considered. In general, where water losses are likely to be large, pipe, chutes, flumes, or lined canals or ditches can be used to convey the water [69, 70]. Table 21-47 can be used as a guide to the average upper limits of losses to be expected. An equation for estimating delivery losses is

$$q_d = q_0 - \frac{SW}{86,400} \quad (21-32)$$

where q_d is the discharge at the delivery point in cfs, q_0 is the inflow to the ditch in cfs, S is the seepage rate in ft^3/ft^2 of the wetted area, from Table 21-47, and W is the wetted area in ft^2 . The figure 86,400 is the conversion factor to convert days to seconds.

Example 21-30. An irrigation delivery ditch is 1.7 miles long, is cut through sand and sandy loam, and has a 1-ft bottom width with 1.5:1 side slopes. If 4.1 cfs enters the ditch at the design depth of 0.7 ft, estimate the discharge that can be expected at the farm after steady flow is established.

1. Select the seepage rate from Table 21-47. Using the fourth item (sand and sandy loam), this is $3.4 \text{ ft}^3/\text{ft}^2$ of wetted area per day.

2. Compute the total wetted area. The wetted perimeter times the length of ditch in feet, or $3.52 \times 1.7 \times 5,280$, is $31,596 \text{ ft}^2$ (use $31,600 \text{ ft}^2$).

Table 21-47. Average Maximum Seepage Rates for Canals*

Canal soil material	Seepage, ft^3/ft^2 of wetted area per day
Sandy loam.....	8.2
Gravelly loam.....	5.3
Fine sandy loam and adobe.....	3.8
Sand and sandy loam.....	3.4
Loam and sandy loam.....	3.3
Adobe.....	3.0
Fine sandy loam.....	2.1
Loam and adobe.....	1.4
Loam.....	1.1
Silty clay.....	0.9
Sand and silty clay.....	0.4
Sand and clay.....	0.1
Loam and gravelly loam.....	0.1

* From Rohwer and Stout [68].

3. Compute the rate at the delivery point: $4.1 - (3.4 \times 31,600)/86,400 = 2.86$ cfs, or about 2.9 cfs after steady flow is established.

i. Storage Losses. These are evaporation and seepage losses in the reservoir and are to some extent controllable [49, 69, 70].

j. Other Losses. An estimate of operational losses, due to accidents or other uncontrolled losses, is generally used as a safety factor in supply design.

k. Recovery of Losses. Seepage and waste water (return flow) are often recovered, in streams or underground, and used for further irrigation. In some localities water is used many times before it becomes unsuitable for further use. Where states permit rights to seepage flows, it may be illegal to reduce seepage or waste if doing so violates someone's water right [69].

l. Estimation of Required Reservoir Storage. A summary of the gains and losses can be made as shown in the following example.

Example 21-31. Estimate the required irrigation storage, using a seasonal distribution of surface runoff for a location in the midwestern United States where corn and beans are to be irrigated.

1. Determine the total seasonal irrigation-water requirement. Prepare a table such as Table 21-48, which shows the various uses and their quantities. Item 1 is a total of

Table 21-48. Computation of Total Required Supply

Item	Acre-feet	Accumulated acre-feet
1. Consumptive use, 80 acres: Beans (3 months), 14.4 in.	96	
Corn (4 months), 21.1 in.	142	142*
2. Effective rainfall: average 4-month irrigation-season rainfall, 16.3 in.; average application, 4 in.; total effective rainfall = $0.50 \times 16.3 \div 4 = 12.2$ in.	-81	61
3. Field efficiency: furrow irrigation, $61 \times 10\%$		111
4. Leaching requirement 0	0	111
5. Other losses: estimated at 10 per cent. 11	11	122
6. Canal seepage losses for a total of 5 runs (6 acre-ft per run) 30	30	152
7. Reservoir losses: Evaporation, 8-acre surface 43	43	195
Seepage 24	24	219

* Use the larger of the two values in middle column.

monthly increments computed using the methods illustrated in Examples 21-2 and 21-3. Two crops are to be grown, but only one occupies the entire acreage in any one year; therefore the greater of the two consumptive uses is taken. Item 2 is computed using Eq. (21-31), with the selected consumptive use of item 1 (21.1 in.) in the ratio U/R_p . Item 3 is computed using the method of Example 21-29 and an expected field efficiency of 55 per cent. Item 4 is zero since no leaching is required. Item 5 is based on local experience for this case. Item 6 is estimated using the method of Example 21-30. Item 7 is an estimate of reservoir evaporation and seepage losses, assuming the reservoir to be two-thirds full. The total use of 219 acre-ft is equal to the design supply. If it is greater than the amount available, the acreage may be reduced, or the losses determined more closely, or more runoff must be diverted into the reservoir.

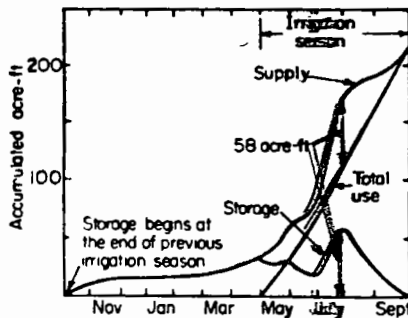


Fig. 21-40. Graphical solution for required irrigation storage, assuming all losses occur during irrigation season, proportional to consumptive use.

use and losses occur during the irrigation season, with losses proportional to the monthly consumptive use.

4. Find the maximum difference between the supply and total use (Fig. 21-40), or plot the storage curve as shown and find the maximum ordinate. The required storage for this example is 58 acre-ft. The total use should not rise above the supply. If it does, a more refined analysis can be made, with losses used as they occur, or the irrigated acreage can be reduced. Otherwise, some method of reducing losses is needed.

After determining storage requirements, it is necessary to estimate the maximum required capacities of the conveyance system, using the probable largest single irrigation run as a design level.

3. Hydraulic Considerations. The hydraulics involved in the design of storage or diversion dams and water conveyances will not be discussed here. However, special applications in irrigation are discussed below.

a. Surface Irrigation. When furrow, corrugation, or border irrigation is used, small siphon tubes made of light metal, rubber, or plastic may be used to convey water from the supply ditch to the field. Table 21-49 gives siphon-tube capacities [57].

Table 21-49. Discharge, in Gallons per Minute, from Siphons Operating under Different Heads*

Diameter of siphon, in.	Head, in.					
	2	3	4	5	6	9
$\frac{1}{8}$	1.3	1.6	1.8	2	2.1	2.7
$\frac{3}{16}$	3	4	5	5.5	6	7
$\frac{1}{4}$	4	5	7	8	9	11
$\frac{5}{16}$	8	10	12	13	15	18
$\frac{3}{8}$	13	16	18	21	24	28
$\frac{1}{2}$	17	21	25	28	32	38
2	21	27	32	36	40	

* From Quackenbush et al. [57]. Head is the difference in height of water in supply ditch and at discharge end of tube.

Gated pipes are more efficient than supply ditches. When they are used no siphon tubes are needed. Other types of field distribution systems, such as flexible hose of various materials or buried pipelines with risers, are sometimes used. The hydraulics of these systems must be specially computed, or the suitable discharge found by trial during irrigation. Erosion in furrows or corrugations is minimized by using Criddle's empirical relation [52],

$$q_m = \frac{10}{S} \quad (21-33)$$

where q_m is the permissible maximum discharge in gpm, and S is the furrow slope in per cent.

Determination of desirable maximum length of run involves consideration of land slope and soil-infiltration capacity. If a run is too long, water soaks in too deep at the head of the furrow by the time the stream reaches the lower end. If the run is too short, extra supply ditches are needed and irrigation labor increases. Erosion from runoff due to rainfall must also be considered. Typical lengths of run are shown in Table 21-50.

b. Subsurface Irrigation. Water is usually applied through open ditches, but underground means, such as moles or tile drains, can be used. The supply ditches are also used for lowering the water level. They contain check structures having gates or flashboards spaced at vertical intervals of about 6 in. The flashboards are in place when irrigation water is being added, and out when excess water is being removed. The ditch system does not require extensive hydraulic computations; the use of Manning's formula is adequate. The design must provide for the proper arrangement of ditches to maintain a uniform depth of water table and the location of a suitable outlet for drainage. Since the soils suitable for subsurface irrigation are highly permeable, there will be no runoff from the irrigated area except from unusually high intensity rains.

c. Sprinkler Irrigation. Permanent or portable sprinkler-irrigation systems include a pump at the water source (with debris screens if lake or stream water is used), a main supply pipe, and lateral pipelines on which sprinkler nozzles are mounted

at a level suitable to the crop. Often a fertilizer solution is added to the irrigation water in the line between the water source and the pump. The hydraulics of the pipelines has been reduced to a minimum of design effort [71, 72].

d. Measurement of Flow. When irrigation water is purchased, or when water rights limit the supply within a certain range of discharge, the flow is measured with weirs or Parshall flumes, for which discharge tables and construction information are available [27].

Table 21-50. Lengths of Run for Furrow or Corrugation Irrigation, in Feet

Furrow grade, %	Fine-textured soils		Medium-textured soils			Moderately coarse textured soils		Coarse-textured soils		
	Irrigation application, in.									
	2	4	6	2	4	6	2	4	2	4
Eastern (humid) United States*										
0 1	800	800	800	800	...	660	920	300	425
0 2	1,000	1,000	920	1,000	...	560	800	260	360
0 3	950	1,000	720	1,000	...	450	640	205	290
0 4	800	900	620	880	...	380	540	175	250
0 5	550	550	550	620	...	340	480	150	220
Western (semiarid) United States†										
0.25	1,050	1,500	1,800	825	1,150	1,400	500	700	225	325
0 50	725	1,000	1,250	550	775	950	325	475	150	225
0 75	575	800	975	425	625	750	275	375	125	175
1 0	475	675	850	375	525	650	225	325	100	150
1 5	375	550	675	300	425	525	175	250	...	125
2 0	325	475	575	250	350	425	150	225	...	100
2 5	300	425	500	225	325	400	125	200
3 0	275	375	450	200	300	350	125	175
4 0	225	325	400	175	250	300	100	150

* From Quackenbush et al. [57].

† U.S. Soil Conservation Service [65].

II. Drainage

Agricultural drainage is the removal of surplus gravitational water from the surface or subsurface of farmland to improve soil conditions for plant growth.

1. Types. *Surface drainage* is accomplished by grading and smoothing the land to remove barriers and to fill in depressions, by digging ditches to remove water, or by diverting runoff from adjacent source areas to ditches or natural waterways.

Subsurface drainage removes excess water from within the soil by means of tile or mole drains, lowering the water table to below the root zone.

Levees or dikes are used in conjunction with drainage works to exclude flood or sea water. Pumps are used to remove excess local water from the protected area.

2. Legal Aspects. Drainage by individual farmers is practically a free enterprise, with only the common-sense limitation of preventing injury to neighboring lands. Most drainage systems, however, must pass through several farms, and since

1790, drainage laws have established procedures and safeguards for developing large drainage projects [73]. (See Sec. 27.)

a. Drainage Districts. A *drainage district* is a legal subdivision of government to provide drainage of land for the benefit of farmers within the district. It is directed by a group of elected or appointed commissioners. The district develops plans for water disposal, provides the organization and controls funds, obtains easements and rights-of-way, and distributes construction and operation costs among its members. It has the power to tax within the district and usually to sell bonds for financing its work.

b. Drainage Associations. *Drainage associations* are unincorporated groups of voluntary members operating under articles of association. Unless restricted by state law, the association may attain official status by recording the articles of association with the county or parish clerk. Organization of the association is simple, and officials are elected to operate it. Funds must be raised by voluntary subscription, since there are no provisions for taxation.

c. Informal Groups. A few landowners may create an informal group by signing a group agreement. The entire operation of the group is based on voluntary agreement.

3. Planning. History shows many failures of drainage projects. Difficulties in many cases were due to poor planning, piecemeal methods of drainage, or lack of maintenance. Lack of proper machinery for large construction and simple maintenance was often the cause of failure before the general use of the dragline excavator began in 1906. Modern equipment, such as trenching machines, dragline excavators, and more efficient pumps, has reduced the physical problem of installing drainage systems. The size of a drainage project will determine the intensity of the planning, but in general the method of approach is the same for all projects. Planning consists for the most part of answering these questions [74]: Does the excess water come from rainfall, tides, irrigation, seepage, or artesian pressure? Can the excess water be removed from the soil? How much water must be drained or excluded? Is there an outlet for drained water? What system will give the best results? Even small-scale planning requires a review of available data for the problem area, such as geologic reports, previous surveys or plans, and state engineering publications. Field reconnaissance is needed to form an idea of further needed investigation, and topographic maps, soil surveys, and water-table surveys are usually needed.

a. Causes of Drainage Problems. Successful drainage of wet lands may require removal of both surface and subsurface water, but generally only one type is involved. Surface-drainage problems are caused by ponding due to lack of slope, by the small capacity of natural or constructed channels, or by the lack of proper outlets. Often outlets cannot be made low enough to drain the wet land because of high elevations of lakes, tidewaters, or highway culverts. Subsurface-drainage problems may be due to a high water table, to subsurface barriers of low permeability such as clay lenses, to seepage from irrigation canals and levees, or to other causes.

4. Surface Drainage. A surface-drainage system is composed of *field drains*, which collect the excess water from the land surface and conduct it to *lateral ditches*, in which it flows to a *main ditch* and then to the *drainage outlet*, usually a natural waterway.

a. Field Drains. These are shallow ditches with flat side slopes, which farm machinery can cross. A field drain is normally 9 to 12 in. (sometimes as much as 18 in.) deep with side slopes of 6:1 or flatter. Horizontal spacing of field drains depends on the soils, the topography, and the amount of drainage expected. Where the drains are parallel, they are usually not more than 650 ft apart on sandy soils, 200 ft apart on organic soils, and about 300 ft apart on other soils. Various layouts of field drains are used [35]. They may be in a cross-slope parallel system, a random system, or a bedding system.

b. Lateral Ditches. These are deeper than field drains, usually with a depth of a foot or more, and often with flat side slopes that farm machinery can cross.

c. Main Ditch. The main ditch is normally constructed with a dragline and requires most of the planning and design in a drainage project. Main ditches generally run along property lines or roads, although sometimes a small natural channel may be

used (after enlargement) in its original location. The capacity of main ditches often needs to be greater than needed to carry water from the laterals because of runoff from uplands.

Hydrologic Considerations. Guides and tables for the design and layout of field drains and farm lateral ditches are available [35, 75]. Generally, the chief problem is the determination of the water and sediment capacity of the main ditch. The customary hydrologic approach is difficult to apply on very flat land with indefinite drainage boundaries; in such cases the field experience of drainage engineers becomes the principal basis of design. *Drainage curves* (Fig. 21-41) are normally used except in areas where drainage is needed because of irrigation water. Since the curves of Fig. 21-41 are generalized over large areas, no specific frequency applies for any particular curve. In localities needing drainage, natural channels are usually physiographically undeveloped and the land is so flat that normal floodwaters do not flow to them. Thus drainage ditches are used also to provide some function of flood control, and the division between functions is often impossible to make. Areas of application of the curves of Fig. 21-41 are as follows:

Curve A. North-central and north-eastern United States, for good protection from overflows; Gulf states, maximum for hill areas [75].

Curve B. North-central and north-eastern United States, for excellent drainage; Gulf states, minimum for hill areas [75].

Curve C. North-central and north-eastern United States, for good drainage and a general curve for grain crops; Mississippi Delta, a general curve; western plains of Oklahoma and Texas [75].

Curve D. North-central and north-eastern United States, for fair drainage and a general curve for improved pastures; Gulf states, for improved pastures and riceland [75].

Curve F. Florida Everglades [76].

Curve G. Gulf and Atlantic Coast "flatwood" areas [75].

Curve M. Red River Valley, Minnesota, and North Dakota, for areas requiring better drainage [75].

Curve S. Red River Valley, Minnesota, and North Dakota, for ordinary drainage [75].

Obviously, there is no upper limit to such curves, but in practice it is seldom necessary to drain more than 3 in./day from an area. The scale on the right of Fig. 21-41 gives the drainage coefficients, which are the water depths in inches drained from an area in one day. These coefficients enable the designer to compare drainage methods by ditches, tile lines, and pumps.

Hydraulic Considerations. Once the capacity of a main ditch is selected, the ditch design must overcome the limitations due to the following factors:

1. Small range of possible channel slopes. Elevation of the outlet will often control the ditch slope. Where the ditch flows into a river, backwater effects can be expected at times when the ditch should be draining land.

2. Practical difficulties of maintaining low values of Manning's n . Ditch maintenance is seldom a regular practice, controlling vegetation every two or three years is desirable. Generally, the average value of n will be between 0.03 and 0.06 [77].

3. Hydraulic radius. Deep ditches can be constructed, but their effective depth will be controlled by elevations of existing road culverts and bridges and by effective elevation of the outlet.

4. Sediment inflows. The sediment problem in drainage ditches is usually caused by erosion on upstream areas rather than on the land being drained. Upstream sediment can be controlled to some extent by using conservation measures such as

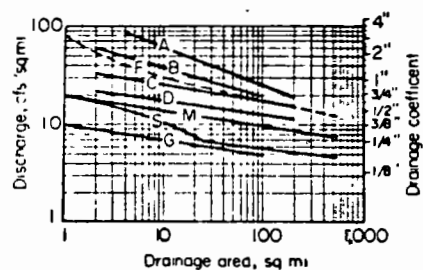


FIG. 21-41. Drainage-ditch design curves. (U.S. Soil Conservation Service [75, 76])

strip cropping, contouring, and terracing on the uplands. In downstream areas sediment traps can be built, or the sediment-laden floodwaters can sometimes be diverted. In areas such as the Missouri River bottoms of Iowa, large sediment inflows are used to raise the general elevation of the bottomland. Runoff from a stream carrying sediment from the uplands is diverted to a section of land reserved for settling out the soil material. When this section has been built up, another section is used for the settling basin while the first is deep-plowed, ditched, and used for crop production. If the sediments are sterile, the raised lands must be made fit for crop production by the use of fertilizers and soil-improving crops.

The hydraulic determinations in ditch design include (1) determining the most desirable hydraulic grade line, (2) assuming desirable ditch cross sections to match required depths, and (3) developing profiles of ditch bottoms for the hydraulic grade line selected, using a backwater method such as Leach's [40, 44]. Effects of combined flow from laterals are also considered in ditch design [35, 75].

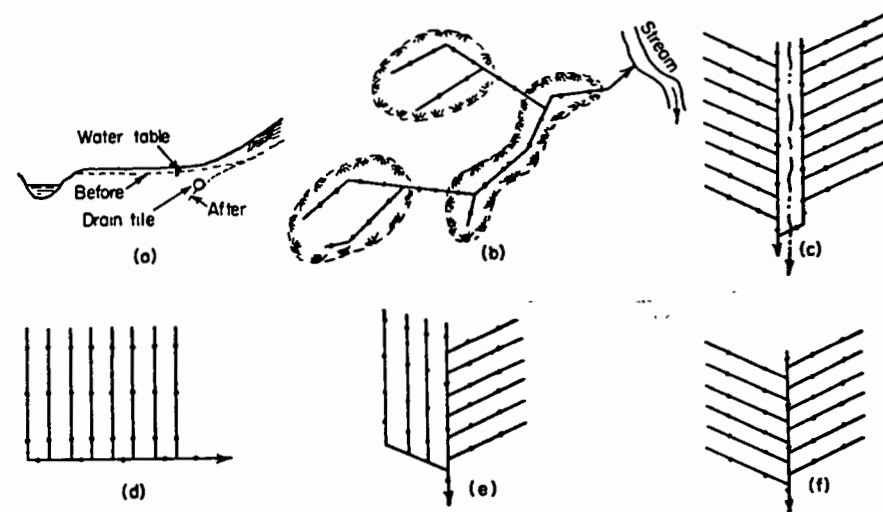


FIG. 21-42. Tile-drain layouts. (a) Interception method; (b) random; (c) double main; (d) parallel; (e) gridiron; (f) herringbone.

5. Subsurface Drainage. Beauchamp [78] presents a comprehensive discussion of subsurface drainage by use of tile drains. In tile drainage, free water from the soil enters the tile line through openings at the joints and flows to an outlet. The depth and spacing of tile lines depend on the quantity of water to be removed per 24 hr (the drainage coefficient), the permeability of the soil, and the depth of the root zone. Permeability can be estimated by one of several methods [74, 75]; the requirement in appraising an area to be tiled is adequate sampling and correct interpretation of the measurements.

a. Layouts. The distribution of the wet land to be drained determines the pattern of the tile layout. Where seepage is caused by a perched water table or an irrigation canal on a hillside, it can be intercepted by a tile line above the wet land (Fig. 21-42a). If the wet land is in the form of potholes or scattered small areas, a random system of tile lines can be used (Fig. 21-42b). A large area of wet land can be drained by any one of a number of layout patterns designated by such terms as "parallel," "gridiron," "herringbone," or "double-main" (Fig. 21-42).

b. Lateral Spacing. Permeability measurements can be used to determine lateral spacing, but usually the spacings shown in Table 21-51 are used. Lateral tile lines can always be added to the tile system if the main lines have the capacities.

c. *Depth of Tile Lines.* The usual depth of tile lines in mineral soils varies from 3 to 4 ft in humid areas and from 6 to 8 ft in western irrigated lands. Shallow depths (under 30 in.) are used only when absolutely necessary. When lines are less than 2 ft deep in mineral soils they are likely to be broken by the passage of farm machinery. Maximum depth is limited by the quality of tile [78]. In organic soils tile needs to be at least 4 ft deep, since the soils will subside through oxidation and compaction, and wind erosion may further lower the surface [79].

Table 21-51. Horizontal Spacing of Tile Lines*

Soil type	Permeability	Spacing, ft
Clay, clay loam	Very slow	30- 70
Silt, silty clay loam	Slow to moderately slow	60-100
Sandy loam	Moderately slow to rapid	100-300
Mucks, peat		50-200

* From Beauchamp [78].

Table 21-52. Drainage Coefficients for Tile Lines*

Soil	Drainage coefficient, in.	
	Field crops	Truck crops
No surface water admitted to the tiles and complete surface drainage provided otherwise		
Mineral	$\frac{3}{8}$ - $\frac{1}{2}$	$\frac{1}{2}$ - $\frac{3}{4}$
Organic	$\frac{1}{4}$ - $\frac{3}{4}$	$\frac{1}{4}$ - $1\frac{1}{4}$
Surface water admitted to tile lines through blind inlets		
Mineral	$\frac{1}{2}$ - $\frac{3}{4}$	$\frac{3}{4}$ -1
Organic	$\frac{1}{4}$ -1	$1\frac{1}{2}$ -2
Surface water admitted to tile lines through open inlets		
Mineral	$\frac{1}{2}$ -1	1- $1\frac{1}{2}$
Organic	1- $1\frac{1}{2}$	2-4

* From Beauchamp [78].

d. *Tile-line Slope.* The slope (feet per foot) of any tile line should not be less than 0.0007 for 5-in. tile or 0.0005 for larger tile. Flatter slopes permit the lines to fill with sediment. The maximum permissible slope of a tile line varies with soil type, but in general it should not be more than 0.01. Slopes of as much as 0.02 are feasible with some soils, but steep slopes often have undesirable effects. When a steep line is not running full, it may run at less than critical depth, with resulting surges that cause inflows of soil at the joints, and thus may cause shifting and blocking of the tile line. If it runs full and under pressure, the line may shift and break. Special precautions need to be taken when high velocities or pressure may develop in a section of tile line [78]. Under such conditions tile joints can be covered with durable materials such as tar-impregnated paper and the joints should be made as small as possible. No inflow of local water should be permitted at such joints. Watertight lines are

used where methods described above are not safe. Such installations provide little drainage but serve only as transmission lines through steep reaches of the system. Slopes of tile lines can usually be kept low enough by use of one of the patterns shown in Fig. 21-42, although it may be necessary to use a main line with some steep sections.

e. *Surface-water Inlets.* Special inlets are used when it is necessary to get surface waters directly into the tile lines. An *open* inlet is a section of pipe rising from the line to the surface and screened to prevent entry of debris. A *blind* inlet is a section

Table 21-53. Comparable Tile or Pipe Diameters for Equal Discharges*

Diameter† in inches when Manning's $n =$				
0.011	0.013	0.015	0.017	0.025
5	5.3	5.6	5.9	6.8
6	6.4	6.7	7.1	8.2
8	8.5	9.0	9.4	10.9
10	10.6	11.2	11.8	13.6
12	12.8	13.5	14.1	16.3
14	14.9	15.7	16.5	19.1
16	17.0	18.0	18.8	21.8
18	19.2	20.2	21.2	24.5
20	21.3	22.5	23.6	27.2
22	23.4	24.7	25.9	29.9
24	25.5	27.0	28.3	32.7
26	27.7	29.2	30.6	35.4
28	29.8	31.4	33.0	38.1
30	31.9	33.7	35.3	40.8
32	34.0	35.9	37.7	43.5
34	36.2	38.2	40.0	46.3
36	38.3	40.4	42.4	49.0
38	40.4	42.7	44.8	51.7
40	42.6	44.9	47.1	54.4
42	44.7	47.2	49.5	57.1
44	46.8	49.4	51.8	59.8
46	48.9	51.7	54.2	62.6
48	51.1	53.9	56.5	65.3

* From U.S. Soil Conservation Service [33].

† Diameter for $n = 0.011$ is the base; diameters for other values of n are to the nearest tenth of an inch to aid in selection of a standard size.

of line backfilled with crushed rock, etc., graded from coarse to fine, the top foot being coarse sand or porous soil [78].

f. *Drainage Coefficients.* Table 21-52 gives values of drainage coefficients based on the use of Fig. 21-43 [78].

g. *Tile Capacities.* Figure 21-43 gives capacities and other information for tile drains flowing full but not under pressure. Manning's n is 0.011 for this chart. Table 21-53 shows comparable sizes for some larger n values.

h. *Tile-line-capacity Design.* It is not desirable to have a tile line flow under pressure, but it will be difficult to keep a line from running full except by overdesign of the tile diameter. In general, it should be controlled through the velocity. Velocities greater than 3 fps will nearly always cause trouble, and although soil texture partly determines the safe velocity, the optimum will usually be about 1.5 fps. When

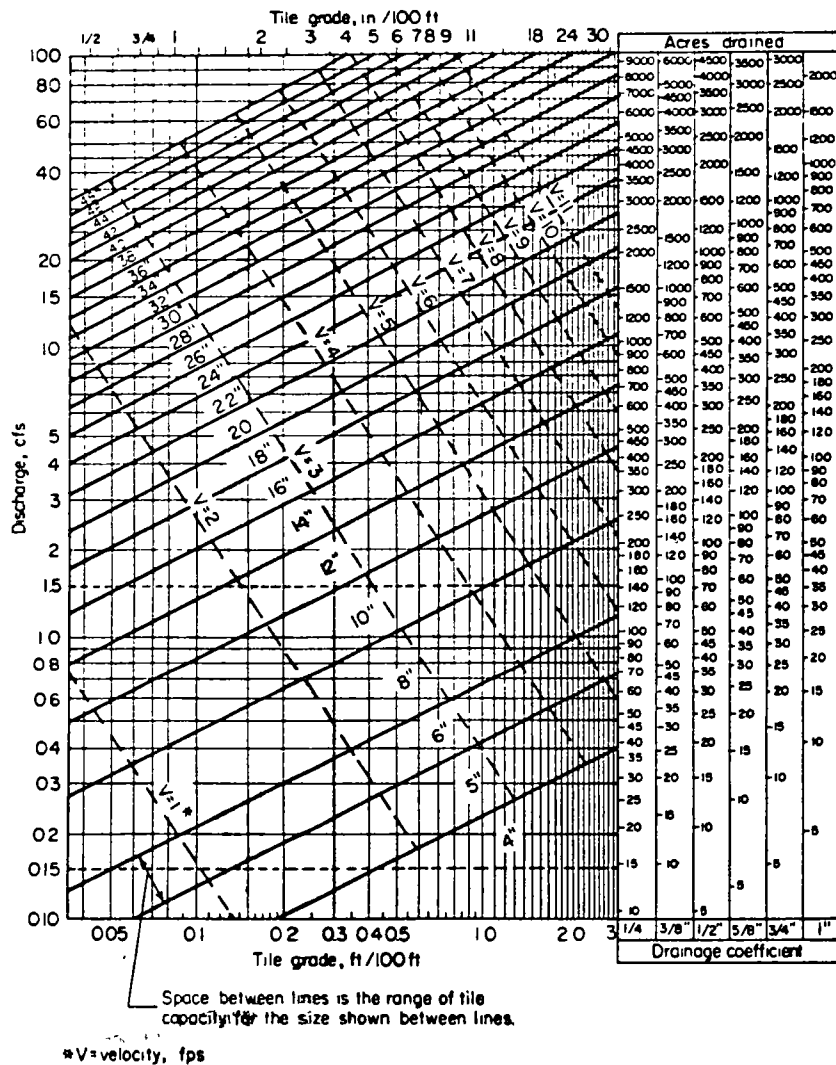


FIG. 21-43 Drain-tile design chart. The tile size and capacity are determined by extending a horizontal line from the area drained to intersect the proper slope line. The chart is based on the Yarnell-Woodward formula $V = 138r^{1/2}s$, where V = velocity in fps, r = hydraulic radius in ft, and s = slope in ft/ft.

if it is necessary to use steep slopes, the methods described by Beauchamp [78] should be used.

i. Tile line Outlet—The end of the tile line is usually a section of corrugated metal pipe cantilevered into a waterway, with the opening of the pipe outlet screened to keep out small animals.

j. Mole Drains—These are unlined, rounded or egg-shaped channels 20 to 24 in. under the surface of highly cohesive or fibrous soils. They are formed by means of a *walking plow*. Mole drains have an effective life of 2 to 5 years, although some drain-

age effect may last twice that long. They are used to supplement ditch and tile drains where soil conditions would require very close spacing. Spacings of less than 10 ft are often used with mole drains. Criteria and installation practices are given by Stephens and others [75, 79].

6. Pumping for Drainage. Sutton [76] gives information on pumping for drainage. Pump size and operation costs are reduced by use of storage. The drainage coefficient for this combination reaches a maximum of 3 in. for some areas along the Gulf Coast.

VIII. REFERENCES

1. Estimated water requirements for agricultural purposes and their effects on water supplies, United States Senate, Select Committee on National Water Resources, Committee Print no. 13, 1960, table 4.
2. Monthly precipitation and runoff for small agricultural watersheds in the United States, U.S. Agricultural Research Service, 1957.
3. Annual maximum flows from small agricultural watersheds in the United States, U.S. Agricultural Research Service, 1958.
4. Selected runoff events for small agricultural watersheds in the United States, U.S. Agricultural Research Service, 1960.
5. Rainfall frequency atlas of the United States, U.S. Weather Bur. Tech. Paper 40, 1961.
6. Rainfall intensity-frequency regime, U.S. Weather Bur. Tech. Paper 29, pts. I to V, 1957-1960. See also Refs. 68-73 of Sec. 9.
7. Huff, F. A., and J. C. Neill: Rainfall relations on small areas in Illinois, *Illinois State Water Surv. Bull.* 44, 1957.
8. Musgrave, G. W., and R. A. Norton: Soil and water investigations, Clarinda, Iowa, U.S. Soil Conserv. Serv. Tech. Bull. 558, 1937.
9. Clark, O. R.: Interception of rainfall by prairie grasses, weeds, and certain crop plants, *Ecol. Monographs*, vol. 10, no. 2, pp. 243-277, April, 1940.
10. Kittredge, Joseph: "Forest Influences," McGraw-Hill Book Company, Inc., New York, 1948.
11. Criddle, W. D.: Methods of computing consumptive use of water, *Proc. Am. Soc. Civil Engrs., J. Irrigation and Drainage Div.*, vol. 84, no. IR1, pp. 1-27, January, 1958.
12. Blaney, H. F., H. R. Haise, and M. E. Jensen: Monthly consumptive use by irrigated crops in western United States, *Provisional Suppl. to SCS-TP-96*, U.S. Soil Conservation Service, 1960.
13. Blaney, H. F.: Monthly consumptive use requirements for irrigated crops, *Proc. Am. Soc. Civil Engrs., J. Irrigation and Drainage Div.*, vol. 85, no. IR1, pp. 1-12, March, 1959.
14. van Bavel, C. H. M.: Estimating soil moisture conditions and time for irrigation with the evapotranspiration method, U.S. Agr. Res. Serv. Paper ARS 41-111, 1956.
15. Penman, H. L.: Estimating evaporation, *Trans. Am. Geophys. Union*, vol. 37, no. 1, pp. 43-50, 1956.
16. "Climate and Man," Yearbook of Agriculture, 1941, U.S. Department of Agriculture, pp. 740-741.
17. Langbein, W. B., and others: Topographic characteristics of drainage basins, U.S. Geol. Surv. Water-Supply Paper 968-C, 1947.
18. Kirpich, Z. P.: Time of concentration of small agricultural watersheds, *Civil Eng.*, vol. 10, no. 6, p. 362, June, 1940.
19. "National Engineering Handbook," sec. 4, supplement A, Hydrology, U.S. Soil Conservation Service, 1957 (3d ed. in press, 1963).
20. "Soil Survey Manual," U.S. Department of Agriculture Handbook 18, 1951.
21. Soil survey reports for individual counties in the United States, U.S. Soil Conservation Service, published as available.
22. Carter, R. W.: Computation of peak discharge at culverts, U.S. Geol. Surv. Circ. 376, 1957.
23. Wilson, W. T., and R. D. Tarble: Estimated frequencies and extreme values of snow-pack water equivalent at major cities in the United States, *Trans. Am. Geophys. Union*, vol. 33, no. 6, pp. 871-880, December, 1952.
24. Myers, V. A.: Frequency variation of snow depths in the Missouri and Upper Mississippi Basins, *Monthly Weather Rev.*, vol. 81, no. 6, p. 162, June, 1953.
25. Langbein, W. B., and others: Annual runoff in the United States, U.S. Geol. Surv., Circ. 52, 1949.
26. Long-duration runoff volumes, U.S. Army, Corps of Engrs., Tech. Bull. 5, Sacramento, Calif., 1958.

27. Parshall, R. L.: Measuring water, *U.S. Soil Conserv. Serv. Circ.* 843, 1950.
28. Mockus, Victor: Estimation of annual water yields from ungaged watersheds of 10 to 2000 acres in size, U.S. Soil Conservation Service, standard drawing ES-1014, 1958.
29. Rainfall intensities for local drainage design in western United States, *U.S. Weather Bur. Tech. Paper* 28, 1956.
30. Bernard, Merrill: Discussion of Runoff: rational runoff formulas, *Trans. Am. Soc. Civil Engrs.*, vol. 96, p. 1161, 1932.
31. Hamilton, C. L., and H. G. Jepson: Stock-water developments: wells, springs, and ponds, *U.S. Dept. Agr. Farmers' Bull.* 1859, 1940 (Cook's method, p. 39).
32. "Engineering Handbook," U.S. Soil Conservation Service, Milwaukee, Wis., 1942 (out of print).
33. U.S. Soil Conservation Service, unpublished material.
34. Mockus, Victor: Use of storm and watershed characteristics in synthetic hydrograph analysis and application, U.S. Soil Conservation Service, 1957.
35. "Engineering Handbook for Soil Conservationists in the Corn Belt," U.S. Soil Conservation Service, Agriculture Handbook 135, Milwaukee, Wis., 1958, p. 8-3.
36. Blakely, D. B., J. J. Coyle, and J. G. Steele: Erosion on cultivated land, in "Soil," *Yearbook of Agriculture*, 1957, U.S. Department of Agriculture, pp. 290-307.
37. Craddock, G. W.: Floods controlled on Davis County watersheds, *J. Forestry*, vol. 58, no. 4, pp. 291-293, April, 1960.
38. "Engineering Handbook for Work Unit Staffs," U.S. Soil Conservation Service, Alexandria, La., 1956.
39. Handbook of channel design for soil and water conservation, *U.S. Soil Conserv. Serv. Stillwater Outdoor Hydraulic Lab. Tech. Paper* SCS-TP-61, rev., 1954.
40. Chow, V. T.: "Open-channel Hydraulics," McGraw-Hill Book Company, Inc., New York, 1959.
41. Culp, M. M.: U.S. Soil Conservation Service, unpublished material.
42. Doubt, P. D.: Chute spillways, sec. 14 in "National Engineering Handbook," U.S. Soil Conservation Service, 1955.
43. Culp, M. M., and others: Hood inlets for culvert spillways, *U.S. Soil Conserv. Serv. Tech. Release* 3, 1956.
44. King, H. W., and E. F. Brater, "Handbook of Hydraulics," 5th ed., McGraw-Hill Book Company, Inc., New York, 1963.
45. Hartman, M. A., and R. W. Wilke: Downstream effects of land treatment and upstream floodwater-retarding structures, *U.S. Soil Conserv. Serv. Tech. Paper* SCS-TP-130, 1956, fig. 31.
46. Pond sealing with polyphosphates, U.S. Soil Conservation Service, Upper Darby, Pa., 1958.
47. Culp, M. M., and C. A. Reese: Drop spillways, in "National Engineering Handbook," sec. 11, U.S. Soil Conservation Service, 1954.
48. Culp, M. M.: Earth spillways, *U.S. Soil Conserv. Serv. Tech. Release* 2, 1956.
49. "Design of Small Dams," U.S. Bureau of Reclamation, 1960.
50. The Neosho river basin plan, Report of the Kansas State Board of Agriculture, Division of Water Resources, Topeka, Kans., August, 1947.
51. Riter, J. R., and Charles LeMoine, Jr.: Planning a large irrigation project, in "Water," *Yearbook of Agriculture*, 1955, U.S. Department of Agriculture, pp. 328-333.
52. Phelan, J. T., and W.-D. Criddle: Surface irrigation methods, in "Water," *Yearbook of Agriculture*, 1955, U.S. Department of Agriculture, pp. 258-266.
53. Renfro, G. M., Jr.: Applying water under the surface of the ground, in "Water," *Yearbook of Agriculture*, 1955, U.S. Department of Agriculture, pp. 273-278.
54. Quackenbush, T. H., and D. G. Shockley: The use of sprinklers for irrigation, in "Water," *Yearbook of Agriculture*, 1955, U.S. Department of Agriculture, pp. 267-273.
55. Hutchins, W. A.: Selected problems in the law of water rights in the West, *U.S. Dept. Agr. Misc. Publ.* 418, 1942.
56. "National Engineering Handbook," sec. 15, Irrigation, U.S. Soil Conservation Service, 1959. Chapters of this handbook are published separately by the U.S. Government Printing Office, see Refs. 61, 71, and 72.
57. Quackenbush, T. H., and others: "Conservation Irrigation in Humid Areas," U.S. Soil Conservation Agriculture Handbook 107, 1957.
58. Irrigation on western farms, *Agr. Inform. Bull.* 199, U.S. Soil Conservation Service and U.S. Bureau of Reclamation, 1959.
59. Criddle, W. D., and others: "Methods for Evaluating Irrigation Systems," U.S. Soil Conservation Service Agricultural Handbook 82, 1956.
60. Quackenbush, T. H.: Developing storage for irrigation water in humid areas of the United States, *Proc. Am. Soc. Civil Engrs., J. Irrigation and Drainage Div.*, vol. 85, no. IR3, pp. 41-47, September, 1959.

61. Land leveling, chap. 12 in "National Engineering Handbook," sec. 15, Irrigation, U.S. Soil Conservation Service, 1959.
62. Eaton, F. M.: Formulas for estimating leaching and gypsum requirements of irrigation waters, *Texas Agr. Expt. Sta. Misc. Publ.* 111, College Station, Tex., 1954.
63. Richards, L. A. (ed.). Diagnosis and improvement of saline and alkali soils, U.S. Department of Agriculture Handbook 60, 1954.
64. Merriam, J. L.: Field method of approximating soil moisture for irrigation, *Trans. Am. Soc. Agr. Engrs.*, Special Soil and Water Edition, vol. 3, no. 1, pp. 31-32, 1960.
65. "Instructions and Criteria for Preparation of Irrigation Guides," U.S. Soil Conservation Service, Portland, Ore., 1957.
66. Renfro, G. M., Jr.: U.S. Soil Conservation Service, Spartanburg, S.C., unpublished material, 1959.
67. "Control of weeds on irrigation systems," U.S. Bureau of Reclamation, 1949.
68. Rohwer, Carl, and O. V. P. Stout: Seepage losses from irrigation canals, *Colo. Agr. Expt. Sta. Tech. Bull.* 38, Fort Collins, Colo., 1948.
69. Lauritzen, C. W.: Ways to control losses from seepage, in "Water," *Yearbook of Agriculture*, 1955, U.S. Department of Agriculture, pp. 311-320.
70. Evaporation reduction and seepage control, United States Senate, Select Committee on National Water Resources, Committee Print no. 23, 1960.
71. Irrigation pumping plants, chap. 8 in "National Engineering Handbook," sec. 15, Irrigation, U.S. Soil Conservation Service, 1959.
72. Sprinkler irrigation, chap. 11 in "National Engineering Handbook," sec. 15, Irrigation, U.S. Soil Conservation Service, 1960.
73. Wooten, H. H., and L. A. Jones: The history of our drainage enterprises, in "Water," *Yearbook of Agriculture*, 1955, U.S. Department of Agriculture, pp. 478-491.
74. Donnan, W. W., and G. B. Bradshaw: Drainage investigation methods for irrigated areas in western United States, *U.S. Soil Conserv. Serv. Tech. Bull.* 1065, 1952.
75. Drainage, sec. 16, in "National Engineering Handbook," U.S. Soil Conservation Service, 1958.
76. Sutton, J. G.: Design and operation of drainage pumping plants, *U.S. Soil Conserv. Serv. Tech. Bull.* 1008, 1950.
77. Ramser, C. E.: Flow of water in drainage channels, *U.S. Dept. Agr. Tech. Bull.* 129, 1929.
78. Beauchamp, K. H.: Tile drainage: its installation and upkeep, in "Water," *Yearbook of Agriculture*, 1955, U.S. Department of Agriculture, pp. 508-520.
79. Stephens, J. C.: Drainage of peat and muck lands, in "Water," *Yearbook of Agriculture*, 1955, U.S. Department of Agriculture, pp. 539-557.



12

(1) DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS

DIRECCION DE PROYECTOS

ELABORACION DE PROYECTOS CONTROL DE CALIDAD

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL

OFICINA DE NORMAS Y CONTROL DE CALIDAD

ESTUDIOS DE BANCOS
PARA PROYECTOS

REDACCION DE
NORMAS

CONTROL DE CA-
LIDAD

EN EL CAMPO

LABORATORIO MOVIL
BRIGADA DE EXPLORACION
LABORATORIOS DE OBRA

EN EL DEPARTAMENTO
LABORATORIOS DE:

MATERIALES
MECANICA DE SUELOS
MECANICA DE ROCAS
QUIMICO
PETROGRAFICO

*Infos. de Zorr
de 2. 10. 1977
L. 10. 10. 1977.*

C O N T R O L D E C A L I D A D

Es:

- Sistema integrado de actividades
- Conjunto de todos los factores, actividades, presiones, procedimientos, equipos y materiales - que afectan el establecimiento - de un nivel de calidad para que una obra cumpla con su propósito.
- Muestreo, ensaye, inspección y selección de materiales para determinar si el procedimiento de construcción garantiza el cumplimiento de los requerimientos del proyecto.
- Información oportuna.

No es:

- Conjunto de actividades desligadas.
- Garantía de que el trabajo desarrollado reúne la calidad requerida - por el proyecto.
- Sistema responsable de la calidad de la obra.
- Historiador de la obra.
- Ejecutivo.

CONTROL DE CALIDAD

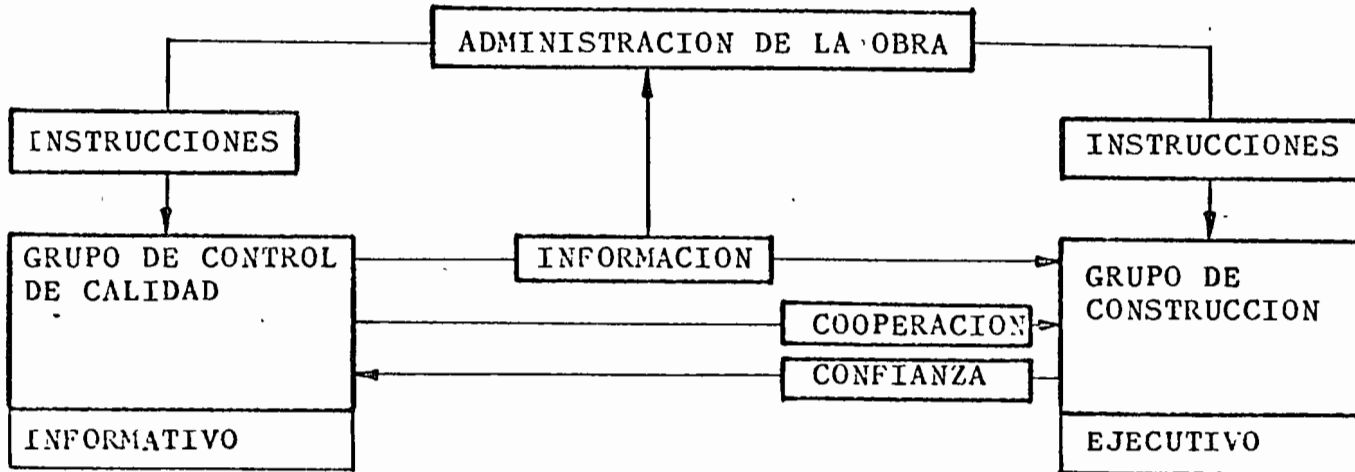
Por qué?

- El Proyectista, al concebir el proyecto, fija una calidad mínima para garantizar la integridad del mismo.
- Construir obras robustas y sobre-diseñadas no es ingenieril ni económico.
- Existen variaciones de mayor o menor magnitud en la calidad de los constituyentes de una obra.
- Las normas fijan el rango a las variaciones dando valores realistas sin exigir mayor calidad que la requerida por el proyectista para no encarecer la obra (Ingeniería de Costos).
- El control de calidad permite al proyectista obtener el máximo provecho de los constituyentes de la obra reduciendo así el costo de la misma.
- Nota

(4)

C O N T R O L D E C A L I D A D

Sus funciones

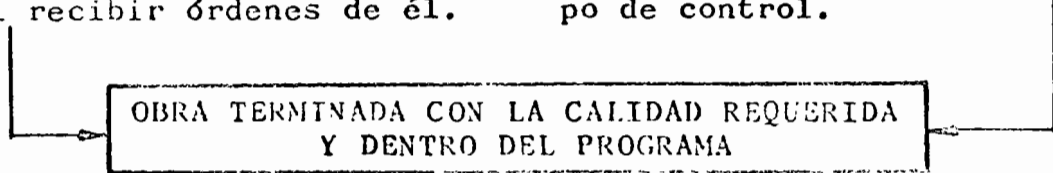


Muestreos
Ensayos
Inspección
Cálculos
Conclusiones
Informes
etc.

Programas
Ordenes
Supervisión
Aceptación
Medición
Pagos
etc.

Es importante que el grupo de control este libre para muestrear informar etc. sin interferir con el grupo de construcción ni recibir órdenes de él.

El grupo de construcción es el único responsable de la ejecución de la obra sin interferencias y sin interferir ni ordenar al grupo de control.



(5) **E L G R U P O D E C O N T R O L .**

Su organización.

- Debe ser libre de actuar
- Debe tener capacidad, en personal, equipo y local, acorde con la magnitud de la obra.
- Debe contar con personal preparado en sus distintos niveles.
- Debe inspirar y tener la confianza del grupo de construcción y el firme apoyo de la administración de la obra.

(6) **A P O Y O D E L C O N T R O L D E C A L I D A D**

Las Especificaciones.

- Deben ser propias de la obra y no adaptaciones de otras obras.
- Deben estar apoyadas en los estudios previos.
- Deben ser redactadas por un grupo de personas capacitadas que conozcan y comprendan los detalles del proyecto, las propiedades de los materiales, los procedimientos prácticos de la construcción y los problemas contractuales.
- Deben ser objetivas, claras y concisas y no dejar ningún aspecto al criterio del Ingeniero.
- Deben exigir solamente la calidad requerida por el proyecto, - exigir el máximo cuesta caro y no se lleva a efecto durante la construcción.
- Deben exigir la calidad requerida con el mínimo posible de limitaciones y restricciones, permitiendo al Contratista utilizar su ingenio y sus recursos para mejorar y abaratar la obra.
- Deben indicar claramente los procedimientos que se seguirán para el Control de Calidad. La aplicación de los métodos estadísticos es imperativa.
- Deben orientar el control de calidad para que este se constituya en un incentivo del Contratista.

ESPECIFICACIONES

No

Así mismo, no será motivo de modificación de los Precios Unitarios estipulados en el Catálogo para el pago de las excavaciones, el que éstas tengan que ser realizadas en presencia de agua. En caso de que la cantidad de agua que aparezca - al ejecutar las excavaciones sea excesiva a juicio del Ingeniero éste determinará la conveniencia de eliminarla por medio de bombeo, drenaje o algún otro método, pagándose al Contratista dichos trabajos de eliminación del agua como trabajos extraordinarios.

Por el precio unitario consignado en el Catálogo para este - Concepto, el Contratista suministrará precisamente en el sitio de su utilización el cartón impregnado y el mastique asfáltico para las juntas, los cuales deberán ser de calidad satisfactoria a juicio del Ingeniero; hará asimismo todas - las operaciones que se requieran para colocar dichos materiales formando las juntas de acuerdo con los planos de proyecto o las órdenes del Ingeniero y a satisfacción de este.

Si

Si el Contratista propone a la Secretaria el cambio de cualquier banco, efectuará su petición por escrito, anexando - nueva proposición de precio o declarando que acepta explotar el nuevo banco por el mismo precio unitario. En este caso - la Secretaria hará los estudios de calidad y economía que procedan, los que una vez terminados conducirán a tomar la determinación correspondiente.

(7) **E L C O N T R O L D E C A L I D A D**

Su aplicación

- El grupo de construcción deberá exigir un procedimiento constructivo que permita, mediante el muestreo en las diversas etapas del mismo, obtener un grado de confianza aceptable en que la calidad de la obra terminada estará acorde con los requerimientos del proyecto.

- El grupo de control planeará el muestreo definiendo el universo que debe muestrearse, que información se pretende obtener, que ensayos deben realizarse y que utilización se le dará a la información obtenida.

- El grupo de construcción definirá, de acuerdo con el grupo de control, los límites de acción o rechazo en cada etapa de la construcción así como los conductos de información y relaciones que garanticen que la acción y el rechazo puedan llevarse en forma dinámica.

SUBDRENAJE PARA CARRETERAS, VIAS FERREAS Y AEROPISTAS.

- I.- GENERALIDADES.
- II.- SUB-DRENAJE EN AEROPISTAS.
- III.- SUB-DRENAJE EN CARRETERAS.

Exploración:

- 1.- Inspección de campo.
- 2.- Estudios geológicos.
- 3.- Sondcos.
- 4.- Pruebas de laboratorio.
- 5.- Análisis de la información recopilada.

Métodos de sub-drenaje:

- 1.- Remoción de material y construcción de una capa -- permeable.
- 2.- Trincheras estabilizadoras.
- 3.- Sub-drenes transversales de penetración.
- 4.- Pozos de alivio.
- 5.- Sub-drenes y capas permeables.

Material permeable:

- IV.- AGUA CAPILAR EN CARRETERAS Y AEROPISTAS.
- V.- SUB-DRENAJE EN VIAS FERREAS.
- VI.- CONCLUSIONES.

SUB-DRENAJE PARA CARRETERAS. VIAS FERREAS Y AEROPISTAS.

I.- GENERALIDADES.

El sub-drenaje en obras viales es uno de los capítulos que requiere especial atención para asegurar la estabilidad y el buen funcionamiento de las obras ejecutadas con suelos o que descansan sobre ellos.

Esta importancia radica fundamentalmente en la gran influencia que el agua tiene en el comportamiento mecánico de los suelos y en la estabilidad de cortes y terraplenes. Cuando el agua se presenta en forma no estática, es decir, que se encuentra fluyendo a través de las masas de suelo, se originan fuerzas de filtración que afectan casi siempre en forma desfavorable la estabilidad de cortes y terraplenes, por mencionar algunos de los casos más comunes que se presentan en la práctica. Sin embargo, aún y cuando el agua no se encuentre en condición de flujo, sino que se presente en forma estática, ésta afecta al comportamiento del suelo de dos maneras que pudieran considerarse hasta cierto punto independientes:

1o.- En los suelos la presencia del agua reduce los esfuerzos efectivos o intergranulares conduciendo a resistencias menores y a mayor deformabilidad de los mismos cuando se les sujeta a esfuerzos. En los suelos finos, sobre todo cuando son de naturaleza plástica, propicia la expansión de los mismos, disminuyendo su resistencia y aumentando su deformabilidad.

2o.- En suelos saturados poco permeables, sobre todo - cuando son de naturaleza sensitiva, la aplicación de esfuerzos produce presiones de poro o esfuer--zos neutrales en el agua que al reducir los es---fuerzos efectivos conduce asimismo a disminuir su resistencia y aumentar la deformabilidad de los - mismos.

Por otra parte, cuando los suelos plásticos están sujetos a cambios de humedad, debido a variaciones en las condiciones climáticas e hidráulicas del suelo, se expanden y contraen. Las expansiones aumentan la deformabilidad y disminuyen la resistencia de estos suelos y las contracciones propician la formación de agrietamientos que afectan la estabilidad y el buen funcionamiento de las obras de tierra. Estos - mecanismos se discutirán en el cuerpo de este trabajo cuando se trate el equilibrio de las fases sólida - líquida - gaseosa de los suelos plásticos con respecto a las condiciones ambiantales.

En muchos casos un buen drenaje superficial es sufi---ciente para garantizar un buen funcionamiento de las obras - viales. Esto es especialmente cierto cuando el nivel freático es profundo y no existen flujos de agua en las masas de - suelo próximos a la superficie. Sin embargo, éstas condiciones óptimas, que por otra parte siempre deberán preferirse, - por ejemplo en la localización de un aeropuerto, no siempre se tienen y habrá necesidad de proyectar obras de sub-drenaje tanto para abatir el nivel freático como para captar y canalizar los flujos de agua subterránea que pudieran afectarel buen funcionamiento de las estructuras de tierra.

El tema del sub-drenaje, en esta ponencia, se tratará primeramente con respecto a las aeropistas, en segundo lugar, con respecto a carreteras, en donde su principal aplicación es en cortes y terraplenes y en tercer lugar, con respecto a las vías férreas.

II.- SUB-DRENAJE EN AEROPISTAS:

El sub-drenaje en aeropistas consiste en general en la construcción de drenes interceptores para desviar flujos subterráneos, drenar áreas saturadas y controlar el contenido de agua en la base y sub-base del pavimento, así como en la parte superior del terraplén o terreno de cimentación.

El agua en el subsuelo proviene esencialmente de filtraciones del agua superficial, flujos de agua a través de la masa de suelo, flujo ascendente del agua por capilaridad y condensación de la humedad ambiente.

La técnica recomienda que el sistema de sub-drenaje debe ser diseñado para funcionar únicamente como tal y no debe formar parte del drenaje superficial.

Siempre que en una zona en donde se va a construir o existe ya un aeropuerto se tenga la presencia de un nivel freático alto, es decir, próximo a la superficie del terreno natural, deberá realizarse un reconocimiento y exploración para determinar la causa y las fuentes de tal agua subterránea. Este nivel freático puede abarcar toda la zona del aeropuerto o estar localizado en una o más porciones aisladas del mismo. Un estudio estratigráfico del lugar que permita conocer los tipos de suelo y la morfología de los mismos permitirá saber si el agua del subsuelo se encuentra: a) confi-

nada en estratos permeables sobre estratos impermeables, b) en zonas bajas de un estrato impermeable ondulado, c) confinada en un estrato acuífero permeable y d) en zonas de inundación de un río, lago o mar que son los casos más generales en que puede presentarse dicha agua. Por lo general, la posición del manto freático varía con los cambios de precipitación pluvial durante el año, por lo que es altamente recomendable contar con esta información en cada caso particular.

En los casos (a) y (b), mencionados anteriormente, por lo general pueden drenarse usando sub-drenes localizados dentro de las áreas con alto nivel freático y sacando el agua del lugar mediante tuberías expuestas. En los casos (c) y (d) son adecuados sub-drenes interceptores que desvíen el flujo del agua.

Como ilustración del criterio a seguir para el diseño de un sub-drenaje y la eficiencia que pueda esperarse de él, se considerarán a continuación cinco casos típicos de perfiles de suelos que pueden encontrarse normalmente y que determinan los requerimientos de sub-drenaje: 1) suelo uniforme y permeable, 2) suelo uniforme e impermeable, 3) estrato de suelo permeable suprayaciendo a un manto impermeable, 4) un estrato de suelo impermeable suprayaciendo a uno permeable y 5) suelo erráticamente estratificado constituido por capas permeables e impermeables.

En el primer caso, probablemente no se requiere ningún tipo de sub-drenaje, ya que estos suelos son autodrenantes; sin embargo, son altamente erosionables y la pendiente superficial de ellos no deberá ser muy grande para reducir la erosión y su mantenimiento a un mínimo.

El segundo caso requiere drenaje superficial, pero por lo general no requiere sub-drenaje debido a que este tipo de suelo es prácticamente no drenable por ser impermeable. Casos especiales en que sí será necesario construir sub-drenes para abatir las presiones hidrostáticas bajo pavimentos, en carreteras por ejemplo, se discutirán al tratar este tema. Sub-drenes longitudinales para drenar la zona del pavimento no quedan incluidos en este caso y se tratarán más adelante.

En el tercer caso en que se tenga un estrato permeable suprayaciendo a un impermeable, requiere por lo general instalaciones de sub-drenaje que se profundicen hasta el plano de contacto entre los dos estratos cuando menos, a no ser que el manto permeable sea muy profundo.

En cuarto caso, en que se tiene un estrato impermeable sobre un manto permeable, usualmente no requiere sub-drenaje.

El quinto y último caso, en que se tienen estratos erráticamente estratificados constituidos por suelos permeables e impermeables, es decir, cuando no siguen una secuencia definida, es uno que definitivamente requiere sub-drenaje, a menos que el drenaje superficial logre abatir adecuadamente el manto freático.

Un tipo de sub-drenaje que se considera importante en muchos casos para la protección de la base y sub-base de los aeropuertos son los drenes interceptores. Estos drenes se hacen necesarios si existe un estrato acuífero a poca profundidad y los drenes deberán instalarse transversalmente a la dirección del flujo y en la parte más baja de dicho estrato, con el objeto de interceptar el flujo del agua y darle salie-

da de la zona de que se trate. La Fig. 1 muestra una instalación tipo de ellos. Por lo general, estos drenes no deberán localizarse bajo el pavimento propiamente dicho.

Los sub-drenes longitudinales contruidos a lo largo de las orillas del pavimento son la mejor manera de controlar la humedad en la base, sub-base y parte superior del terraplén o suelo de cimentación de una aeropista.

El agua puede llegar a saturar la base y sub-base de un pavimento por diversas causas, siendo las principales: filtración del agua pluvial a través de la carpeta y elevación del nivel de aguas freáticas en temporadas de fuerte precipitación pluvial. Además, la parte superior del terraplén puede llegar a saturarse por ascención capilar en el caso de un manto freático relativamente superficial. En todos estos casos es indispensable contar con los susodichos drenes longitudinales que drenen las capas que constituyen el pavimento y abatan las presiones hidrostáticas en la capa subrasante.

La localización de estos drenes deberá realizarse de tal manera que el material filtrante de ellos conecte directamente con la base y sub-base permeables del pavimento. Una sección tipo apropiada para ellos es la que aparece en la Fig. 2. El material filtrante deberá llenar ciertos requisitos que se discutirán más adelante.

Un sub-drén está constituido esencialmente por un tubo perforado localizado en la parte inferior de una zona rellena de material permeable tal como se ilustra en las Figs. 1 y 2. El tubo perforado deberá ser de un diámetro mínimo de 15 cms. y mayor cuando se estime necesario. Las perforacio--

nos deberán estar localizadas en la mitad inferior del mismo en las zonas comprendidas entre los ángulos $22\frac{1}{2}^{\circ}$ y 45° con respecto a la horizontal, como se muestra en la Fig. 3.

Perforaciones en la parte superior no deberán usarse - pues ello propicia la fuga de partículas finas del material filtrante. También es recomendable no tener perforaciones en la parte más baja del tubo para evitar que el agua que está siendo drenada sature o aumente la humedad en las partes bajas en que se localice el mismo.

Cuando se use tubo perforado deberán sellarse las uniones entre las diferentes secciones. Una alternativa que se ha usado a veces es la de tubos sin perforaciones pero dejando sin sellar las uniones entre ellos. Esta alternativa no se considera recomendable por no poderse controlar debidamente las aberturas en dichas uniones, que de ser excesivamente grandes propiciarían la fuga de material filtrante a su través. La técnica recomienda que cuando se usen uniones no selladas se recurra al uso de material más grueso precisamente en la zona alrededor del tubo, lo que complica la construcción de los sub-drenes, si bien existen técnicas para la colocación de los materiales filtrantes en estos casos pero que requieren personal con experiencia para lograr una instalación satisfactoria.

La zona filtrante localizada alrededor del tubo consiste esencialmente en dos partes:

la.- Una plantilla, por lo general de material permeable, bien compactada que será en la que directamente se apoye la tubería y la cual en ocasiones deberá sustituirse por un mortero pobre cuando se

estime que existe riesgo que el flujo del agua -- erosione dicho material y pueda producir asentamientos de la tubería.

2a.- El material filtrante que rodea materialmente al tubo perforado y el cual debe satisfacer necesariamente las siguientes 2 condiciones: 1o) Ser de una permeabilidad mayor que la del suelo circundante para facilitar el flujo del agua hacia el tubo perforado y 2o) Ser de una granulometría tal que impida que partículas de suelo circundante -- sean transportadas por el agua hacia los vacíos o huecos del material filtrante. De no cumplirse la primera condición de permeabilidad la eficiencia de un sub-drén se reducirá grandemente y de no -- cumplirse la 2a. condición se corre el riesgo de que las partículas de suelo transportadas al material filtrante reduzcan su permeabilidad y por lo tanto su eficacia. Además, la granulometría del material filtrante deberá ser tal que sus partículas no puedan ser removidas por el agua a través de las perforaciones de la tubería. Para cumplir con estas condiciones el material filtrante deberá llenar los siguientes requisitos, según los -- criterios más aceptables hoy en día (véase bibliografía).

1o.- Para facilitar el flujo del agua hacia el tubo perforado:

$$D_{15}^F \geq 5 D_{15}^S$$

en donde D_{15}^F representa el diámetro del material filtrante, correspondiente al 15% en su curva granulométrica, es decir, que el 15% del material filtrante en peso es menor que dicho tamaño y D_{15}^S tiene una representación similar, pero referida al suelo por proteger.

Los símbolos que se usarán enseguida tienen significados semejantes.

20.- Para evitar el arrastre de partículas del suelo por proteger hacia el material filtrante:

$$D_{15}^F \leq 5 D_{85}^S$$

$$D_{50}^F \leq 25 D_{50}^S$$

30.- Para evitar la obstrucción de las perforaciones de la tubería y la fuga de material filtrante a su través:

$$D_{85}^F > 1.5 \phi$$

en donde ϕ representa el diámetro de las perforaciones de la tubería.

Además, tomando en cuenta que los materiales filtrantes tienden a segregarse al ser colocados en las trincheras, se recomienda que:

$$D_{60}^F \leq 20 D_{10}^F$$

con el objeto de minimizar dicha tendencia. Adicionalmente y con el mismo fin, la curva granulométrica del material debe ser una curva suave, es decir, sin discontinuidades aparen-

tos que delatarán cesase de tamaño intermedios.

También, con el mismo objeto, se recomienda que el material filtrante se coloque con cierta humedad para reducir la segregación. Sin embargo, debe tenerse en cuenta que la humedad reduce la facilidad para tener una buena compactación, por lo que el ingeniero deberá usar su criterio para fijar aquel contenido de agua que trate de satisfacer adecuadamente ambos requisitos.

En la práctica, se ha encontrado frecuentemente que la grava-arena con tamaño máximo de 2.5 cms. (1") satisface las condiciones para material de filtro para muchos suelos finos que son drenables.

Para ilustrar el diseño de material filtrante que cumpla con las condiciones arriba mencionadas, se incluye un ejemplo típico en la Fig. 4. La zona asciurada indica los límites granulométricos del material filtrante para cumplir con todos los requisitos mencionados. Cuando no se cuente con información suficiente podrá usarse el criterio del filtro para carreteras. Este mismo criterio podrá usarse para el caso de arcilla y limos plásticos.

III.- SUB-DRENAJE EN CARRETERAS:

El sub-drenaje en carreteras tiene como fundamental objetivo mejorar las condiciones de estabilidad de los cortes y terraplenes así como de los pavimentos. El desarrollo moderno de las vías de comunicación y el volumen cada vez mayor del tránsito terrestre, van exigiendo cada vez un mejor alineamiento de las carreteras, así como un mayor número de carriles de circulación. Lo anterior conduce a secciones de

mayor corona. Estos dos factores: el mejor alineamiento y la mayor anchura de las carreteras, conduce necesariamente a tener cortes y terraplenes cada vez mayores, cuya estabilidad debe asegurarse para evitar interrupciones en el funcionamiento de ellas. Sin embargo, debe insistirse, que aún en carreteras de muy poco tránsito, clasificadas como de 2o. o 3er. orden, también pueden presentarse problemas de estabilidad que ameriten la construcción de sistemas de sub-drenaje para mejorar las condiciones de estabilidad de sus terraplenes.

La estabilidad de los cortes y terraplenes de una carretera se ve fuertemente influida por los flujos de agua existentes, por lo que la técnica moderna ha desarrollado métodos para controlar dichos flujos de agua en forma tal de reducir al mínimo sus efectos perjudiciales sobre la estabilidad de dichas obras. Como es natural, se presentarán condiciones más críticas en aquellas zonas de la carretera en que se aunan una alta precipitación pluvial con condiciones geotécnicas desfavorables.

Simplificando un poco las diferentes formas en que puede presentarse el agua en cortes y terraplenes de una carretera en terreno montañoso, si se supone en una ladera un flujo de agua en la masa de suelo o roca fluyendo paralelamente a ella, en el momento en el que se efectúe un corte el agua tenderá a aflorar por las paredes del talud del corte. Con la construcción del talud se ha creado una frontera de esfuerzos exteriores nulos; por así decirlo, se ha efectuado una "descarga" en el terreno natural; esta descarga produce disminución de los esfuerzos normales y aumento de los es-

Fuerzas cortantes en el terreno localizado precisamente ----
atrás de la superficie del talud. La disminución de los es--
fuerzos normales produce disminución de la resistencia del -
medio, por lo que ambas variaciones provocan una disminución
de la estabilidad del talud. Nuevamente podría decirse que -
la presencia del agua y el flujo de élla en el talud afecta_
a éste en las 2 formas, mencionadas al principio de este tra-
bajo: 1o.- El flujo de agua produce fuerzas de filtración en
la masa de suelo, las cuales están orientadas en sentido des-
favorable para la estabilidad de éste y, 2o.- El agua propi-
cia las expansiones volúmetricas en la masa de suelo debido_
al cambio de esfuerzos por la construcción del corte mencio-
nado, lo cual conduce a una disminución de la resistencia al
esfuerzo cortante con el paso del tiempo. En consecuencia, -
la condición crítica de un talud en un corte no es en el mo-
mento en que éste se abre, sino que es tiempo después de su_
construcción, pudiendo llegarse a producir la falla del mis-
mo. Como es obvio por lo que antes se ha expresado, dichas -
etapas críticas suelen ocurrir en épocas de alta precipita--
ción pluvial o inmediatamente después de éllas. Tal vez es -
conveniente mencionar un caso frecuente que se ha presentado
en la construcción de vías terrestres cuando los cortes se -
práctican en roca fracturada más o menos intemperizada en cu-
yas juntas es común encontrar arcilla. La presencia del agua
en dichas juntas propicia la expansión de la arcilla con su_
consecuente disminución de resistencia, produciéndose verda-
deros movimientos de la masa rocosa hacia el talud y termi--
nando en muchos casos con la falla del mismo por deslizamien-
to de sus bloques de roca a lo largo de superficies de desli-

namiento quebradas constituidas por sus juntas. La estabilidad de estos valudes es especialmente crítica cuando están constituidos por roca estratificada con echado desfavorable a ellos.

Los métodos de sub-drenaje en el caso de cortes tienen precisamente a controlar el flujo del agua en el talud, evitando que fluya hacia la superficie del mismo y reducir al mínimo en consecuencia los efectos perjudiciales de las fuerzas de filtración, así como restringen los cambios volumétricos del material. Es importante hacer notar, que se obtiene gran ventaja al variar, en el sentido apropiado, el estado de esfuerzos hidrostáticos en el agua en la zona del talud, aún y cuando, por así decirlo, el sistema de sub-drenaje no "seque" la zona del talud. Lo anterior es evidente si se recuerda que la resistencia de los suelos depende fundamentalmente de los esfuerzos efectivos a que están sujetos y no de los esfuerzos totales.

Para el caso de los terraplenes, las necesidades de sub-drenaje en el terrazo en que se apoyan pueden también exponerse siguiendo lineamientos esencialmente similares a los expuestos para el caso de los cortes. En efecto, supóngase ahora, también por sencillez, el caso de la misma ladera con flujo de agua en su masa de suelo paralelamente a su superficie y que un terraplén es construido sobre dicha ladera. La colocación del terraplén va a modificar el estado de esfuerzos de la ladera en forma tal que, diciéndolo en términos simplistas, va a aumentar los esfuerzos cortantes actuantes en la masa del material natural de la ladera así como los esfuerzos normales; pero por ser la pendiente del talud del te

terraplén de mayor magnitud que la del talud del terreno natural, el aumento en los esfuerzos cortantes no se ve debidamente compensado por un aumento en la resistencia del subsuelo por el incremento de los esfuerzos normales; en otras palabras, la estabilidad del lugar en que el terraplén se coloca se ve disminuida y deberán tomarse las medidas necesarias para asegurarla. Recordando nuevamente que la estabilidad del terraplén y de su suelo de cimentación depende de los esfuerzos normales efectivos en el suelo, los cuales a su vez son iguales a los esfuerzos normales totales, incluyendo los debidos a la sobre carga impuesta, menos los esfuerzos hidrostáticos, una manera racional y eficiente de aumentar la resistencia del suelo de cimentación, es aumentando los esfuerzos normales efectivos, lo cual se logra si se disminuyen los esfuerzos neutrales en el agua que llena los vacíos del suelo de la ladera. En este caso, diferentes técnicas de sub-drenaje tienen como finalidad precisamente esa, es decir, la disminución de los esfuerzos neutrales en el agua, aparte de que también se disminuyen los esfuerzos nocivos de las fuerzas de filtración que también, en el caso de los terraplenes, actúan en forma desfavorable para la estabilidad de los mismos.

Una vez expuesto, aunque brevemente el mecanismo de la influencia del agua en la estabilidad de cortes y terraplenes, se estima conveniente decir algo sobre la influencia de la misma agua en la estabilidad de los pavimentos. Un caso que frecuentemente se presenta es cuando la carretera se encuentra alojada en un corte en cajón. En este caso el agua que fluye a través del subsuelo tiende a aflorar ya no sola-

mente sobre el talud del corte ladera arriba, sino que tiende también a aflorar por la cama del mismo, en la cual se alojarán las diferentes capas de material que constituirán el pavimento de la carretera. Por supuesto, el agua puede llegar a los pavimentos por muchas otras causas, como por ejemplo: elevación del nivel freático aún y cuando la carretera se encuentre localizada en terreno plano, por filtración a través de la carpeta del agua de lluvias, etc. como ya se mencionó al principio de este trabajo. Siguiendo un principio conocido en la técnica del diseño de pavimentos, puede decirse que en todo buen pavimento se requiere cohesión en su superficie y, conforme se profundiza, la cohesión cada vez se requiere menos, pero se hace indispensable contar con fricción en las capas inferiores. Esto conduce, así, a una capa con resistencia a la tensión y a esfuerzos cortantes bajo esfuerzos normales nulos, que es la función que cumple la carpeta asfáltica en los pavimentos flexibles y, a una capa de material fundamentalmente friccionante que es la función que cumple la base en este tipo de pavimentos. Cuando una carga obra sobre el pavimento, ésta transmite esfuerzos normales y cortantes a la base, a la sub-base y a la capa subrasante; si la base está seca o su humedad es baja, los esfuerzos normales serán tomados directamente por la estructura granular de la misma y aumentará su resistencia al esfuerzo cortante simultáneamente a la generación de los esfuerzos cortantes debidos a la carga; por así decirlo, se crea resistencia en el instante de actuar los esfuerzos cortantes. Si la base, por otra parte, está saturada y además fuese de un material muy poco permeable, los esfuerzos norma

los debidos a la carga serian transmitidos al agua, no contribuyendo a la creacion de resistencia durante la aplicacion de la carga y, por lo tanto, los esfuerzos cortantes tendrían que ser soportados por la resistencia debida únicamente a los esfuerzos normales provenientes del peso propio de las capas superiores del pavimento lo que puede llegar a producir desplazamientos entre las partículas sólidas con la consecuente deformación y daño del mismo. En consecuencia, es evidente la necesidad de que las capas inferiores del pavimento, base y sub-base, se encuentren siempre con bajos grados de saturación, por lo que las obras de sub-drenaje deberán estar orientadas a garantizar tal finalidad.

Lo anterior es, por supuesto, muy importante en aeropistas y los drenes longitudinales, como se recordará, van orientados a garantizar las finalidades antes descritas.

Estudios Previos:

Para el diseño de un sistema de sub-drenaje en un cascado, es necesario obtener una buena información en las zonas específicas; las diferentes etapas de estos estudios previos podrían resumirse en lo siguiente: inspección de campo, estudios geológicos, sondeos y obtención de muestras, pruebas de laboratorio y análisis de la información recopilada. Aunque en casos importantes es necesario efectuar todas estas etapas para llegar al diseño del sistema de sub-drenaje, en la mayoría de los casos las primeras dos etapas, y aún únicamente la primera, aportan la información suficiente para el proyecto del sub-drenaje. Debe tenerse en cuenta que todo proyecto de sub-drenaje aún siguiendo todas las etapas antes mencionadas, no debe considerarse como totalmente defi

nitivo, pues durante la construcción de la carretera las observaciones que se hagan directamente sobre las excavaciones que se realicen, sobre todo de las condiciones hidráulicas y geológicas que predominen, permitirán modificar el proyecto de sub-drenaje en la forma más conveniente a las condiciones directamente observadas. Las diferentes etapas que se mencionan consisten esencialmente en lo siguiente:

1.- Inspección de campo:

En esta primera etapa se deben correr inspecciones a las diferentes rutas de una carretera en proyecto, haciendo observaciones que permitan inclusive desechar una o varias de las probables rutas por los fuertes problemas de estabilidad que la construcción de las terracerías pudiera presentar. Una vez que se ha decidido una ruta determinada, como consecuencia de todos los factores que intervienen, esta etapa comprende también una inspección más detallada sobre la línea de la ruta definitiva, para poder preveer las zonas en que se pudieran tener problemas de inestabilidad y obtener una idea de la magnitud de las medidas correctivas que puedan ser necesarias para obtener una carretera estable. Los resultados de esta inspección de campo, deberán permitir la programación de etapas posteriores del estudio en las zonas probablemente inestables. Esta etapa debe continuarse aún en las siguientes dos etapas, de estudios geológicos y de sondeos, pero sobre todo, como ya se indicó anteriormente, durante la etapa

de construcción misma de la carretera.

Una fase importante de la inspección de campo, es la - relativa a las observaciones del agua subterránea. Aparte de las observaciones que se hagan durante la etapa de sondeos, - deberá inspeccionarse cuidadosamente la zona, determinando - los puntos donde se localicen lloraderos, fuentes o manantiales de agua, así como la magnitud y localización de posibles almacenamientos de agua natural o artificiales que pudieran - existir ladera arriba del lugar donde estará localizada la - carretera. Estas observaciones complementadas con el estudio geológico y con los sondeos que se realicen, deberán dar al - ingeniero una imagen cuando menos aproximada de la forma co- mo el flujo tiene lugar en la zona considerada. Observacio-- nes particularmente interesantes son las que se realizan du- rante o inmediatamente después de las épocas de alta precipi- tación pluvial.

Esta fase de observaciones de flujo de agua, debe ex-- tenderse hasta la etapa de la construcción de la carretera - misma, y aún durante su operación pues al realizar las exca- vaciones las observaciones adicionales que se puedan reali-- zar, permitirán afinar los conocimientos ya adquiridos al -- respecto, así como verificar el funcionamiento de las obras - de sub-drenaje que ya se hayan construido hasta ese momento. En caso necesario deberán modificarse o complementarse las - obras de control del agua que hubiesen sido proyectadas.

2.- Estudios geológicos:

El estudio geológico debe comprender información - sobre el tipo o tipos de roca que se encuentren - en la zona estudiada. El tipo e intensidad de fi-

suras, juntas, fracturas, plegamientos, cobijaduras, etc. que la roca presente, así como el grado de alterabilidad de las mismas. Deberá comprender también información sobre si las juntas son abiertas o cerradas y sobre el tipo de relleno que contienen. En el caso de rocas estratificadas y foliadas, deberá indicarse el rumbo y echado de las mismas. Asimismo, deberá anotarse cualquier otra observación pertinente que pudiera ser útil para el proyecto de las obras de sub-drenaje, como por ejemplo, indicar si se trata de una ladera que esté presentando el fenómeno de flujo plástico, así como información relativa a las condiciones geohidráulicas del lugar. En el caso de existir depósitos de suelo será conveniente indicar si se trata de suelos residuales o suelos transportados, así como el tipo de los mismos.

3.- Sondeos.

Los sondeos a ejecutar quedarán definidos prácticamente por los resultados de las dos etapas anteriores, tanto en su ubicación, tipo, número, como profundidad; aparte de que, como ya es costumbre en estudios de esta naturaleza, los primeros sondeos que se realicen, ejecutados en puntos estratégicos de la zona, determinarán la necesidad de los sondeos posteriores, es decir, un programa de sondeos no está totalmente determinado sino hasta el final de su propia realización.

En esta etapa siempre es conveniente iniciarla con son

deos en los que se obtienen muestras alteradas de suelo, a menos que se tengan datos concluyentes que decidan iniciar el programa de sondeos con los de extracción de muestras inalteradas en el caso de suelos blandos y de corazonces de roca en el caso de este tipo de material. Los sondeos con extracción de muestras inalteradas se hacen necesarios en todo lugar donde se prevean fuertes asentamientos bajo terraplenes y en donde sea necesario determinar la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos, para estudiar la estabilidad del corte o terraplén. Durante la ejecución de cualquier tipo de sondeo, deberá llevarse una observación cuidadosa de las condiciones hidráulicas que prevalecen, sobre todo mediciones del nivel freático en las perforaciones después que los sondeos han sido terminados. Los sondeos, dependiendo de muy diversos factores que el ingeniero debe sopesar, suelen variar desde unos cuantos metros hasta 30 o 40 m. de profundidad y, muchos de ellos, pueden realizarse en las etapas iniciales de la construcción de la carretera misma, posterior a la limpieza y despalme del terreno. Asimismo, durante la ejecución de los sondeos debe anotarse cualquier otra observación pertinente sobre las condiciones hidráulicas y de permeabilidad que fuesen apreciables durante dicha ejecución.

Además de los sondeos anteriores suelen realizarse otros en los puntos convenientes para hacer observaciones sobre la posición del nivel freático y la variación de éste durante la construcción y aún la operación de una carretera. Muchos de estos pozos de observación suelen ser de los mismos sondeos en que se extrajeron muestras de material. Ade-

más, en lugares que lo ameriten, pueden construirse sondeos para la colocación de piezómetros para la observación de las presiones neutrales dentro de la masa de suelo, por ejemplo, en un corte o en el suelo de cimentación de un terraplén cuya estabilidad sea incierta.

4.- Pruebas de Laboratorio:

Las pruebas de laboratorio a realizar sobre las muestras obtenidas de los sondeos, dependen fundamentalmente del tipo y magnitud del problema a estudiar. En problemas donde se prevean fuertes asentamientos debido a las cargas impuestas por los terraplenes sobre suelos compresibles, será necesario efectuar pruebas de consolidación sobre muestras inalteradas. Para analizar la estabilidad de cortes y terraplenes, por lo general serán suficientes pruebas de compresión simple en muestras inalteradas sobre suelos "cohesivos", aunque, en algunos casos especiales, puedan requerirse pruebas triaxiales de más laboriosa ejecución. Las pruebas que generalmente deben realizarse tanto en muestras inalteradas como alteradas, para tener una idea más completa de los diferentes suelos involucrados, serán las comprendidas dentro de las llamadas pruebas de clasificación (granulometría por mallas y límites de consistencia, así como determinación de los contenidos naturales de agua de los suelos plásticos). Los resultados obtenidos junto con el perfil stratigráfico y el estudio geológico, permitirán estimar las permea-

bilidades relativas de los diferentes estratos -- que constituyan el subsuelo y tener una idea más precisa del tipo, forma y magnitudes de los flujos de agua subterránea prevalecientes en la zona y que servirá de guía principal para el proyecto del sub-drenaje necesario.

A guía de orientación sobre la variación del coeficiente de permeabilidad de los suelos se incluyen los siguientes datos sobre los intervalos en que suele variar esta propiedad para los tipos de suelo que se indica.

TIPOS DE SUELO.	COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD k EN cm/seg.	
Arcillas homogéneas no intemperizadas.....	10^{-9}	a 10^{-7}
Arenas muy finas, limos orgánicos e inorgánicos, mezclas de arena, limo y arcilla; arcilla estratificada.....	10^{-7}	a 10^{-5}
Arenas limpias, mezclas de grava y arena limpia.....	10^{-3}	a 1
Grava limpia.....	1	a 10^2

5.- Análisis de la información recopilada:

Un análisis de la información obtenida en todas las etapas anteriores, permitirá al proyectista determinar el tipo y magnitud de la medida correctiva de sub-drenaje necesaria para garantizar la estabilidad de la obra. En cortes en rocas fisuradas o estratificadas, el flujo de agua ocurre principalmente a través de las fisuras y juntas o

a lo largo de los estratos más permeables en el caso de las rocas estratificadas. En estos casos las medidas correctivas estarán orientadas a captar dichos flujos antes de que lleguen a la zona del talud o a la zona bajo el pavimento de la carretera. Sin embargo, muchos de los problemas de inestabilidad que se presentan en cortes y terraplenes, ocurren cuando el subsuelo está constituido por suelo prácticamente impermeable, es decir, arcilla. En este caso no debe esperarse que las obras de sub-drenaje a ejecutar capten grandes flujos, inclusive el flujo pudiera ser despreciable o nulo y, sin embargo, su eficiencia para aumentar la estabilidad de la obra pudiera ser alta, pues aún y cuando subdrene transversales de penetración, por ejemplo, no capten flujos de agua en las zonas de un talud, sí están cambiando el estado de esfuerzos efectivos en él, si han sido adecuadamente proyectados y, en consecuencia, se ha modificado la resistencia de la masa de arcilla y su estabilidad.

El diseño de un sistema adecuado de sub-drenaje no puede, al presente cuando menos, seguir reglas fijas predeterminadas y requiere experiencia y conocimiento de las diferentes fases de la técnica que entran en esta rama, como son: geología, hidráulica, mecánica de suelos, por mencionar las que se consideran más importantes. Pero aún suponiendo que el proyecto se haya realizado con la máxima eficiencia, las observaciones realizadas durante la construcción de las

obras de control del flujo de agua subterránea y la operación de la carretera, irán indicando en el campo las modificaciones que muchas veces habrá que realizar para garantizar un óptimo funcionamiento de los trabajos ejecutados.

Métodos de sub-drenaje:

Los diferentes métodos que hasta la fecha se han usado para controlar las condiciones de flujo de agua en terrazas y mejorar las condiciones de estabilidad de cortes, terraplenes y pavimentos, pueden agruparse en los siguientes tipos principales:

- 1.- Remoción de material y construcción de una capa permeable.
- 2.- Trincheras estabilizadoras.
- 3.- Sub-drenes transversales de penetración.
- 4.- Pozos de alivio.
- 5.- Sub-drenes y capas permeables.

Los tipos 1 al 4 son los que generalmente se han usado para mejorar las condiciones de estabilidad de los terraplenes. Los tipos 3 y 5 se han usado para mejorar la estabilidad de los cortes y el tipo 5, o sea, el de sub-drenes y capas drenantes, han sido efectivas para mejorar las condiciones de estabilidad de los pavimentos. Por lo general, se usan combinaciones de los diferentes tipos para mejorar las condiciones de estabilidad en un caso dado, aunque en algunos casos particulares sea suficiente utilizar un solo tipo de ellos. En lo que sigue se describirá brevemente a cada uno de ellos por separado.

- 1.- Remoción de material y construcción de una capa permeable.

Este procedimiento consiste en remover el material saturado de mala calidad y sustituirlo por uno de mejor calidad, compactándolo previa la colocación de una capa permeable del orden de 50 cm. de espesor, que será la que dé salida al agua fluyendo bajo la superficie del terreno natural. En la Fig. 5 se muestra un esquema de un caso típico de este procedimiento. Este método está especialmente indicado para mejorar las condiciones de estabilidad del suelo de cimentación de terraplenes cuando el espesor de material de mala calidad no es muy grande, por ejemplo no mayor de 5 m. de espesor y siempre y cuando esta capa de material esté subyacida por depósitos de material firme.

La capa de material permeable debe estar adecuadamente provista con tubería perforada para desfogue del agua que capte en el sitio. Este tubo perforado deberá estar conectado a un tubo de salida.

2.- Trincheras estabilizadoras.

Cuando el espesor del material inestable del terreno natural en que se va a apoyar el terraplén es muy superior a los 5 m. el procedimiento interior ya resulta difícil y costoso de realizar y en estos casos es suficiente con mejorar las condiciones de estabilidad en el terreno natural en una zona de magnitud tal, que la estabilidad del terraplén se vea incrementada en la debida proporción. El procedimiento de las trincheras estabilizadoras tiene como finalidad captar el flujo del agua en la zona bajo el terraplén a construir, disminuyendo en esta forma las fuerzas de filtración y las presiones del agua en la zona mencionada. Este método consiste en excavar una trinchera como se muestra en la Fig.

6 y colocar capas permeables en el talud terreno arriba y en la base de la trinchera, después de lo cual vuelve a rellenarse la trinchera excavada usando el mismo material que fué excavado, si es conveniente. Estas trincheras dependiendo de la relación de sus dimensiones en el sentido longitudinal y transversal al camino, se clasifican como trincheras longitudinales o trincheras transversales.

Las trincheras siempre llevan un sistema de tubería perforada que ayuda a dar rápido desfogue al agua que la capa permeable está captando. En el caso de una trinchera longitudinal, en la práctica suelen construirse desfogues transversales con objeto de dar salida al agua. La tubería en dichos desfogues transversales deberá ligar con la tubería perforada de la trinchera principal. Por lo general, las trincheras en la práctica son del orden de 3 a 15 m. de profundidad y los taludes con que deben construirse dependerán del terreno de que se trate, pues lo único que se requiere es que dichos taludes sean estables durante la construcción de la misma. Para alturas menores de 5 m. inclinaciones de 1:1 han sido satisfactorias, pero para alturas mayores se ha recurrido a taludes de $1\frac{1}{2}:1$. El ancho de la base de la trinchera debe ser el requerido para que las máquinas de excavación trabajen eficientemente; en la práctica un ancho de 4 m. satisface este requisito.

3.- Sub-drenes transversales de penetración.

Los sub-drenes transversales de penetración están indicados tanto para mejorar las condiciones de estabilidad de los cortes, como la del suelo de cimentación de los terraplenes. Estos sub-drenes se construyen hasta de longitudes del

orden de los 200 m. y sus inclinaciones pueden variar desde un 3% hasta un 20%. Se construyen efectuando primeramente -- con la maquinaria apropiada perforaciones del orden de 7½ a 10 cm. de diámetro, en las que posteriormente son colocados tubos de acero perforado de 5 cm. de \varnothing a los cuales se les ha sometido previamente a un recubrimiento de asfalto; estos tubos en su extremo de salida deben estar conectados a un tubo colector de un diámetro del orden de 20 cm. que dé salida adecuada al agua colectada.

Los sub-drenes transversales de penetración tienen la ventaja de drenar el agua a profundidades mayores de las que puede llegar una trinchera estabilizadora, aunque por lo general se requiere un gran número de ellos para tener una buena eficiencia. Espaciamientos del orden de 5 a 10 m. han sido usados en el pasado. En la Fig. 7 se ilustra en un esquema la posición de estos drenes con relación a la sección transversal de la carretera.

4.- Pozos de alivio.

Otro de los medios que han sido usados para mejorar -- las condiciones de estabilidad del suelo de cimentación de los terraplenes, son los pozos de alivio, llamados así porque ayudan a abatir las presiones neutrales en el subsuelo. Estos pozos de alivio nunca deberán construirse solos, sino combinarse preferentemente con una galería filtrante construida al nivel del fondo de los pozos y dentro del terreno natural en que se apoye el terraplén. Esta galería drenará el agua captada por los pozos y hará que sean totalmente eficientes para drenar y abatir las presiones neutrales en la zona deseada.

En casos especiales de carreteras de cuota, una alternativa para la galería filtrante puede ser la de convertir los pozos de alivio en verdaderos pozos de bombeo. En este último caso se tiene, sin embargo, el inconveniente del alto costo del mantenimiento que debe tenerse para su eficiente funcionamiento.

Otra alternativa que ha sido más comunmente usada para el caso de carreteras y que no es tan costosa como cualquiera de las dos anteriores, es la de combinar los pozos de alivio con sub-drenes transversales de penetración. Sin embargo, en este caso se sacrifica eficiencia y se crean incertidumbres sobre la efectividad del sistema de sub-drenaje así construido. Algunas instituciones del extranjero han reportado un comportamiento satisfactorio cuando se logra una ligadura física de los pozos de alivio con los sub-drenes transversales de penetración en una buena parte de ellos.

Los pozos de alivio combinados con cualquiera de las alternativas anteriormente mencionadas están indicados para aquellos casos en que la construcción de una trinchera estabilizadora resulte antieconómica por su profundidad.

Estos pozos se han construido hasta de unos 15 m. de profundidad y se construyen como sigue: primeramente se ejecuta una perforación del orden de 60 cm. de \varnothing la cual, por lo general, no requiere ademado. Posteriormente se inserta un tubo perforado de 15 cm. \varnothing al centro de la perforación y se rellena el hueco entre el tubo y el suelo con material permeable. Como su finalidad es abatir las presiones hidrostáticas bajo el suelo de cimentación de los terraplenes, estos pozos suelen construirse en la parte en que empieza el -

terraplén del lado de terreno arriba. En el caso de una sección en balcón se construyen siguiendo el mismo criterio, -- tal como se ilustra en la Fib. 7. Por lo general, conviene -- construir dos filas de dichos pozos con separaciones del orden de 3 m. entre los pozos de una misma hilera y en tal forma que los pozos de las dos hileras adquieran una formación en tresbolillo. Cuando se recurre al uso de los pozos de alivio combinados con sub-drenes transversales de penetración, estos últimos deberán construirse en la zona del pie del talud del terraplén del lado terreno abajo, en tal forma que intercepten a los pozos de alivio en la parte inferior de los mismos. Estos sub-drenes transversales de penetración para el caso anteriormente descrito, pueden estar espaciados a cada 5 m. y debe tenderse a que conecten físicamente con los pozos de alivio. Aunque los pozos construidos en la forma anteriormente descrita no logren una efectividad eliminación del agua que captan, se supone que las condiciones del subsuelo son tales que dicha agua sigue fluyendo por el terreno natural y es posteriormente captada por el sistema de sub-drenes transversales de penetración.

También estos pozos de alivio pueden usarse en la zona del pie del talud del terraplén lado abajo del terreno natural. En este caso sí es conveniente ligar el extremo superior de estos pozos a una capa de material permeable del orden de 50 cm. de espesor que dé salida al agua captada en caso de que dichos pozos lleguen a rebasar. En este último caso puede observarse nuevamente que aunque los pozos prácticamente no cooperan a dar salida a las aguas del subsuelo, se estima que el abatimiento de presiones neutrales superiores

a las correspondientes a una presión hidrostática, sí ayuda aunque sea parcialmente a mejorar las condiciones de estabilidad del suelo en cuestión.

5.- Sub-drenes y capas permeables.

Este tipo de sub-drenaje es particularmente efectivo para mejorar las condiciones de estabilidad de los pavimentos en carreteras cuando se tienen problemas de flujo, aunque también parcialmente cooperan a la estabilidad del corte situado del lado en donde está colocado el sub-drén.

El sub-drén consiste esencialmente en una zanja de 60 cm. de ancho mínimo y de 1.00 a 3.00 m. y aún más de profundidad. En esta zanja se coloca una cama de material permeable de 15 cm. de espesor, sobre la que se coloca un tubo perforado de 15 cm. de diámetro. El resto de la zanja se rellena con material permeable. Este sub-drén capta el flujo lateral que tiende a fluir hacia la parte inferior del pavimento; pero cuando el flujo es grande y la carretera es ancha, para lograr que el flujo de agua no llegue a las capas del pavimento, es necesario combinar estos sub-drenes longitudinales con sub-drenes transversales o bien, con una verdadera capa permeable construída bajo el pavimento tal como se ilustra en la Fig. 8. Como por lo general el material de la capa permeable satisface las características requeridas para material de sub-base, en estos casos dicha capa suele funcionar como tal. Esta capadrenante no requiere la inclusión de tubos perforados, pues se ha visto en la práctica que el agua que captan es efectivamente trasladada al sub-drén y evacuada del lugar por el tubo perforado de éste. La capa permeable se aconseja sea no menor de 20 cm. de espesor.

En cortes en cajón, cuando el flujo de agua en el terreno natural es excesivo, se pueden requerir dos sub-drenes longitudinales, uno a cada lado de la carretera, aparte de la capa permeable.

Los sub-drenes en algunas ocasiones suelen construirse transversales o esviados respecto al eje de la carretera. En particular es frecuente construir un sub-drén en la línea de transición de corte a terraplén, con el objeto de evitar que el agua fluyendo por el corte invada la zona del terraplén de la carretera.

Material Permeable:

Un aspecto muy importante y que deliberadamente se había dejado pendiente para darle una atención especial, es el relativo a las características que debe llenar el material permeable a usarse en todos los tipos de sub-drenaje descritos en los párrafos anteriores. La efectividad de los diferentes tipos de sub-drenaje depende en gran parte del uso del correcto material, pues de no usarse material adecuado, se corre el riesgo de que el sistema total de sub-drenaje sea prácticamente inoperante.

Como se mencionó en la parte correspondiente a Aero-puertos, el material permeable o filtrante que debe usarse en todo sistema de sub-drenaje debe llenar los siguientes dos requisitos principales: 1o.- Ser apreciablemente más permeable que el suelo que lo rodea para captar adecuadamente los flujos de agua. 2o.- Los huecos o vacíos entre las partículas del material filtrante deben ser tales que sea imposible el arrastre de partículas del suelo a proteger hacia los huecos del material filtrante. Además la granulometría del

material filtrante debe ser tal, que la fracción fina del mismo no se "lave" a través de la fracción gruesa del mismo material.

En la sección de este trabajo correspondiente a Aeropuertos se describieron las distintas características que debe llenar un material filtrante para ser eficiente como tal. Sin embargo, en el caso de carreteras, se tiene la desventaja de que los suelos varían fuertemente en distancias sumamente cortas, pudiendo variar grandemente el material en un solo corte, por lo que la aplicación de dicho criterio en estos casos resulta sumamente laboriosa y prácticamente imposible de realizar. Lo ideal sería contar con unas especificaciones para dicho material filtrante que fuesen independientes de las características de los suelos por proteger y, aunque teóricamente esto no es posible, en la práctica sí se ha encontrado satisfactorio el uso de ciertas características de granulometría que debe llenar el material filtrante que cubran la generalidad de los casos independientemente del material por proteger.

Sin embargo, debe hacerse hincapié que, en casos importantes y cuando ello sea posible de realizar, debe preferirse el criterio ya mencionado en la sección correspondiente a Aeropuertos al criterio simplista que se dará a continuación.

La experiencia de diferentes instituciones extranjeras, en especial la del Departamento de Carreteras del Estado de California de los E.U.A., combinada con la experiencia que se ha tenido en nuestro país, conducen a los ponentes del presente trabajo a presentar la proposición contenida en

la Tabla 1, expresada gráficamente en la Fig. 9, como los requisitos de granulometría que debe llenar el material permeable que vaya a usarse en los diferentes sistemas de sub-drenaje.

IV.- AGUA CAPILAR EN CARRETERAS Y AEROPISTAS:

En esta sección se ha estimado conveniente discutir -- con un poco de mayor detalle los efectos del agua capilar en los pavimentos de las aeropistas y de las carreteras y en el suelo que constituye la terracería en el que ellos se apoyan. Los diferentes sistemas de drenaje y sub-drenaje que se han discutido en el cuerpo de este trabajo, darán salida al agua contenida en el suelo en donde dichas obras se localizan --- siempre y cuando en la vecindad inmediata al drén, las presiones en el agua sean iguales o superiores a la presión atmosférica y no drenarán agua alguna de las zonas en que ésta se encuentre a presiones menores que la atmosférica o, diciéndolo en otras palabras, si se toma la presión atmosférica como punto de referencia, donde el agua se encuentre trabajando a esfuerzos de tensión. Las zonas donde el agua se encuentra trabajando a esfuerzos de tensión, comunmente son referidas como zonas con agua capilar. La potencialidad capilar de un suelo depende de los tamaños de los conductos entre las partículas, los cuales están relacionados con su granulometría, compacidad, estructuración, etc. En las gravas limpias, la altura potencial de capilaridad es prácticamente nula; en las arenas limpias es de unos cuantos centímetros - llegando a decímetros en las arenas cuando además son finas. En los limos típicos no plásticos suele andar dentro del or-

den del metro y en las arcillas dicha altura potencial de capilaridad puede alcanzar decenas y aún centenas de metros. - Específicamente, como ejemplo, puede citarse la arcilla del valle de México cuya altura potencial de capilaridad es superior a los 100 m.

Cuando se construye una obra de drenaje, por ejemplo - un dren de penetración transversal, lo que se está haciendo en el terreno es introducir una línea cuya presión será la atmosférica, por lo que dicho dren horizontal introduce en la zona del flujo una frontera de presión hidrostática nula. Si la presión en el agua en donde está colocado este dren es superior a la presión atmosférica, se crea un gradiente hidráulico entre dicho dren y su zona vecina, fluyendo el agua al dren y de éste al exterior simplemente por gravedad, ya que se ha construido con cierta inclinación. Si este dren se localizace en una zona de suelo saturado pero en donde los esfuerzos en el agua fueran de tensión, no drenaría agua alguna y por lo tanto podría afirmarse que desde el punto de vista práctico dicho dren no ha introducido modificación alguna en las condiciones de estabilidad del suelo considerado (esto no es rigurosamente cierto como más adelante se comprenderá).

Por lo que antecede queda claro que el sub-drenaje únicamente será efectivo (y por ello solo deberá construirse) - en zonas situadas abajo del nivel freático, donde la presión en el agua es siempre igual o mayor que la atmosférica. Arriba del nivel freático pueden existir naturalmente zonas saturadas, pero en ellas el agua existirá por la acción capilar y por lo tanto se encontrará trabajando a esfuerzos de ten--

sión. La tensión en el agua genera, por reacción, esfuerzos de compresión entre las partículas en la estructura sólida del suelo; como consecuencia de esto, en una masa de suelo saturada con agua trabajando a la tensión, los esfuerzos efectivos actuantes entre las partículas de suelo se ven incrementadas en una presión que es precisamente igual al esfuerzo de tensión existente en el agua; esta situación favorece por lo tanto la estabilidad de dicha masa de suelo y sería ineficiente colocar un sub-drén en esta zona. Además, cuando se construye un sub-drén, además de drenarse el agua gravitacional de la masa de suelo en la cual se ha colocado, se cambia el estado de esfuerzos neutrales en la zona de suelo en la que éste se encuentra saturado, abatiendo las presiones en el agua y convirtiéndolas en esfuerzos de tensión. En la Fig. 10 se muestra el efecto al que se acaba de hacer referencia. En esta figura se supone que se ha practicado un corte en un terreno arcilloso cuyo nivel freático ocupaba la posición señalada por la línea I; el solo hecho de practicar el corte ha introducido un cambio en la posición de dicho nivel freático, que pasará a ocupar una nueva posición tal como la II. Independientemente, el corte abierto a la presión atmosférica, producirá los efectos de flujo hacia él que ya se han discutido en otras partes de este trabajo. Si se supone ahora que se coloca un sub-drén de penetración transversal, el nivel freático adoptará ahora un perfil similar al III; en toda la zona rayada de la figura se han sustituido presiones neutrales de un valor superior a la presión atmosférica por tensiones en el agua, que, al producir por reacción compresión en la estructura del suelo, ha-

brán aumentado los esfuerzos efectivos en la zona y, correspondientemente, la resistencia al esfuerzo cortante del suelo detrás del corte. Este efecto benéfico es independiente de la reorientación favorable de las fuerzas de filtración que el sub-drén produce, según ya se explicó ampliamente en páginas anteriores.

En los casos de terraplenes de carreteras, por ejemplo, así como de su suelo de cimentación, como se ilustra en la Fig. 7, el objeto de los sub-drenes de penetración transversal y de los pozos de alivio fué precisamente el de abatir las presiones neutrales en el cuerpo del terraplén y en el suelo de cimentación.

Sin embargo, aparte de los flujos de agua y de la elevación del nivel freático, que suelen ser las fuentes más frecuentes de agua en las obras de ingeniería que se han venido tratando, existen todavía las otras dos fuentes que ya se mencionaron en este trabajo como origen de saturamiento del suelo, a saber: por capilaridad y por condensación de la humedad ambiente.

Estudios que se han realizado demuestran que existe una inter-relación entre la humedad relativa ambiente y el esfuerzo en el agua del suelo cuando estas dos fases están en equilibrio. Dicho de otra manera, si en un cierto lugar la humedad relativa fuese constantemente de 100% y se tuviese un suelo arcilloso, el nivel freático necesariamente se encontraría en la superficie del suelo o muy cercano a éste y, recíprocamente, un nivel freático muy cercano a la superficie del suelo indicaría una humedad relativa cercana al 100% en dicho lugar, suponiendo que las condiciones anterio-

res están en equilibrio; por otra parte, una humedad relativa constante de 0% en un cierto lugar implica, necesariamente, un nivel freático a bastante profundidad.

Las implicaciones de lo anteriormente expuesto en lo que respecta a las obras de los pavimentos pueden exponerse como sigue: supóngase un lugar en donde el subsuelo es arcilloso, el nivel freático cercano a la superficie y una humedad relativa alta. En este caso, a menos que la base y sub-base sean de un material con potencialidad capilar nula, el agua llegará a saturarlas por capilaridad, aunque se hayan construido con un contenido de agua relativamente bajo. En estos casos lo que debo hacerse es aislar, desde el punto de vista del flujo del agua capilar, las diferentes capas que constituyen el pavimento, del suelo circundante, para evitar la saturación por ascensión capilar. Este aislamiento deberá realizarse a base de un material con potencialidad capilar nula, como sería el caso en una grava limpia, pues cualquier otro material que no fuese de potencialidad capilar nula, -- por "impermeable" que éste sea, todo será cuestión de tiempo para que, finalmente, el agua llegue a saturar las diferentes capas del pavimento. En estos casos, una capa altamente permeable entre la sub-base y el terraplén con sus correspondientes prolongaciones a los lados del pavimento, cumplirá con la finalidad perseguida. Siguiendo el criterio de Terzaghi lo anterior equivale a convertir a un sistema "abierto" en un sistema "cerrado", en donde el contenido de agua promedio de la zona aislada no varía por migración del agua del suelo que lo rodea.

En algunos casos en que el agua capilar que sube a las

capas del pavimento es salobre, se ha observado que las sales aceleran el proceso de destrucción de la carpeta asfáltica, lo cual es un efecto perjudicial adicional al pavimento en este tipo de aguas.

Por otra parte tenemos la otra fuente de agua debida a la condensación de la humedad ambiente. En el caso extremo de que esta humedad ambiente sea del orden de 100% en un cierto lugar, si se tiene arcilla constituyendo el sub-suelo, dicha arcilla llegará a saturarse y a tener como presión neutra la presión cero, por lo que la presión efectiva prácticamente llegará a anularse y la arcilla se expandirá hasta lograr su humedad de equilibrio bajo estas condiciones de esfuerzo. Para estos casos es evidente que la mejor solución para las diferentes capas que constituyen un pavimento, es la de usar materiales con potencialidad capilar nula, o sea materiales "puramente friccionantes". Pueden considerarse incluidas en estos casos las zonas de pantano, esteros y carreteras que bordean lagos o mares. Además de algunas otras, como la zona del sureste y la zona de las Cumbres de Maltrata y Acultzingo en nuestro país, que mantienen una alta humedad relativa ambiente durante la mayor parte del año.

En los párrafos anteriores se ha tratado brevemente sobre el equilibrio: fase gaseosa - fase líquida y su influencia en el comportamiento de los suelos, pero se ha hecho poca mención al equilibrio fase gaseosa - fase líquida - fase sólida del suelo. En el caso de una arcilla puede afirmarse que existe una relación entre su volumen y los esfuerzos efectivos a los que está sujeta. Como estos últimos, a su vez, dependen de los esfuerzos neutrales y, éstos están rela

cionados con la humedad relativa, es evidente que un cambio en la humedad relativa ambiente modificará los esfuerzos efectivos de la arcilla y por ende su volumen. En otras palabras, la arcilla se comprimirá cuando los esfuerzos efectivos aumenten y se expandirá cuando los esfuerzos efectivos disminuyan y ello independientemente, hasta cierto punto, del grado de compactación inicial que se le haya dado en el caso de terraplencs. Los anteriores conceptos son los que indujeron a F. N. Hveem a revisar todo pavimento por el criterio de la presión de expansión. En una muestra del suelo de la terracería, sea este en corte o en terraplén, al someterla a un estado de presiones neutrales nulas, se mide la presión necesaria para que su volumen no aumente y esta presión es la que recomienda Hveem debe existir sobre el suelo para evitar ondulamientos en el pavimento debidos a cambios volumétricos en la terracería.

En conclusión, teniendo en cuenta los muy diversos factores que influyen en el comportamiento mecánico de los suelos se recomienda, sobre todo en los casos de humedades relativas altas y niveles freáticos próximos a la superficie, -- construir los pavimentos con materiales cuya potencialidad capilar sea nula y autodrenantes, es decir, materiales puramente friccionantes donde la cantidad de finos no pase del 5% como máximo. En los casos en donde por razones económicas no se logre contar con el tipo de material ideal para estas construcciones, sino que parte de las capas que constituyen el pavimento tenga cierta potencialidad capilar, deberán aislarse, desde el punto de vista del flujo capilar, del suelo que las rodea por medio de la construcción de una verdadera

ra capa drenante que impida la ascensión capilar del agua hacia las capas del pavimento propiamente dicho.

V.- SUBDRENAJE EN VIAS FERREAS:

Las obras de terracería de una vía férrea son prácticamente iguales a las de una carretera, por lo que todo lo expuesto con relación al subdrenaje en carreteras para el mejoramiento de la estabilidad de cortes y terraplenes será directamente aplicable al caso de las vías férreas. Por supuesto que en este caso no será aplicable lo expuesto con relación al subdrenaje del pavimento propiamente dicho de una carretera, pues las capas de balasto y sub-balasto son autodrenantes.

En el caso de los patios de ferrocarril, por otra parte, se considera que las ideas expuestas con respecto al subdrenaje del área que ocupará un aeropuerto pueden ser aplicables, combinadas con las ideas expuestas en el caso de las carreteras.

Un aspecto que aparentemente es importante es el de los túneles, obras frecuentes en el caso de las vías férreas, pues podía pensarse, a primera vista, que un buen subdrenaje de la zona vecina al túnel condujera a una mejor obra; a este respecto la experiencia parece demostrar que los problemas de flujo de agua en un túnel es más práctico, conveniente y económico, considerarlos como un problema de impermeabilización y sellado que como un problema de subdrenaje. Sin embargo, no se descarta la posibilidad de que en un caso particular pudieran los métodos de subdrenaje resultar útiles, sobre todo en aquellos casos raros en que la captación de --

agua en el túnel pudiera resolver un problema de agua potable en la zona en que se está localizando el túnel. Si este es el caso, los métodos de sub-drenaje mencionados en el capítulo de carreteras de este trabajo, en especial los sub-drenes transversales de penetración y los pozos de alivio pudieran tener una aplicación eficiente a este tipo de obra vial.

VI.- CONCLUSIONES:

El control del agua subterránea en carreteras, vías férreas y aeropuertos por medio de obras de sub-drenaje, se estima que es un capítulo al cual debe darse especial atención en el proyecto, construcción y operación de las modernas vías terrestres sujetas al intenso tránsito cada vez creciente en la época actual.

La construcción de las pistas de un aeropuerto requiere que el área de toda la zona en que ellas se ubican, quede perfectamente drenada para evitar además de encharcamientos de agua, zonas fangosas o de baja resistencia debidas a un nivel freático cercano a la superficie o a flujos de agua a su través, haciéndolas inadecuadas para el rodamiento de aeronaves en algún caso eventual o de otro equipo de mantenimiento del aeropuerto. Para diseñar un sistema de sub-drenaje adecuado es imprescindible realizar estudios de exploración que permitan conocer tanto las condiciones estratigráficas del lugar como las condiciones hidráulicas del mismo. Con este conocimiento podrá diseñarse un sistema de sub-drenaje eficiente usando uno o varios de los procedimientos que se han descrito brevemente en la primera parte de este trabajo

jo.

Un sistema de sub-drenaje que se considera de vital importancia y que se requiere en la mayor parte de los aeropuertos, es el constituido por los sub-drenes longitudinales que se construyen a lo largo de los bordos de las pistas y cuya finalidad es controlar el agua del pavimento propiamente dicho y del suelo de cimentación sobre el que se apoya dicho pavimento, pues la base, sub-base y carpeta, así como la parte superior del terreno de cimentación deben mantenerse en todo tiempo prácticamente "secos" o con bajos contenidos de agua para garantizar su adecuado funcionamiento.

Las obras de sub-drenaje a construir en un caso particular, dependen en gran parte de la naturaleza del problema que se encuentre y de las condiciones hidráulicas y de suelos que se tengan, por lo que siempre es imprescindible realizar los estudios que se estimen necesarios hasta lograr una imagen satisfactoria del problema de que se trata. Debe hacerse hincapié en que uno de los aspectos más importantes del sub-drenaje, es el uso del material adecuado para las zonas permeables de los mismos, pues un material filtrante que llegue a volverse impermeable por la migración de las partículas del suelo que protege, convertirá al sistema del sub-drenaje a prácticamente inoperante. Por vía informativa puede mencionarse que en el estado de California de los E.U.A. el costo de las obras de sub-drenaje ha representado entre un 10% y un 15% del costo total de los tramos de carretera en que se han requerido.

Finalmente, en el cuerpo de este trabajo, se incluyen comentarios sobre la forma de mejorar las condiciones de es-

tabilidad y funcionamiento de los pavimentos cuando existe -
la posibilidad de saturamiento de alguna o varias de sus ca-
pas por ascención capilar del agua freática o por condensa--
ción de la humedad ambiente. Asimismo, se hace mención de la
aplicación de todo lo expuesto al caso de las vías férreas.

D E F I N I C I O N E S :

Esfuerzo normal.- Componente en la dirección normal de un --
elemento de área, del esfuerzo actuante en dicho ele--
mento.

Esfuerzo cortante.- Componente en la dirección tangencial de
un elemento de área, del esfuerzo actuante en dicho --
elemento.

Esfuerzo total.- Esfuerzo actuante debido a cargas exterior--
res y peso de material en un elemento de área.

Esfuerzo neutral.- Esfuerzo en el agua intersticial de un --
suelo, en exceso de la presión atmosférica.

Esfuerzo efectivo.- Esfuerzo total menos el esfuerzo neu----
tral.

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

Groundwater Control for Highways. T. W. Smith. Department -
of Public Works, State of California, presentado a la_
43a. Junta Anual del Highways Research Boord. Whashing_
ton, D. C. Enero 13-17-1964.

Horizontal Drains on California Highways. T. W. Smith y G. -
V. Stafford. Journal of Soil Mechanics and Faunda----
tions Division. ASCE Vol. 83, N. SM 3, Julio 1957.

Aiport Dreinago. Airports División, Bureau of Facilites and_
Material 1960.

Aiport Horonjeff.

FIG.1.- DREN INTERCEPTOR TÍPICO

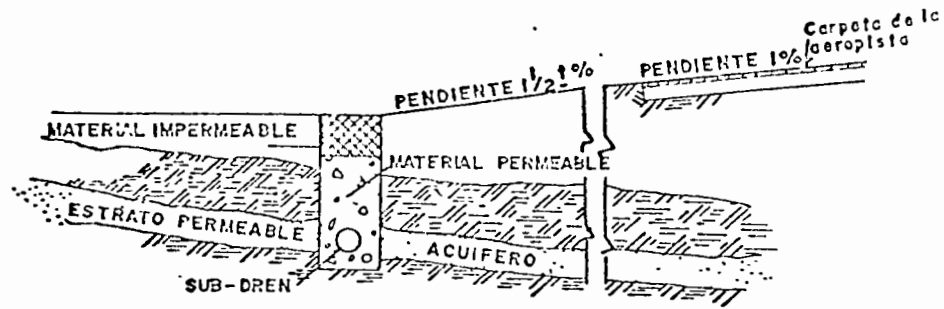


FIG.3.- TUBO PERFORADO PARA SUB-DREN
(PERFORACIONES DE 1cm. (3/8 ") ESPACIADOS 10 cm.
CENTRO A CENTRO EN TRESBOLILLO)

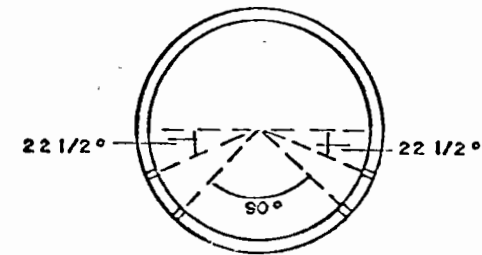
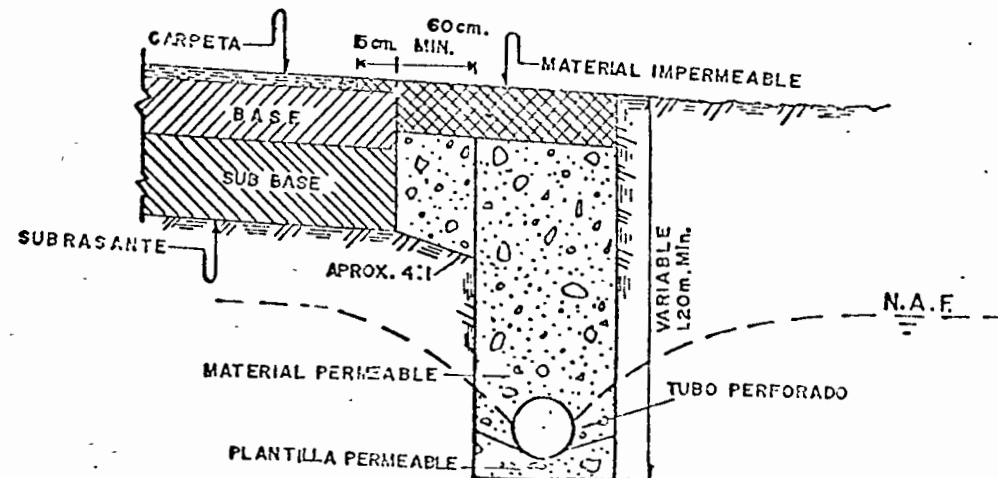


FIG.2.- SUB-DREN LONGITUDINAL TÍPICO



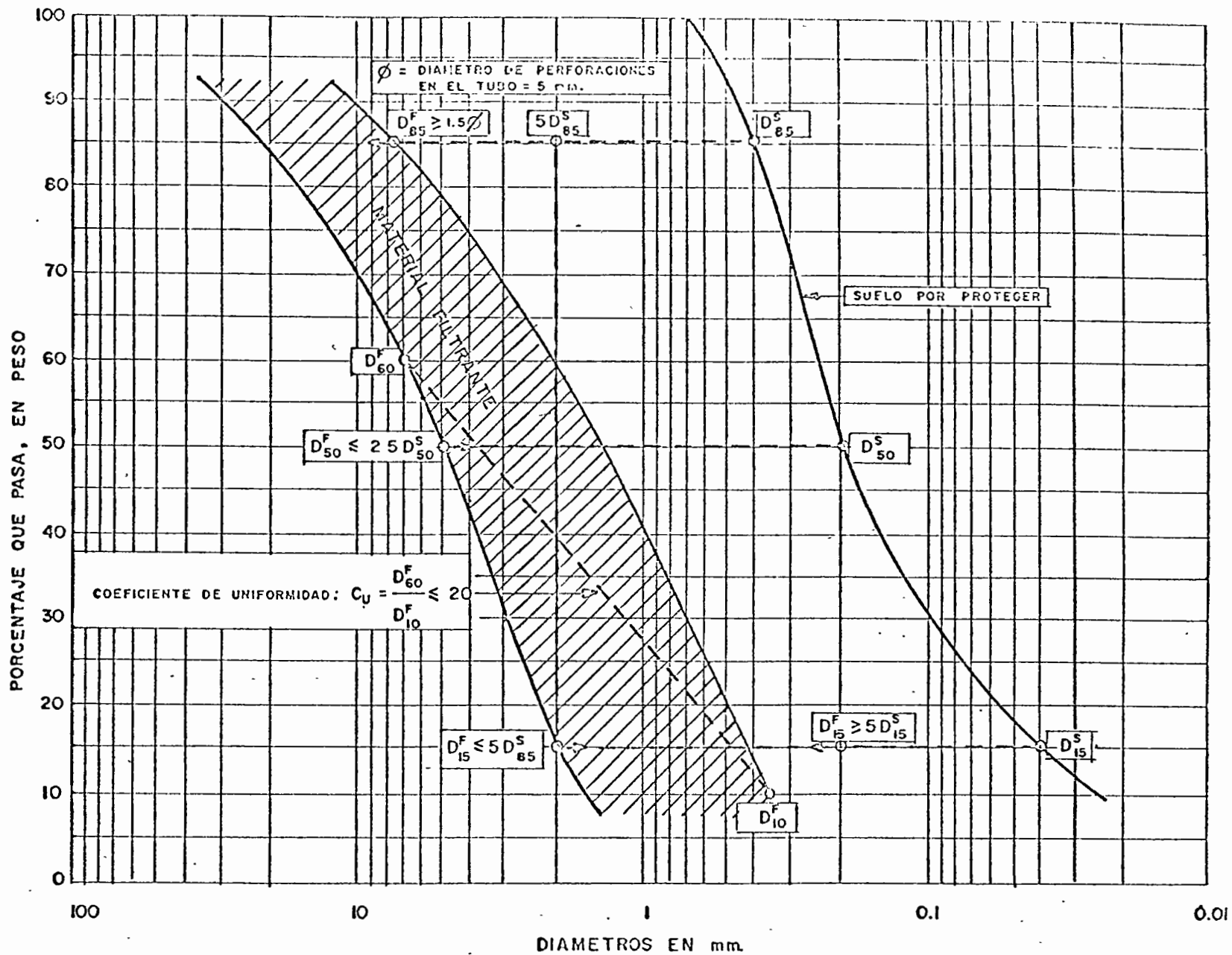


Fig. 4. EJEMPLO PARA DISEÑO DE UN MATERIAL FILTRANTE

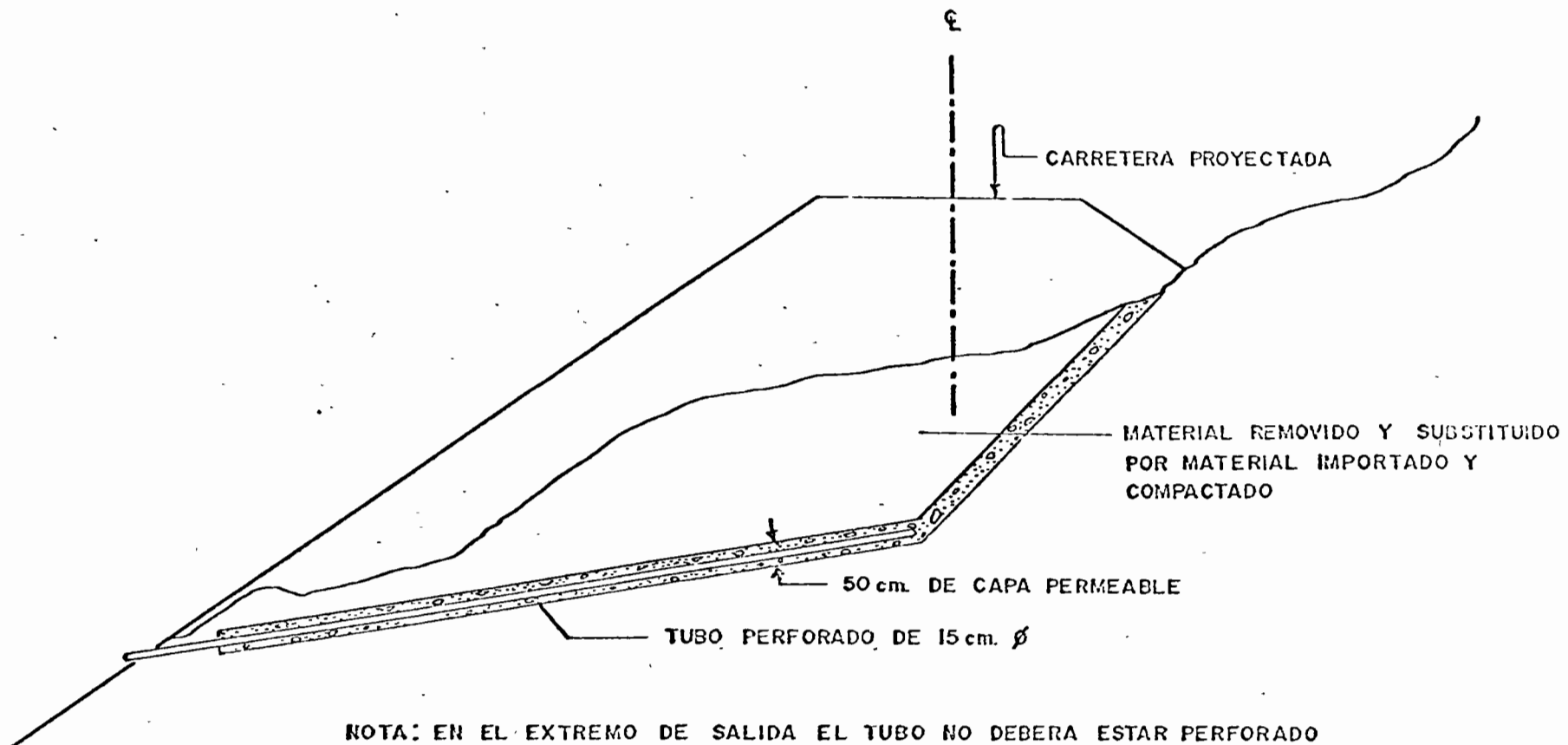


FIG. 5. REMOCION DE MATERIAL BLANDO Y COLOCACION DE UNA CAPA
 PERMEABLE BAJO TERRAPLENES.

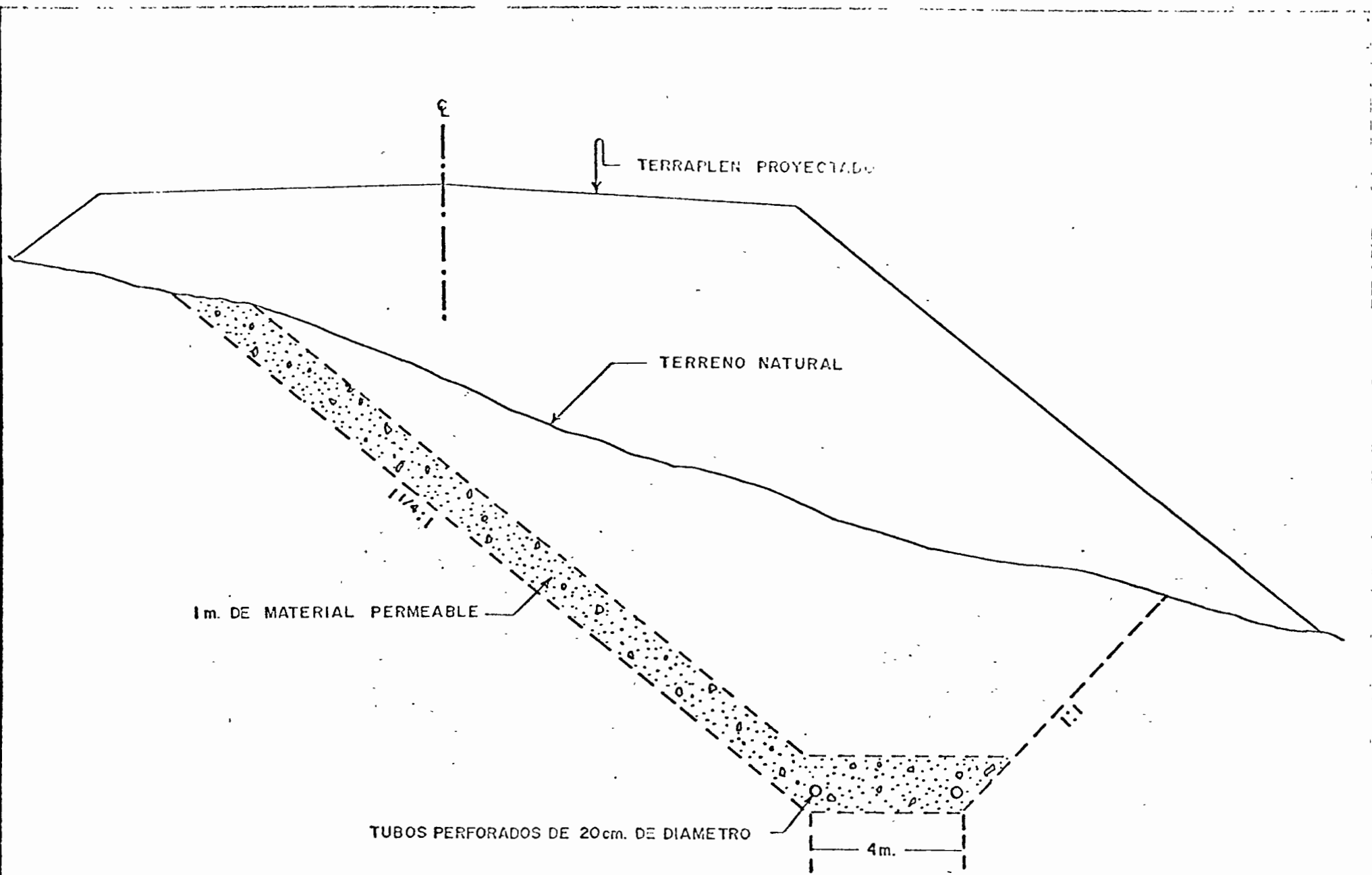


Fig. 6. TRINCHERA ESTABILIZADORA LONGITUDINAL

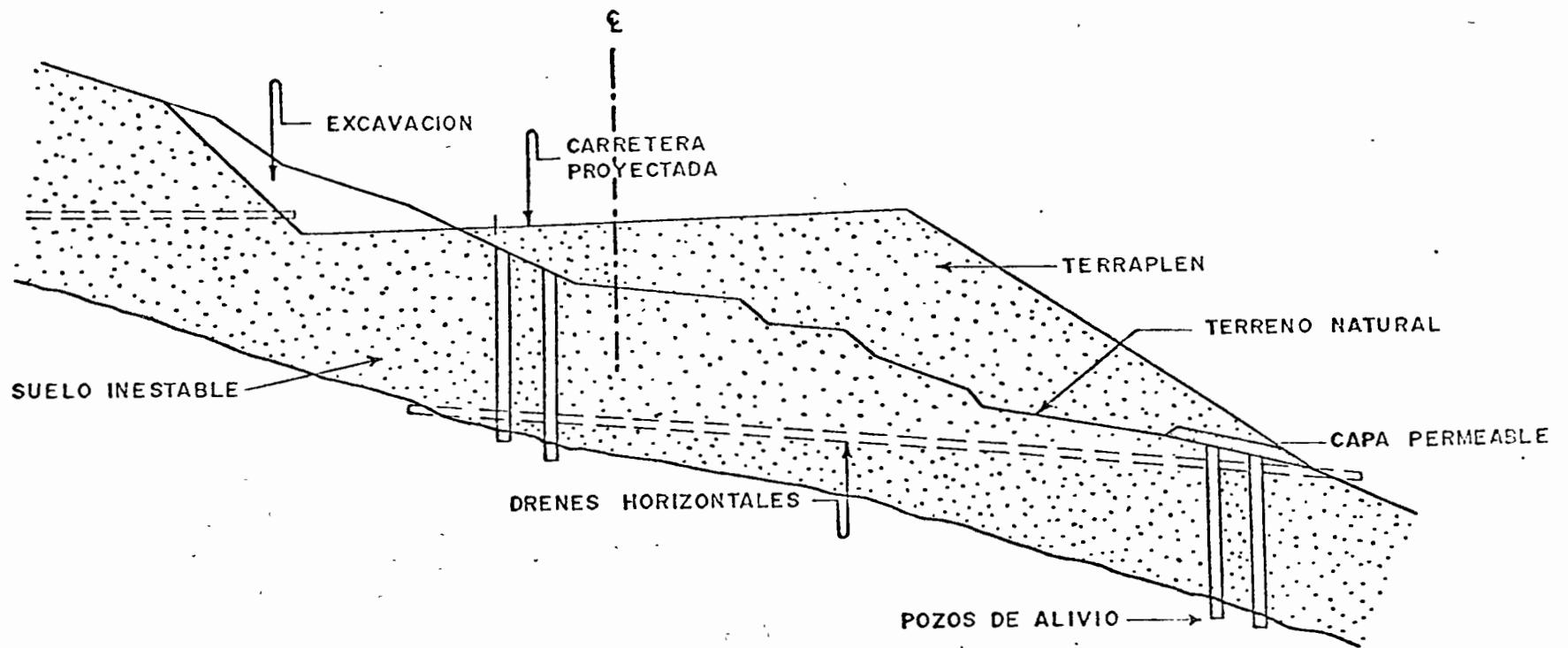


Fig. 7. DRENES HORIZONTALES Y POZOS DE ALIVIO

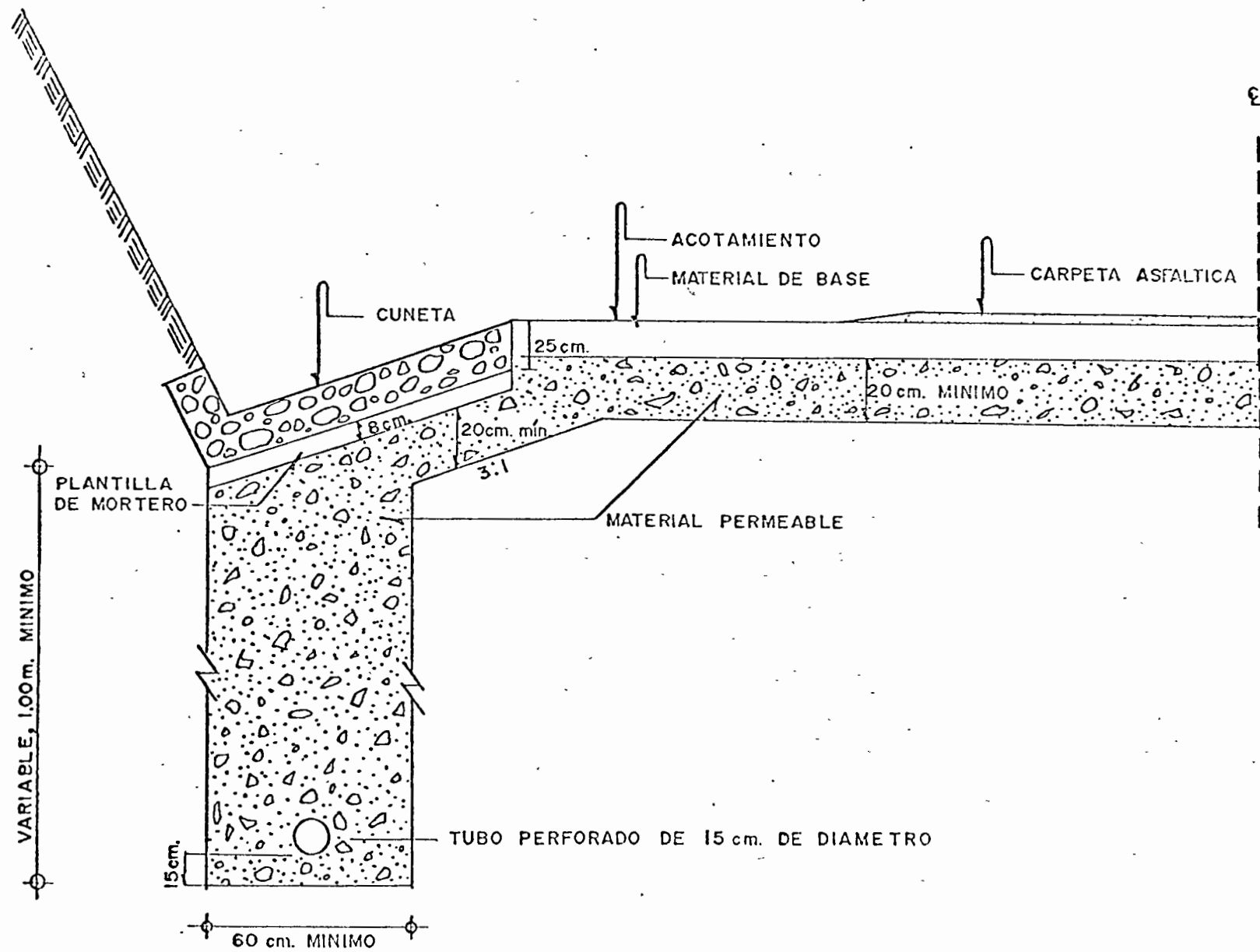
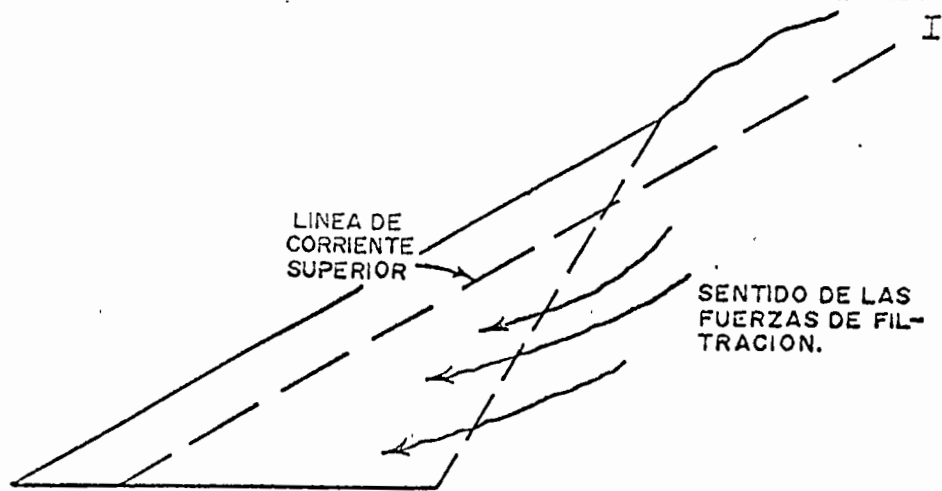
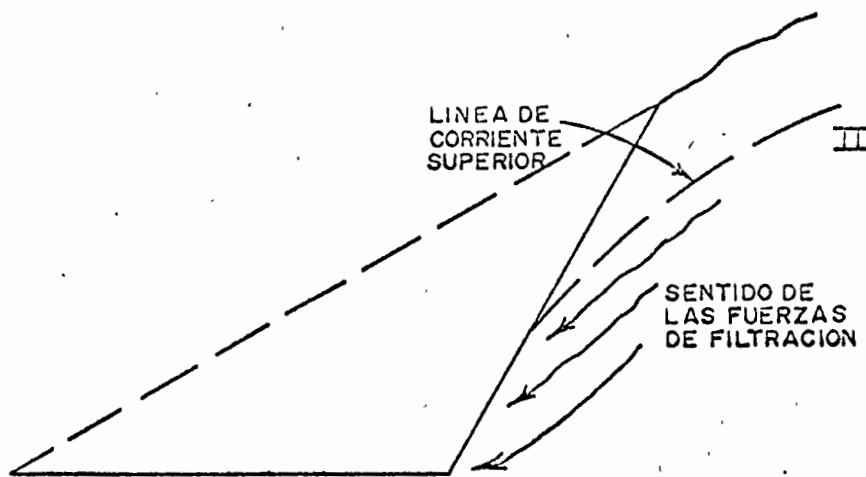


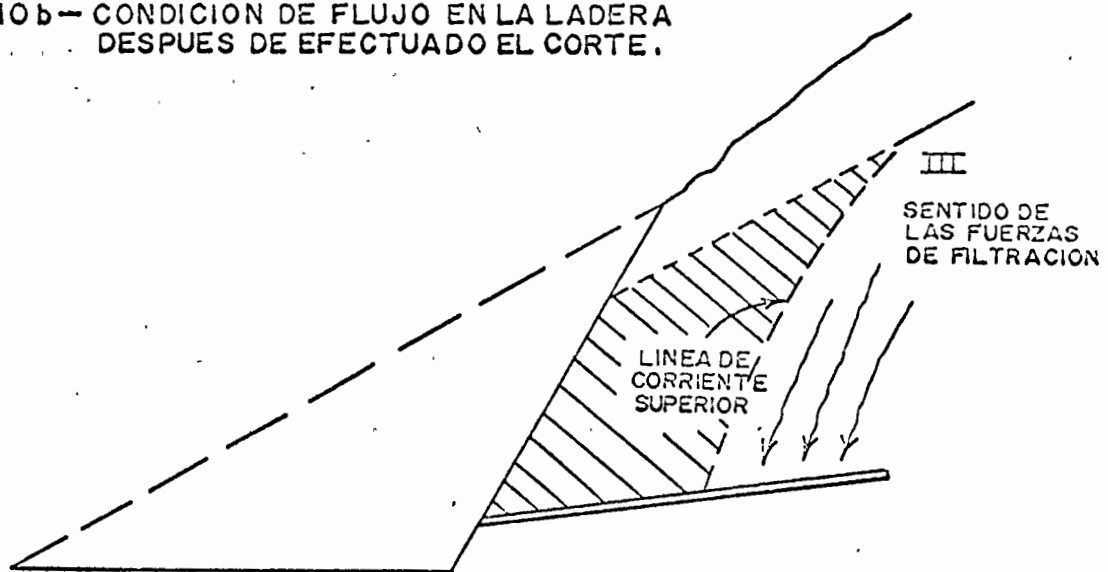
FIG. 8. SUB-DREN Y SUB-BASE PERMEABLE



10a - CONDICION DE FLUJO EN LA LADERA ANTES DE EFECTUAR EL CORTE.

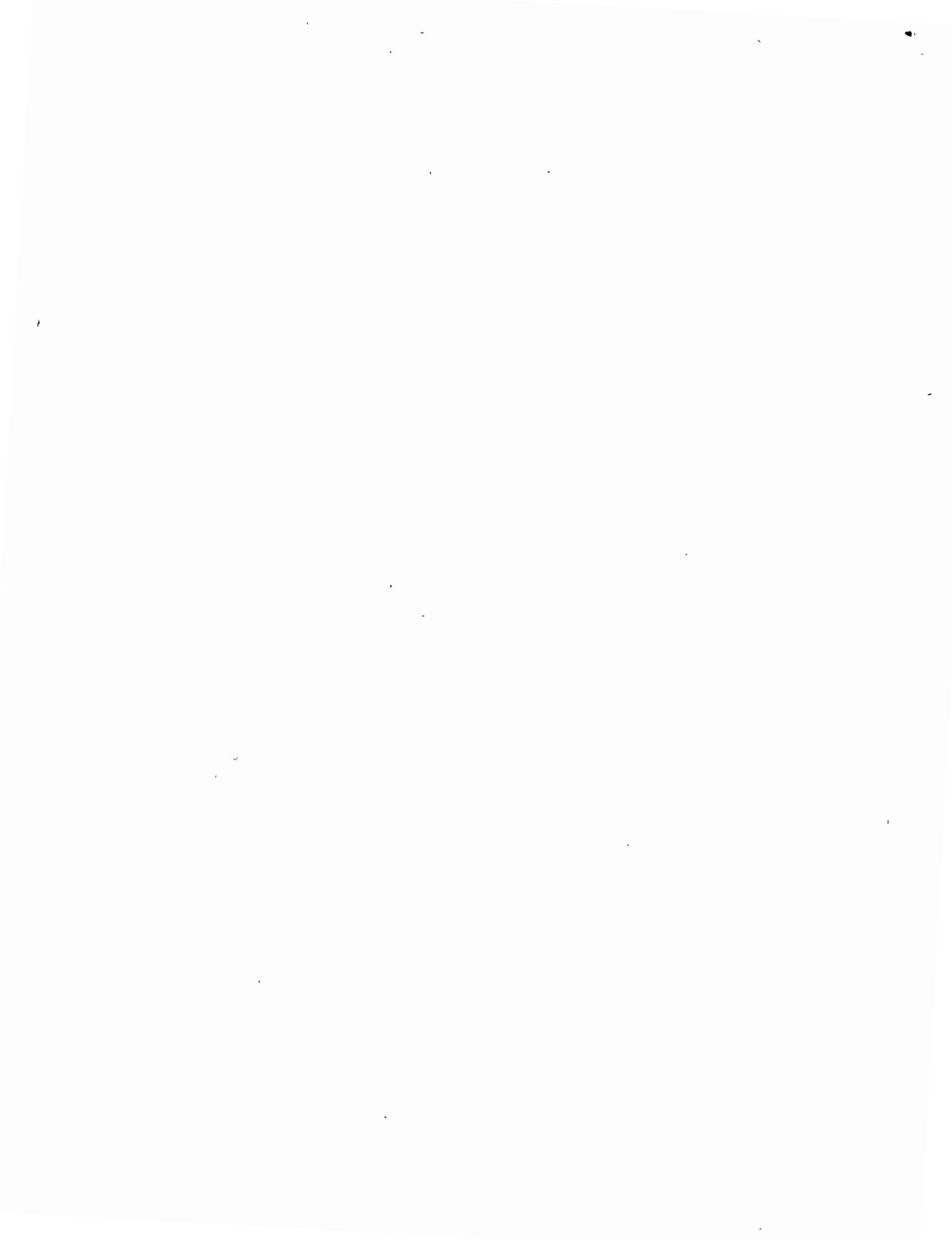


10b - CONDICION DE FLUJO EN LA LADERA DESPUES DE EFECTUADO EL CORTE.



10c - CONDICION DE FLUJO EN LA LADERA DESPUES DE EFECTUADO EL CORTE Y COLOCADO EL SUSDREN TRANSVERSAL DE PENETRACION.

Fig. N°10



CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO A

DATOS	SECCIONES TIPO									
	1		2		3		4		5	
b	0.300		0.450		0.600		0.600		0.750	
d	0.300		0.450		0.500		0.600		0.650	
A	0.220		0.510		0.670		0.900		1.120	
r	0.160		0.240		0.280		0.330		0.360	
n	0.014		0.014		0.014		0.014		0.014	
t	1.500		1.500		1.500		1.500		1.500	
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.213	0.048	0.279	0.141	0.307	0.207	0.338	0.305	0.363	0.407
0.00015	0.261	0.059	0.342	0.173	0.376	0.254	0.414	0.373	0.445	0.499
0.00020	0.302	0.068	0.395	0.200	0.434	0.293	0.479	0.431	0.514	0.576
0.00025	0.337	0.076	0.442	0.224	0.485	0.327	0.535	0.482	0.575	0.644
0.00030	0.369	0.083	0.484	0.245	0.531	0.359	0.586	0.527	0.629	0.706
0.00035	0.399	0.090	0.523	0.265	0.574	0.387	0.633	0.570	0.680	0.762
0.00040	0.427	0.096	0.559	0.283	0.613	0.414	0.677	0.609	0.727	0.815
0.00045	0.452	0.102	0.593	0.300	0.650	0.439	0.718	0.646	0.771	0.864
0.00050	0.477	0.107	0.625	0.316	0.686	0.463	0.757	0.681	0.812	0.911
0.00055	0.500	0.113	0.655	0.332	0.719	0.485	0.794	0.714	0.852	0.955
0.00060	0.522	0.118	0.684	0.346	0.751	0.507	0.829	0.746	0.890	0.998
0.00065	0.544	0.122	0.712	0.361	0.782	0.528	0.863	0.776	0.926	1.039
0.00070	0.564	0.127	0.739	0.374	0.811	0.548	0.895	0.806	0.961	1.078
0.00075	0.584	0.131	0.765	0.387	0.840	0.567	0.927	0.834	0.995	1.116
0.00080	0.603	0.136	0.790	0.400	0.867	0.585	0.957	0.861	1.028	1.152
0.00085	0.622	0.140	0.815	0.412	0.894	0.603	0.987	0.888	1.059	1.188
0.00090	0.640	0.144	0.838	0.424	0.920	0.621	1.015	0.914	1.090	1.222
0.00095	0.657	0.148	0.861	0.436	0.945	0.638	1.043	0.939	1.120	1.256
0.00100	0.674	0.152	0.883	0.447	0.970	0.655	1.070	0.963	1.149	1.288
0.00110	0.707	0.159	0.927	0.469	1.017	0.686	1.122	1.010	1.205	1.351
0.00120	0.739	0.166	0.968	0.490	1.062	0.717	1.172	1.055	1.259	1.411
0.00130	0.769	0.173	1.007	0.510	1.106	0.746	1.220	1.098	1.310	1.469
0.00140	0.798	0.180	1.045	0.529	1.147	0.774	1.266	1.139	1.360	1.524
0.00150	0.826	0.186	1.082	0.548	1.188	0.802	1.311	1.179	1.407	1.578
0.00160	0.853	0.192	1.118	0.566	1.227	0.828	1.354	1.218	1.453	1.630
0.00170	0.879	0.198	1.152	0.583	1.264	0.853	1.395	1.256	1.498	1.680
0.00180	0.905	0.204	1.185	0.600	1.301	0.878	1.436	1.292	1.542	1.728
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	0.926				
0.00220	1.000	0.225								
0.00240	1.045	0.235								

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

DATOS	SECCIONES TIPO									
	6		7		8		9		10	
b	0.750		0.900		0.900		1.050		1.050	
d	0.750		0.800		0.900		0.950		1.050	
A	1.410		1.680		2.020		2.350		2.760	
r	0.410		0.440		0.490		0.530		0.570	
n	0.014		0.014		0.014		0.014		0.014	
t	1.500		1.500		1.500		1.500		1.500	
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.393	0.552	0.416	0.699	0.443	0.898	0.465	1.094	0.491	1.354
0.00015	0.481	0.676	0.509	0.856	0.543	1.099	0.570	1.340	0.602	1.658
0.00020	0.555	0.781	0.588	0.988	0.627	1.269	0.658	1.547	0.695	1.915
0.00025	0.621	0.873	0.658	1.105	0.711	1.419	0.736	1.730	0.777	2.141
0.00030	0.680	0.956	0.720	1.210	0.768	1.555	0.806	1.895	0.851	2.345
0.00035	0.734	1.033	0.778	1.307	0.829	1.679	0.870	2.047	0.919	2.533
0.00040	0.785	1.104	0.832	1.397	0.887	1.795	0.931	2.188	0.982	2.708
0.00045	0.833	1.171	0.882	1.482	0.940	1.914	0.987	2.321	1.042	2.872
0.00050	0.878	1.235	0.930	1.562	0.991	2.007	1.040	2.446	1.098	3.027
0.00055	0.921	1.295	0.975	1.639	1.040	2.105	1.091	2.566	1.152	3.175
0.00060	0.962	1.352	1.019	1.711	1.086	2.199	1.140	2.680	1.203	3.316
0.00065	1.001	1.408	1.060	1.781	1.130	2.289	1.186	2.789	1.252	3.452
0.00070	1.039	1.461	1.100	1.849	1.173	2.375	1.231	2.894	1.300	3.582
0.00075	1.075	1.512	1.139	1.913	1.214	2.458	1.274	2.996	1.345	3.708
0.00080	1.110	1.562	1.176	1.976	1.254	2.539	1.316	3.094	1.389	3.829
0.00085	1.145	1.610	1.213	2.037	1.292	2.617	1.357	3.189	1.432	3.947
0.00090	1.178	1.656	1.248	2.096	1.330	2.693	1.396	3.282	1.474	4.062
0.00095	1.210	1.702	1.282	2.154	1.366	2.767	1.434	3.372	1.514	4.173
0.00100	1.241	1.746	1.315	2.209	1.402	2.839	1.471	3.459	1.553	4.281
0.00110	1.302	1.831	1.379	2.317	1.470	2.977	1.543	3.628	1.629	4.490
0.00120	1.360	1.912	1.441	2.420	1.536	3.110	1.612	3.790	1.702	4.690
0.00130	1.416	1.991	1.500	2.519	1.598	3.237	1.678	3.944	1.771	4.882
0.00140	1.469	2.066	1.556	2.614	1.659	3.359	1.741	4.093	1.838	5.066
0.00150	1.521	2.138	1.611	2.706	1.717	3.477	1.802	4.237	1.902	5.244
0.00160	1.570	2.208	1.664	2.795	1.773	3.591	1.861	4.376	1.965	5.416
0.00170	1.619	2.276	1.715	2.881	1.828	3.701				
0.00180	1.666	2.342								

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

DATOS	SECCIONES TIPO									
	16		17		18		19		20	
b	1.500		1.700		1.700		1.850		1.850	
d	1.500		1.550		1.700		1.750		1.850	
A	5.630		6.240		7.230		7.830		8.560	
r	0.810		0.860		0.920		0.960		1.000	
n	0.014		0.014		0.014		0.014		0.014	
t	1.500		1.500		1.500		1.500		1.500	
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.623	3.504	0.644	4.018	0.677	4.892	0.695	5.443	0.716	6.129
0.00015	0.763	4.291	0.789	4.921	0.829	5.991	0.851	6.666	0.877	7.506
0.00020	0.881	4.955	0.911	5.682	0.958	6.918	0.983	7.897	1.013	8.667
0.00025	0.985	5.540	1.018	6.353	1.071	7.735	1.099	8.606	1.133	9.690
0.00030	1.079	6.069	1.115	6.959	1.173	8.473	1.204	9.427	1.241	10.615
0.00035	1.165	6.555	1.205	7.517	1.267	9.152	1.300	10.182	1.340	11.466
0.00040	1.246	7.008	1.288	8.036	1.354	9.784	1.390	10.886	1.433	12.258
0.00045	1.321	7.433	1.366	8.523	1.436	10.377	1.474	11.546	1.519	13.001
0.00050	1.393	7.835	1.440	8.984	1.514	10.938	1.554	12.170	1.602	13.704
0.00055	1.461	8.217	1.510	9.422	1.588	11.472	1.630	12.764	1.680	14.373
0.00060	1.526	8.583	1.577	9.841	1.658	11.982	1.702	13.332	1.755	15.012
0.00065	1.588	8.933	1.642	10.243	1.726	12.472	1.772	13.876	1.826	15.625
0.00070	1.648	9.270	1.704	10.630	1.791	12.943	1.839	14.400	1.895	16.215
0.00075	1.706	9.596	1.764	11.003	1.854	13.397	1.903	14.906	1.962	16.784
0.00080	1.762	9.911	1.822	11.364	1.915	13.836	1.966	15.394	2.026	17.335
0.00085	1.816	10.216	1.878	11.714	1.974	14.262	2.020	15.868	2.088	17.868
0.00090	1.869	10.512	1.932	12.053	2.031	14.675	2.085	16.328	2.149	18.386
0.00095	1.920	10.800	1.985	12.384	2.087	15.078	2.142	16.766	2.208	18.890
0.00100	1.970	11.080	2.037	12.705	2.141	15.469	2.198	17.212	2.265	19.381
0.00110	2.066	11.621	2.136	13.325	2.246	16.224	2.305	18.052	2.376	20.327
0.00120	2.158	12.138	2.231	13.918	2.345	16.946	2.408	18.854	2.481	21.231
0.00130	2.246	12.634	2.322	14.486	2.441	17.638	2.506	19.624	2.583	22.098
0.00140	2.331	13.110	2.410	15.033	2.533	18.304				

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

DATOS	SECCIONES TIPO									
	11		12		13		14		15	
b	1.200		1.200		1.350		1.350		1.500	
d	1.110		1.200		1.250		1.350		1.400	
A	3.140		3.600		4.030		4.560		5.040	
r	0.610		0.650		0.690		0.730		0.770	
n	0.014		0.014		0.014		0.014		0.014	
t	1.500		1.500		1.500		1.500		1.500	
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.512	1.606	0.537	1.933	0.557	2.245	0.581	2.646	0.600	3.024
0.00015	0.627	1.966	0.658	2.367	0.682	2.750	0.711	3.240	0.735	3.704
0.00020	0.724	2.271	0.759	2.733	0.788	3.175	0.821	3.742	0.849	4.277
0.00025	0.810	2.539	0.849	3.056	0.881	3.550	0.918	4.183	0.949	4.782
0.00030	0.887	2.781	0.930	3.348	0.965	3.889	1.006	4.583	1.039	5.238
0.00035	0.958	3.004	1.004	3.616	1.042	4.200	1.086	4.950	1.123	5.659
0.00040	1.024	3.211	1.074	3.866	1.114	4.491	1.161	5.292	1.200	6.048
0.00045	1.066	3.406	1.139	4.100	1.181	4.763	1.232	5.613	1.273	6.415
0.00050	1.145	3.590	1.201	4.322	1.245	5.021	1.298	5.916	1.342	6.762
0.00055	1.201	3.765	1.259	4.533	1.306	5.266	1.362	6.205	1.407	7.092
0.00060	1.255	3.933	1.315	4.734	1.364	5.500	1.422	6.481	1.470	7.408
0.00065	1.306	4.093	1.369	4.928	1.420	5.724	1.481	6.746	1.530	7.710
0.00070	1.355	4.248	1.420	5.114	1.474	5.940	1.536	7.000	1.580	8.001
0.00075	1.403	4.397	1.470	5.293	1.525	6.149	1.590	7.246	1.643	8.282
0.00080	1.449	4.541	1.519	5.467	1.575	6.351	1.642	7.484	1.697	8.554
0.00085	1.493	4.681	1.565	5.635	1.624	6.546	1.693	7.714	1.749	8.817
0.00090	1.536	4.817	1.611	5.798	1.671	6.736	1.742	7.938	1.800	9.072
0.00095	1.579	4.949	1.655	5.957	1.717	6.920	1.790	8.155	1.849	9.321
0.00100	1.620	5.077	1.698	6.112	1.761	7.100	1.836	8.367	1.897	9.563
0.00110	1.699	5.325	1.781	6.410	1.847	7.447	1.926	8.775	1.990	10.030
0.00120	1.774	5.562	1.860	6.695	1.929	7.778	2.012	9.165	2.079	10.476
0.00130	1.847	5.789	1.936	6.969	2.008	8.095	2.094	9.540	2.163	10.904
0.00140	1.916	6.008	2.009	7.232	2.084	8.401	2.173	9.900	2.245	11.315
0.00150	1.984	6.218	2.079	7.486	2.157	8.696	2.249	10.247	2.324	11.712
0.00160	2.049	6.422								

CANALES REVESTIDOS DE CONCRETO

DATOS	SECCIONES TIPO									
	21		22							
b	2.000		2.000							
d	1.900		2.000							
A	9.210		10.000							
r	1.040		1.090							
n	0.014		0.014							
t	1.500		1.500							
s	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q	V	Q
0.00010	0.734	6.761	0.754	7.545						
0.00015	0.899	8.281	0.924	9.240						
0.00020	1.038	9.562	1.067	10.670						
0.00025	1.160	10.691	1.193	11.929						
0.00030	1.271	11.711	1.307	13.068						
0.00035	1.373	12.649	1.411	14.115						
0.00040	1.467	13.523	1.509	15.089						
0.00045	1.557	14.343	1.600	16.005						
0.00050	1.641	15.119	1.687	16.870						
0.00055	1.721	15.857	1.789	17.894						
0.00060	1.797	16.562	1.848	18.481						
0.00065	1.871	17.238	1.924	19.235						
0.00070	1.941	17.889	1.996	19.961						
0.00075	2.009	18.517	2.066	20.662						
0.00080	2.075	19.124	2.134	21.340						
0.00085	2.139	19.713	2.200	21.998						
0.00090	2.201	20.284	2.263	22.634						
0.00095	2.262	20.840	2.325	23.254						
0.00100	2.320	21.382	2.386	23.858						
0.00110	2.434	22.425	2.502	25.023						
0.00120	2.542	23.422	2.614	26.136						
0.00130	2.646	24.379	2.720	27.203						

SECUENCIA PARA LA ELABORACION DEL ANALISIS ESTADISTICO

10. Se seleccionará la amplitud conveniente para cada frontera de clase, teniendo en cuenta la cantidad y dispersión de los datos disponibles.
20. En el diagrama de frecuencia se indicará gráficamente, la cantidad de valores contenidos en cada frontera de clase.
30. En el renglón No. 1 se anotará la cantidad de valores contenidos en cada frontera de clase (frecuencia).
40. En el renglón No. 2 se anotará la suma acumulativa de las frecuencias para cada frontera de clase.
50. En el renglón No. 3 se anotará la suma acumulativa de las frecuencias en por ciento del total de los datos disponibles.
60. Se graficaran los resultados obtenidos en el renglón No. 3 y se trazará la línea recta que represente el promedio de los puntos obtenidos.
70. La proyección vertical de los puntos de intersección entre la línea así obtenida con las líneas horizontales que representan los valores de 16, 50 y 84 por ciento indicarán los valores Inferior (I), Medio (M) y Superior (S).

Los valores de la desviación estandar y coeficiente de variación se obtendrán por medio de las fórmulas anotadas en las gráficas.

NOTA.- En la tabla se anotan las distancias a que deben quedar cada uno de los valores, medidas a partir de la línea media (50 por ciento).

P o r c i e n t o D i s t a n c i a e n m m

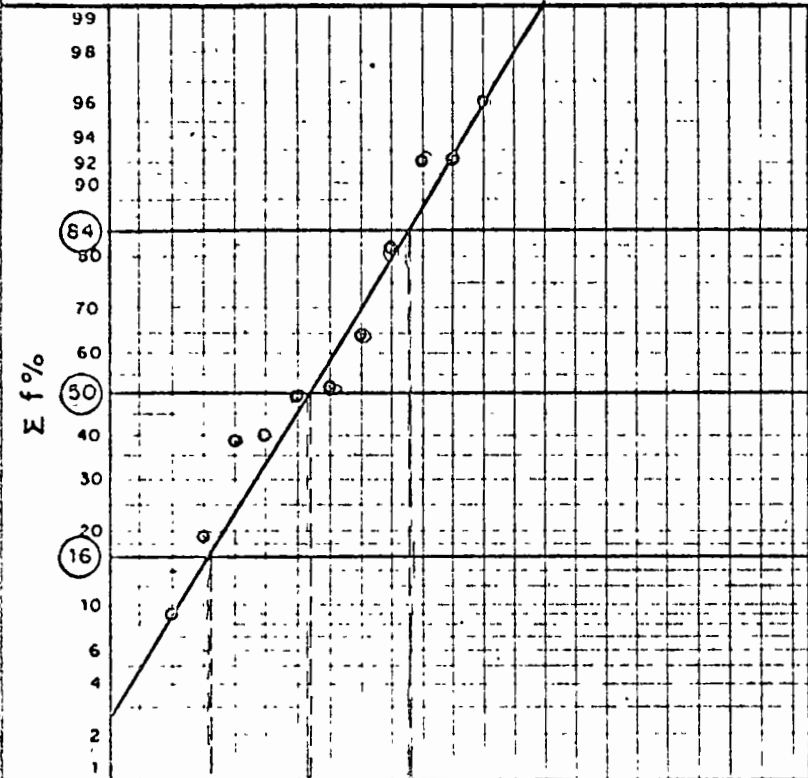
45	55	2.7
40	60	5.2
35	65	8.0
30	70	11.2
25	75	14.4
20	80	18.0
18	82	19.5
16	84	21.3
14	86	23.1
12	88	25.1
10	90	27.3
9	91	28.5
8	92	30.0
7	93	31.5
6	94	33.2
5	95	35.2
4	96	37.7
3	97	40.3
2	98	44.1
1	99	50.0



DIRECCION DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
OFICINA DE NORMAS Y CONTROL DE CALIDAD
ANALISIS ESTADISTICO
POR CIENTO DE COMPACTACION

OBRA: _____

FECHA: _____



S = 99.5

M = 97.9

I = 96.3

DESVIACION ESTANDAR

$$\sigma = \frac{S - I}{2} = 1.6 \text{ Kg/cm}^2$$

COEFICIENTE DE VARIACION

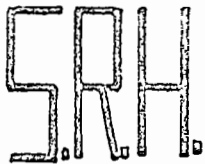
$$V = \frac{100 \sigma}{M} = 1.64$$

FRONTERAS DE CLASE	f	Σ f	Σ f %
95.0-95.5	1	1	2
95.5-96.0	3	4	9
96.0-96.5	5	9	19
96.5-97.0	9	18	38
97.0-97.5	1	19	40
97.5-98.0	4	23	49
98.0-98.5	1	24	81
98.5-99.0	6	30	64
99.0-99.5	8	38	81
99.5-100.0	5	43	92
100-100.5	-	43	92
100.5-101	2	45	96
101.-101.5	2	47	100

OBSERVACIONES:

Por ciento de compactación pedido = 95

EL JEFE DE LABORATORIO

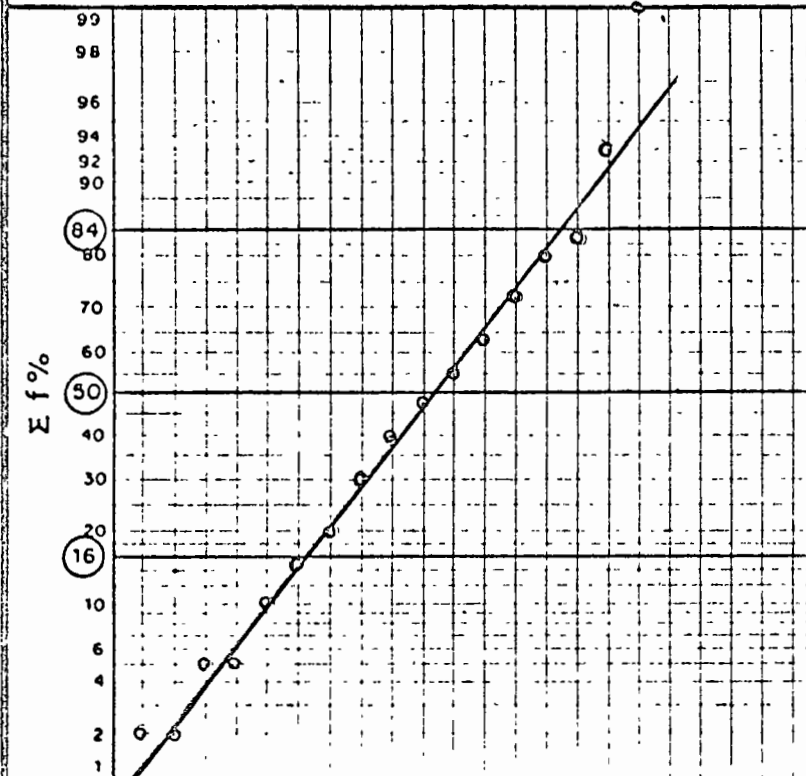


DIRECCION DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
OFICINA DE NORMAS Y CONTROL DE CALIDAD
ANALISIS ESTADISTICO

RESISTENCIA DEL CONCRETO A LA COMPRESION SIMPLE A 7 DIAS DE EDAD

OBRA: _____

FECHA: _____



S = 136

M = 115

I = 93

DESVIACION ESTANDAR

$$\sigma = \frac{S - I}{2} = \frac{136 - 93}{2} = 21.5 \text{ kg/cm}^2$$

COEFICIENTE DE VARIACION

$$V = \frac{100 \sigma}{M} = \frac{21.50}{115} = 17.2 \%$$

FRONTERAS DE CLASE	f	Σf	Σf %
65 - 70	1	1	2
70 - 75	1	2	2
75 - 80	2	3	5
80 - 85	1	3	5
85 - 90	3	6	10
90 - 95	3	9	15
95 - 100	3	12	20
100 - 105	6	18	30
105 - 110	5	23	38
110 - 115	5	28	47
115 - 120	5	33	55
120 - 125	5	38	63
125 - 130	5	43	72
130 - 135	5	48	80
135 - 140	2	50	83
140 - 145	6	56	93
145 - 150	4	60	100

DIAGRAMA DE FRECUENCIAS

OBSERVACIONES:

f'c a 28 días = 180 Kg/cm²

EL JEFE DE LABORATORIO

TABLA II-1

COEFICIENTES DE VARIACION CORRESPONDIENTES A DISTINTOS NIVELOS
DE CONTROL EN LA ELABORACION DEL CONCRETO

Condiciones de mezclado y colocación	Control	Coeficiente de variación (V), por ciento
Agregados secos, granulometría precisa, relación exacta agua/cemento y temperatura controlada de curado. Supervisión continua.	De laboratorio	5 a 6
Pesado de todos los materiales, control de la granulometría y del agua, tomando en cuenta la humedad de los agregados y el peso en grava y arena desplazada por el agua. Supervisión continua.	Excelente	7 a 8
Pesado de todos los materiales, control de la granulometría y la humedad de los agregados. Supervisión continua.	Alto	10 a 12
Pesado de los agregados, control de la granulometría, y del agua. Supervisión frecuente.	Muy bueno	13 a 15
Pesado de los materiales. Contenido de agua verificado a menudo. Verificación de la trabajabilidad. Supervisión intermitente.	Bueno	16 a 18
Proporcionamiento por volumen, considerando el cambio en volumen de la arena por la humedad. Cemento pesado. Contenido de agua verificado en la mezcla. Supervisión intermitente.	Regular	20
Proporcionamiento por volumen de todos los materiales. Poca o ninguna supervisión.	Pobre	25

OBSERVACION: Esta Tabla está tomada de la Tabla 3.3 contenida en la página 78 del Suplemento 3 al No. 11 de la revista INCYC - Noviembre, 1964.



PROCEDIMIENTO PARA LA OBTENCION DE UN MATERIAL PARA REVESTI-
MIENTO DE CAMINOS POR MEDIO DE LA MEZCLA DE 2 MATERIALES

Para mayor ilustración el estudio se hará en forma de ejemplo.

Las características de los materiales para emplear se en el revestimiento aparecen en las hojas de reporte anexas.

Como se puede observar en la hoja de reporte N° 1 el valor C.B.R. del material "GRUESO" es aceptable, sin embargo carece de cementación además que la parte fina del material se sale de los límites recomendables para revestimiento de caminos.

Para que el material "GRUESO" tenga una cementación que impida la fácil segregación de la capa de revestimiento es necesario adicionarle un "CEMENTANTE" para lo que es aconsejable emplear un suelo del tipo ML primordialmente, o un tipo CL - ML o CL aunque este último con reservas puesto que si su porcentaje en la mezcla es alto (20 a 25 por ciento) se puede tener un revestimiento resbaloso cuando esté mojado.

Las características del material "CEMENTANTE" que aparecen en la hoja de reporte N° 2 indican que es factible utilizarlo ya que una vez efectuada la mezcla va a proveer al material "GRUESO" de los finos necesarios, además que sus características de plasticidad se verán disminuidas.

Para obtener la composición granulométrica teórica de la mezcla de los materiales se sigue el procedimiento siguiente:

Para cada material se señalan en las escalas horizontales, los porcentajes que pasa en cada malla y se procede a unir, con líneas (inclinadas) estos puntos como se muestra en la Figura N° 1; el paso siguiente es fijar, para ambos materiales, los porcentajes con que van a contribuir en la mezcla, para obtener una granulometría teórica dentro de los límites recomendables para este tipo de material.

Si se observa la hoja N° 1 se ve que la parte fina - del material "A" (malla 2.36 mm a malla 0.074 mm) es la que se encuentra afuera de los límites recomendados, además de que si se le añade un 6 por ciento de material menor de 0.074 mm -- (N° 200) se obtendrá 8 por ciento pasando esta malla. Este 8 -- por ciento pasando la malla de 0.074 mm (N° 200) se puede obtener adicionándole material "B" al mismo tiempo que los porcentajes de la "zona crítica" también serán aumentados.

En la Figura N° 1 se puede ver que para obtener 8 -- por ciento pasando la malla de 0.074 mm (N° 200) es necesario tener una mezcla de 65 por ciento de material "A" y 35 por -- ciento de material "B" fijada en esta forma la mezcla de los -- dos materiales, se traza la línea horizontal que representa la proporción 65 - 35; la granulometría resultante de la mezcla -- se obtiene proyectando verticalmente sobre una escala horizon-

tal, la intersección entre las líneas que representan a las mallas (líneas inclinadas) y la línea que representa la mezcla (horizontal) (Ver Figura N° 1). Los resultados obtenidos se indicaran en el cuadro de la Figura N° 1.

La mezcla teórica, cuya granulometría se encuentra representada en la hoja de reporte N° 3 debe ser comprobada practicamente mezclando los materiales en los porcentajes -- indicados, teniendo cuidado que para efectuar dicha mezcla -- es necesario que los material sean representativos del producto de los bancos. Una vez efectuada la mezcla practicamente se deberán corroborar, para ver si cumple con lo recomendable, las siguientes características:

Peso volumétrico máximo Porter

Por ciento de humedad óptima

Granulometría

C. B. R.

Por ciento de expansión

Límite Líquido

Límite Plástico

Este procedimiento permite en poco tiempo determinar que mezclas de materiales deben ser estudiadas a fondo, para que económica y técnicamente sean satisfactorias.



DIRECCION DE PROYECTOS

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
OFICINA DE NORMAS Y CONTROL DE CALIDAD

INFORME DE ENSAYE DE MATERIALES PARA REVESTIMIENTO CAMINOS

MATERIAL MEZCLA TEORICA

PROCEDENCIA _____ ESTACION _____

BANCO _____ POZO _____ PROFUNDIDAD _____

IDENTIFICACION LABORATORIO _____ MUESTRA _____

FECHA RECIBO _____ FECHA INFORME _____

PESO VOLUMETRICO SUELTO _____ Kg/m³

PESO VOLUMETRICO MAXIMO _____ Kg/m³

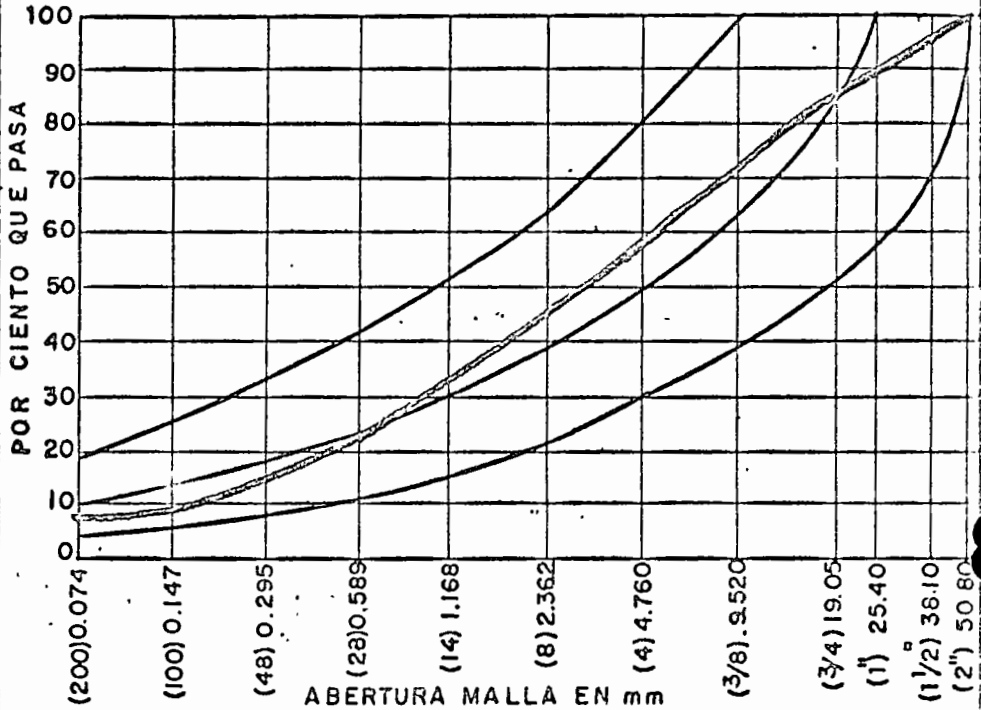
HUMEDAD OPTIMA _____ POR CIENTO

DESPERDICIO EN LA MUESTRA _____ POR CIENTO

POR CIENTO QUE PASA MALLA

50.80 (2")	100
38.10 (1 1/2")	96
25.40 (1")	89
19.05 (3/4")	85
9.520 (3/8")	72
4.760 (N°4)	57
2.362 (N°8)	45
1.168 (N°14)	33
0.589 (N°28)	22
0.295 (48)	15
0.147 (N°100)	9
0.074 (N°200)	8

GRAFICA DE COMPOSICION GRANULOMETRICA



C. B. R. (ESTANDAR) POR CIENTO _____
POR CIENTO EXPANSION _____

CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS) _____

PRUEBAS EN MATERIAL MAYOR 9.520 mm (3/8")

PRUEBAS EN MATERIAL MENOR 0.420 mm (N° 40)

ABSORCION _____
DENSIDAD _____
COMPACTACION POR CIENTO _____
HUMEDAD DEL LUGAR POR CIENTO _____

LIMITE LIQUIDO _____
LIMITE PLASTICO _____
INDICE PLASTICO _____

EL LABORATORISTA:

EL JEFE DE LABORATORIO



DIRECCION DE PROYECTOS

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
OFICINA DE NORMAS Y CONTROL DE CALIDAD

INFORME DE ENSAYE DE MATERIALES PARA REVESTIMIENTO CAMINOS

MATERIAL "CEMENTANTE" (B)

PROCEDENCIA _____ ESTACION _____
 BANCO _____ POZO _____ PROFUNDIDAD _____
 IDENTIFICACION LABORATORIO _____ MUESTRA _____
 FECHA RECIBO _____ FECHA INFORME _____

PESO VOLUMETRICO SUELTO _____ Kg/m³

PESO VOLUMETRICO MAXIMO _____ Kg/m³

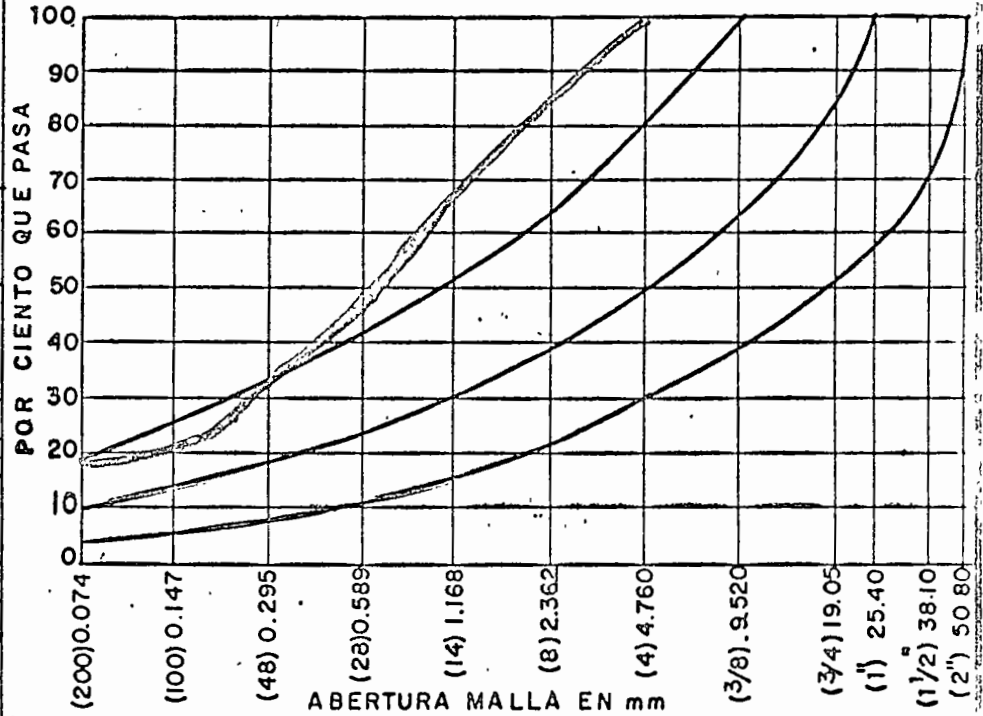
HUMEDAD OPTIMA _____ POR CIENTO

DESRENDICIO EN LA MUESTRA _____ POR CIENTO

POR CIENTO QUE PASA MALLA

50.80 (2") _____
 38.10 (1 1/2") _____
 25.40 (1") _____
 19.05 (3/4") _____
 9.520 (3/8") _____
 4.760 (N°4) _____ 100
 2.362 (N°8) _____ 85
 1.168 (N°14) _____ 67
 0.589 (N°28) _____ 46
 0.295 (48) _____ 32
 0.147 (N°100) _____ 20
 0.074 (N°200) _____ 18

GRAFICA DE COMPOSICION GRANULOMETRICA



C. B. R. (ESTANDAR) POR CIENTO _____
 POR CIENTO EXPANSION _____

CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS) _____

PRUEBAS EN MATERIAL MAYOR 9.520 mm (3/8")

PRUEBAS EN MATERIAL MENOR 0.420 mm (N° 40)

ABSORCION _____
 DENSIDAD _____ 2.54
 COMPACTACION POR CIENTO _____
 HUMEDAD DEL LUGAR POR CIENTO _____

LIMITE LIQUIDO _____ 45
 LIMITE PLASTICO _____ 35
 INDICE PLASTICO _____ 10

EL LABORATORISTA:

EL JEFE DE LABORATORIO

DIRECCION DE PROYECTOS

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL

OFICINA DE NORMAS Y CONTROL DE CALIDAD

DISEÑO DE MEZCLAS DE MATERIALES

PROCEDENCIA

EMPLEO

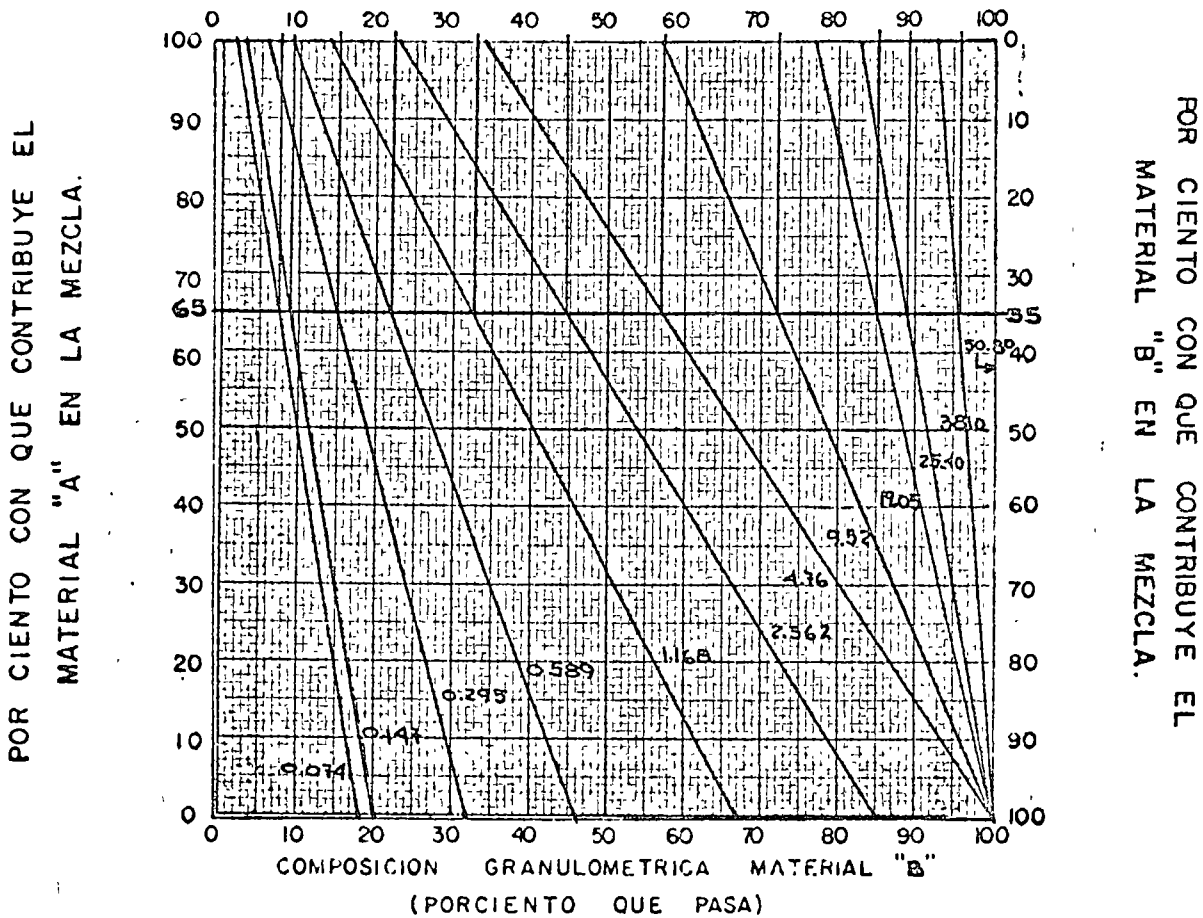
BANCO DEL MATERIAL "A"

FECHA DE RECIBO

BANCO DEL MATERIAL "B"

FECHA DE INFORME

COMPOSICION GRANULOMETRICA MATERIAL "A"
(PORCIENTO QUE PASA)



POR CIENTO CON QUE CONTRIBUYE EL MATERIAL "A" EN LA MEZCLA.

POR CIENTO CON QUE CONTRIBUYE EL MATERIAL "B" EN LA MEZCLA.

COMPOSICION GRANULOMETRICA MATERIAL "B"
(PORCIENTO QUE PASA)

POR CIENTO QUE PASA	M ALL A Abertura mm	MATERIAL "A"	MATERIAL "B"	COMPOSICION GRANULOMETRICA DE LA MEZCLA		
				POR CIENTO MATERIAL A 65	POR CIENTO MATERIAL B 35	POR CIENTO MATERIAL A B
	50.80 (2")	100		100		
	38.10 (1 1/2")	93		96		
	25.40 (1")	83		89		
	19.05 (3/4")	73		85		
	9.52 (3/8")	57		72		
	4.76 (Nº4)	34	100	57		
	2.36 (Nº8)	23	85	45		
	1.168 (Nº14)	14	67	33		
	0.589 (Nº28)	9	46	22		
	0.295 (Nº48)	6	32	15		
	0.147 (Nº100)	3	20	9		
	0.074 (Nº200)	2	18	8		

EL LABORATORISTA

EL JEFE DE LABORATORIO

SRH

DIRECCION DE PROYECTOS

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
OFICINA DE NORMAS Y CONTROL DE CALIDAD

INFORME DE ENSAYE DE MATERIALES PARA REVESTIMIENTO CAMINOS

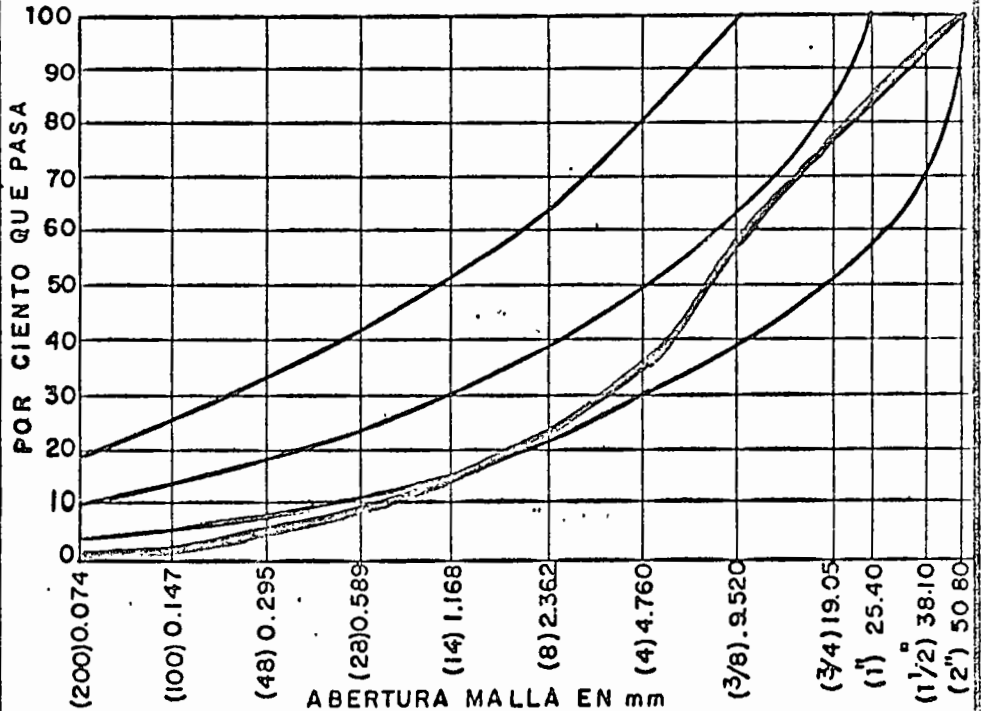
MATERIAL "GRUESO" (A)

PROCEDENCIA _____ ESTACION _____
BANCO _____ POZO _____ PROFUNDIDAD _____
IDENTIFICACION LABORATORIO _____ MUESTRA _____
FECHA RECIBO _____ FECHA INFORME _____

PESO VOLUMETRICO SUELTO
1044 Kg/m³
PESO VOLUMETRICO MAXIMO
1432 Kg/m³
HUMEDAD OPTIMA
7.5 POR CIENTO
DESPERDICIO EN LA MUESTRA
0.0 POR CIENTO

POR CIENTO QUE PASA MALLA	
50.80 (2")	<u>100</u>
38.10 (1 1/2")	<u>93</u>
25.40 (1")	<u>83</u>
19.05 (3/4")	<u>77</u>
9.520 (3/8")	<u>57</u>
4.760 (N°4)	<u>34</u>
2.362 (N°8)	<u>23</u>
1.168 (N°14)	<u>14</u>
0.589 (N°28)	<u>9</u>
0.295 (48)	<u>6</u>
0.147 (N°100)	<u>3</u>
0.074 (N°200)	<u>2</u>

GRAFICA DE COMPOSICION GRANULOMETRICA



C. B. R. (ESTANDAR.) POR CIENTO 95
POR CIENTO EXPANSION 0

CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS)

PRUEBAS EN MATERIAL MAYOR 9.520 mm (3/8")

PRUEBAS EN MATERIAL MENOR 0.420 mm (N° 40)

ABSORCION _____
DENSIDAD 2.69
COMPACTACION POR CIENTO _____
HUMEDAD DEL LUGAR POR CIENTO _____

LIMITE LIQUIDO NO PLASTICO
LIMITE PLASTICO _____
INDICE PLASTICO _____

EL LABORATORISTA:

EL JEFE DE LABORATORIO

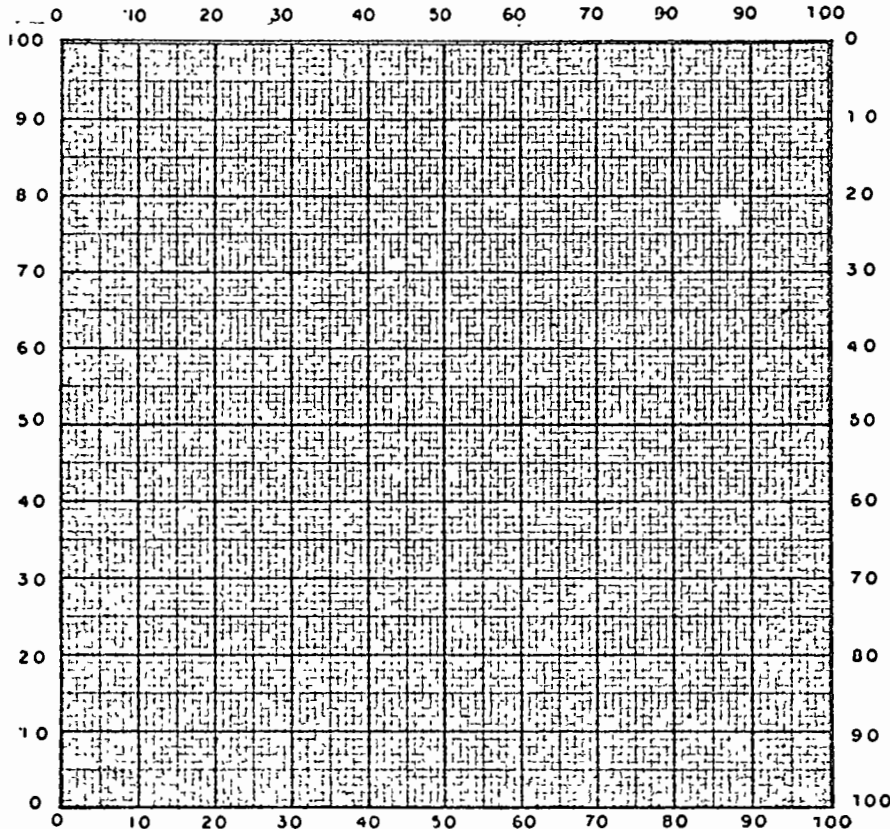


DIRECCION DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
OFICINA DE NORMAS Y CONTROL DE CALIDAD

DISEÑO DE MEZCLAS DE MATERIALES

PROCEDENCIA: _____ EMPLEO: _____
 BANCO DEL MATERIAL "A" _____ FECHA DE RECIBO: _____
 BANCO DEL MATERIAL "B" _____ FECHA DE INFORME: _____

COMPOSICION GRANULOMETRICA MATERIAL "A"
 (PORCIENTO QUE PASA)



POR CIENTO CON QUE CONTRIBUYE EL
 MATERIAL "A" EN LA MEZCLA

POR CIENTO CON QUE CONTRIBUYE EL
 MATERIAL "B" EN LA MEZCLA

COMPOSICION GRANULOMETRICA MATERIAL "B"
 (PORCIENTO QUE PASA)

POR CIENTO QUE PASA	MALLA	MATERIAL "A"	MATERIAL "B"	COMPOSICION GRANULOMETRICA DE LA MEZCLA		
				POR CIENTO MATERIAL "A"	POR CIENTO MATERIAL "B"	POR CIENTO MATERIAL "A" "B"

EL LABORATORISTA

EL JEFE DE LABORATORIO

TIPO DE MATERIAL	SÍMBOLO S.U.C.S.	CALIDAD EMPLEADA	PAPA	COMPRESIBILIDAD Y EXPANSIÓN	CARACTERÍSTICAS DE DEBIDA	BAURO DE COMPACTACIÓN	PESO VOLUMÉTRICO L.A. BOTÓNICO KG/L ³	VALOR C.B.R.
MORTAR DE CEMENTO Y ARENA	SW	EXCELENTE	MALA A BUENA	CASI NULA	EXCELENTE	RODILLO LISO VIBRATORIO, RODILLO LISO,	1750 A 2300	30 A 60 O'N 45
	SP	MALA A EXCELENTE	BUENA A EXCELENTE	CASI NULA	EXCELENTE	RODILLO LISO VIBRATORIO, RODILLO LISO, EQUIPO NEUMÁTICO	1400 A 2100	10 A 30
	SH	MALA A EXCELENTE	BUENA A EXCELENTE	MUY LIGERA	REGULAR A MALO	RODILLO LISO VIBRATORIO, RODILLO LISO, EQUIPO NEUMÁTICO	1900 A 2200	10 A 60
	SC	MALA A EXCELENTE	BUENA A EXCELENTE	LIGERA A REGULAR	MALO HASTA REGULAR	RODILLO LISO VIBRATORIO, RODILLO LISO, PATA DE CARGA VIBRATORIA	1700 A 2100	10 A 60
	ML	MALA A EXCELENTE	BUENA A EXCELENTE	LIGERA A REGULAR	REGULAR A MALO	EQUIPO NEUMÁTICO PATA DE CARGA VIBRATORIA, PATA DE CARGA VIBRATORIA, EQUIPO NEUMÁTICO	1600 A 2000	10 A 30
	CL	MALA A REGULAR	BUENA A EXCELENTE	REGULAR	REGULAR A MALO	PATA DE CARGA VIBRATORIA, EQUIPO NEUMÁTICO	1600 A 2000	5 A 15
	OL	BUENA A EXCELENTE	BUENA A EXCELENTE	REGULAR A ALTA	MALO	—	1400 A 1700	3 A 8
	MH	BUENA A EXCELENTE	BUENA A EXCELENTE	ALTA	REGULAR A MALO	PATA DE CARGA VIBRATORIA, PATA DE CARGA VIBRATORIA, EQUIPO NEUMÁTICO	1200 A 1600	2 A 7
	CH	BUENA A EXCELENTE	BUENA A EXCELENTE	ALTA	REGULAR A MALO	PATA DE CARGA VIBRATORIA, EQUIPO NEUMÁTICO	1400 A 1800	2 A 6
	OH	BUENA A EXCELENTE	BUENA A EXCELENTE	ALTA	REGULAR A MALO	—	1200 A 1700	2 A 5
Pt	BUENA A EXCELENTE	BUENA A EXCELENTE	MUY ALTA	REGULAR A MALO	—	—	—	

TABLA DE CARACTERÍSTICAS DE LOS SUELOS



PRUEBA PARA LA DETERMINACION DEL VALOR C.B.R. ESTANDAR

DEFINICION.-

C.B.R. (California Bearing Ratio) es el valor, expresado como porcentaje, resultante de dividir entre la carga estandar de 1,360 Kg, la necesaria para obtener una penetración de -- 2.54 mm con la aguja de penetración especificada en un espécimen de suelo compactado con una presión de 140.6 Kg/cm² y -- expandido al máximo mediante saturación.

La carga estandar de 1,360 Kg se definió como la necesaria para obtener la penetración de 2.54 mm en un espécimen elaborado con material producto de trituración.

I.- OBJETO DE LA PRUEBA.-

Determinar la calidad de los suelos empleados en la construcción de caminos, en función de su resistencia a soportar -- las cargas impuestas por el tránsito de los vehículos.

II.- EQUIPO DE PRUEBA.-

Un molde cilíndrico para compactación de 15.73 cm (6") -- de diámetro interior y 20.32 cm (8") de altura, provisto de -- una base con dispositivo para sujetar el cilindro y el collarin. (Fig. N° 1.- 1).

Una máquina de compresión con capacidad mínima de 30 ton y aproximación en las lecturas de 10 Kg para cargas bajas.

Una varilla metálica de 1.91 cm (3/4") de diámetro y 30 cm de longitud con punta de bala, para el acomodo del material en el molde.

Una placa metálica circular perforada con vástago desplazable colocado en el centro sobre el cual apoyará el pié del extensómetro (Fig. 1-2).

Una placa metálica circular para compactación con diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del cilindro, que pueda sujetarse a la cabeza de aplicación de la carga. -- (Fig. 1-3).

Un tripié metálico para sostener el extensómetro durante la saturación. (Fig. 1-4).

Un tanque de 30 cm de altura, para la saturación de los especímenes.

Dos placas metálicas de carga con un diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del cilindro, con un orificio central de 5.2 cm de diámetro y un peso total de 4.5 Kg. (Fig. 1-5).

Un pistón cilíndrico para la prueba de penetración, con una sección de 19.35 cm² (3 in²), que pueda sujetarse a la cabeza de carga de la máquina (Fig. 1-6).

Un extensómetro de carátula, graduado en milésimos de pulgada, con carrera de una pulgada (Fig. 1-7).

Una malla de 4.76 mm (N° 4) y una malla de 25.4 mm (1").

Una balanza de 10 Kg de capacidad mínima y sensibilidad de 1 gr.

Una balanza con sensibilidad de 0.01 gr.

Cápsulas para determinación de humedad.

Un horno que mantenga temperatura constante hasta 110°C.

Charolas de lámina galvanizada.

Una probeta graduada de 1000 cc de capacidad.

Una probeta graduada de 500 cc de capacidad.

Hojas de papel filtro de 15.75 cm de diámetro.

III.- PREPARACION DE LA MUESTRA.-

La muestra para efectuar esta prueba deberá haber sido -
secada, disgregada y cuarteada de acuerdo con lo especificado
en el Manual de Mecánica de Suelos de la Secretaría de Recur--
sos Hidráulicos. Cuando se ha logrado ya la disgregación de --
los grumos, se tamiza la muestra por la malla de 25.4 mm (1").
Si la muestra original contiene menos del 15 por ciento en pe-
so de material que se retiene en la malla de 25.4 mm (1") debe
utilizarse para la prueba el material que pasó la malla.

Cuando el retenido en la malla de 25.4 mm (1") exceda --
del 15 por ciento, será necesario sustituir este retenido por

una cantidad igual en peso de material pétreo que pase esta malla y se retenga en la malla de 4.76 mm (N° 4).

La cantidad necesaria de muestra para la prueba no deberá ser menor de 16 Kg de los cuales se tomarán por cuarteo -- porciones de 4 Kg para cada determinación.

IV.- PROCEDIMIENTO DE PRUEBA.-

Los pasos necesarios para verificar la prueba se detallan a continuación:

- A) Obtención de un espécimen con el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima de laboratorio.

Se pueden presentar 2 casos dependiendo del tamaño y tipo de material:

- 1) Materiales cohesivos y que pasen totalmente la malla de 4.76 mm (N° 4) o cuando más tengan un retenido de 10 por ciento en esta malla pero que pasen totalmente la malla de 9.50 mm (3/4").

La determinación del peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima se efectuará por medio de la Prueba Proctor S.R.H., para mayor información sobre esta prueba se puede consultar el MANUAL DE MECANICA DE SUELOS DE LA S.R.H.

Una vez determinado el peso volumétrico máximo y la humedad óptima, se reproduce en el molde Porter por medio de la prensa hidráulica. Efectuado esto se continuará con el punto B de este inciso.

- 2) Materiales no-cohesivos y que pasen totalmente la malla de 25.4 mm (1").

Para obtener el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima de laboratorio se sigue el procedimiento que se señala a continuación:

Se incorpora cierta cantidad de agua, cuyo volumen se anota, a los 4 Kg de material preparado de acuerdo con el inciso III y una vez lograda la distribución homogénea de la humedad, se coloca en tres capas dentro del molde de prueba y a cada una de ellas se le dan 25 golpes con la varilla metálica. Al terminar la colocación de la última capa se compacta el material aplicando cargas uniformes y lentamente de modo de alcanzar la presión de 140.6 Kg/cm^2 en un tiempo de 5 minutos, la que se sostiene durante 1 minuto y se procede a descargar en otro minuto.

Si al llegar a la carga máxima no se humedece la base del molde, la humedad del espécimen es inferior a la óptima.

El proceso deberá repetirse el número de veces necesario para lograr con incrementos de 80 cc de agua, que se humedezca la base del molde. Cuando esto se logre, se seleccionará este espécimen para saturarlo (B) y verificar la prueba de penetración determinado con anterioridad su peso volumétrico seco máximo y humedad óptima.

Para mayor información sobre este paso del procedimiento se puede consultar el instructivo para la DETERMINACION DEL PESO VOLUMETRICO MAXIMO EN SUELOS - CON AGREGADOS HASTA DE 2.54 mm (1").

B) Al espécimen, reproduciendo al peso volumétrico máximo y compactado con la humedad óptima, se le coloca una hoja con papel filtro, la placa perforada y las placas de carga; se introducen en el tanque de saturación. Sobre los bordes se coloca el tripié con el extensómetro, anotándose la lectura inicial (L_i) de éste. Se mantiene el espécimen dentro del agua -- (Fig. 2), debiendo efectuar lecturas cada 24 horas.

Cuando se observa que cesa la expansión deberá anotarse la lectura final (L_f) del extensómetro y sacar el molde con el espécimen para someter éste a la prueba de penetración.

El período de saturación varía por lo general entre 3 y 5 días.

C) Determinación de la expansión.

La diferencia de lecturas final e inicial del extensómetro, expresado en mm, se divide entre la altura (h) en mm, del espécimen antes de sujetarlo a la saturación y este cociente multiplicado por 100 expresa el valor de la expansión en por ciento.

$$\text{Por ciento de expansión} = \frac{L_f - L_i}{h} \times 100 \quad (1)$$

D) Determinación de las resistencias a la penetración.

Al molde con el espécimen que fué retirado del tanque de saturación, se le quitan el tripié y el extensómetro y con cuidado se acuesta sin quitar las placas dejándolo en esta posición durante tres minutos, para que escurra el agua. El espécimen con las placas perforadas se lleva a la prensa. El pistón para la prueba de penetración debe pasar a través de los orificios de las placas hasta tocar la superficie de la muestra; se aplica una carga inicial de 10 Kg, e inmediatamente después, sin retirar la carga se ajusta el extensómetro de carátula para registrar el desplazamiento vertical del pistón (Fig. 3). Se procede a la aplicación lenta de cargas continuas con pequeños incrementos y se ano-

tan las cargas correspondientes a cada una de las siete penetraciones indicadas en el cuadro siguiente:

Penetración	En mm	En Pulgadas
1a.	1.27	0.05
2a.	2.54	0.10
3a.	3.81	0.15
4a.	5.08	0.20
5a.	7.62	0.30
6a.	10.16	0.40
7a.	12.70	0.50

E) CALCULO DEL VALOR RELATIVO DE SOPORTE.- La carga registrada para la penetración de 2.54 mm, se debe expresar como un porcentaje de la carga estandar 1360 Kg, y si la prueba estuvo bien ejecutada, el porcentaje así obtenido es el valor del C.B.R. correspondiente a la muestra ensayada.

$$\text{C.B.R. en por ciento} = \frac{\text{carga correspondiente a la 2a lectura}}{1360} \times 100$$

_____ (2)

Con el fin de saber si la prueba estuvo bien ejecutada, se dibuja la curva carga-penetración, anotando en las abscisas las penetraciones y en las ordenadas las cargas registradas para cada una de dichas penetraciones. Si esta curva es defectuosa, - como la mostrada en la Fig. 4, es debido probablemente a que la carga inicial para empezar la prueba, fué mayor de los 10 Kg especificados al comienzo de este inciso. En este caso deberá repetirse - la prueba.

Si la curva de resistencias presenta en su iniciación una concavidad hacia arriba, como se indica - en la Fig. 5, deberá hacerse la siguiente corrección:

Dibújese una tangente a la curva en el punto A de máxima pendiente, hasta cortar el eje de las abscisas en el punto B, que se tomará como nuevo origen. Márquense los puntos C, D y E, que se tomarán como las penetraciones de 2.54, 5.08 y 7.62 mm, respectivamente; por lo tanto, las ordenadas C'C, D'D y E'E, representarán las cargas corregidas para dichas penetraciones. El valor C.B.R. de la muestra, será el calculado con el valor de la ordenada C'C, expresado como porcentaje de la carga estandar de 1360 Kg.

6.- CLASIFICACIONES DEL MATERIAL POR LO QUE RESPECTA
A SU VALOR C.B.R.

Con el resultado obtenido en esta prueba se clasi
fica el suelo usando la siguiente tabla, que indi
ca el empleo que puede darsele al material por lo
que a valor C.B.R. se refiere.

ZONA	C. B. R.	CLASIFICACION
1	0 - 5	Subrasante pesima (no debe emplearse)
2	5 - 10	Subrasante mala a regular
3	10 - 20	Subrasante regular a buena
4	20 - 30	Subrasante buena a excelente
5	30 - 50.	Revestimiento malo a regular
6	50 - 75	Revestimiento regular a buen- no.
7	MAS DE 75	Excelente.

En la Fig. 6 se reproducen las zonas indicadas en
el cuadro anterior.

(11)

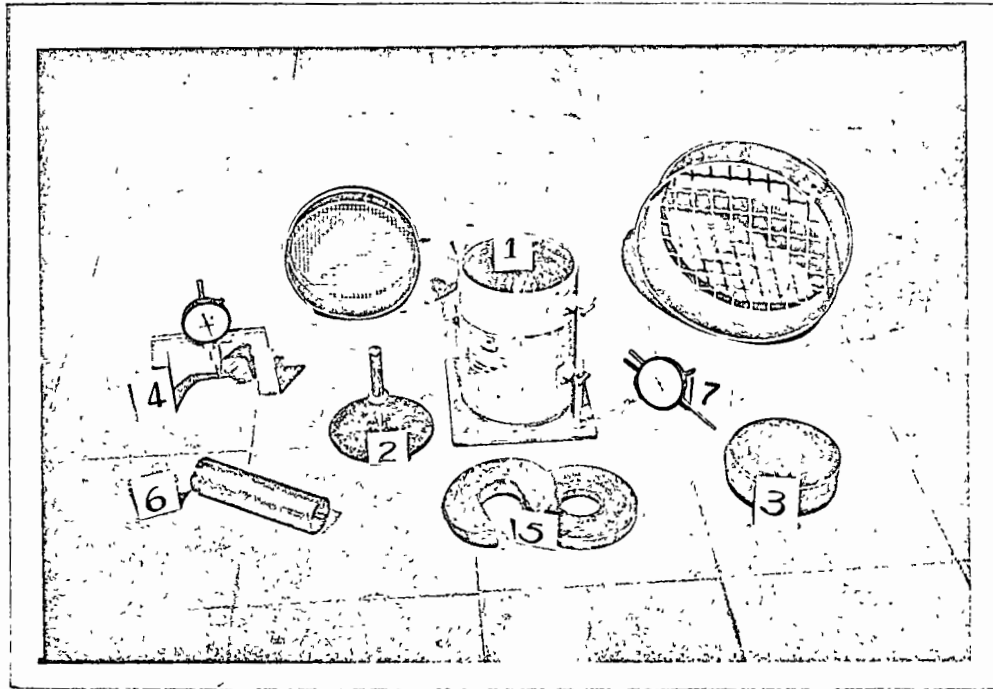


Figura.No. 1

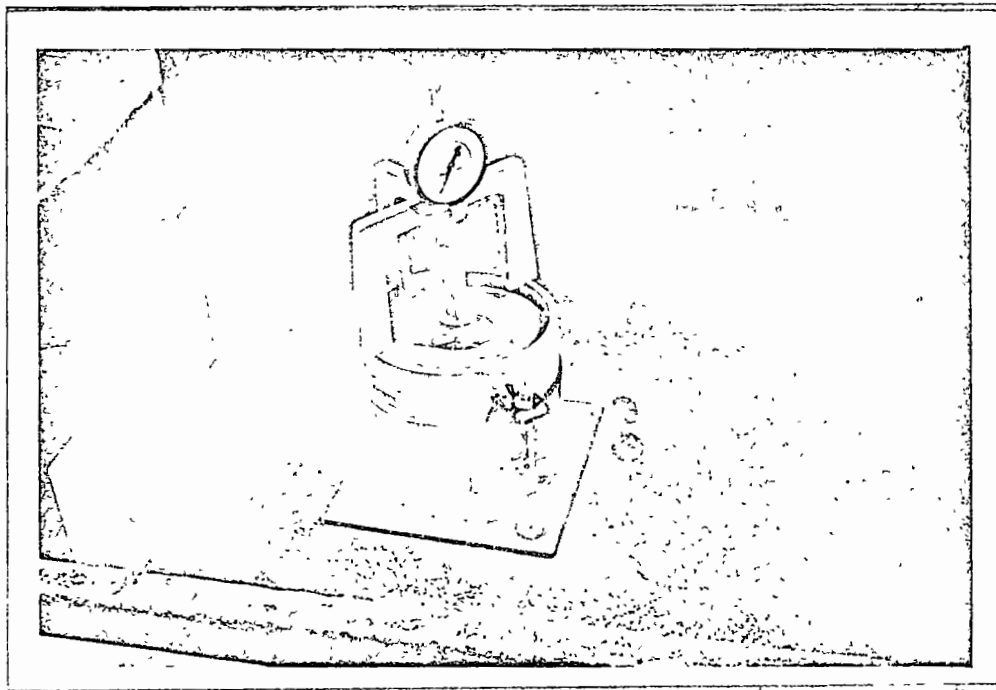


Figura No. 2

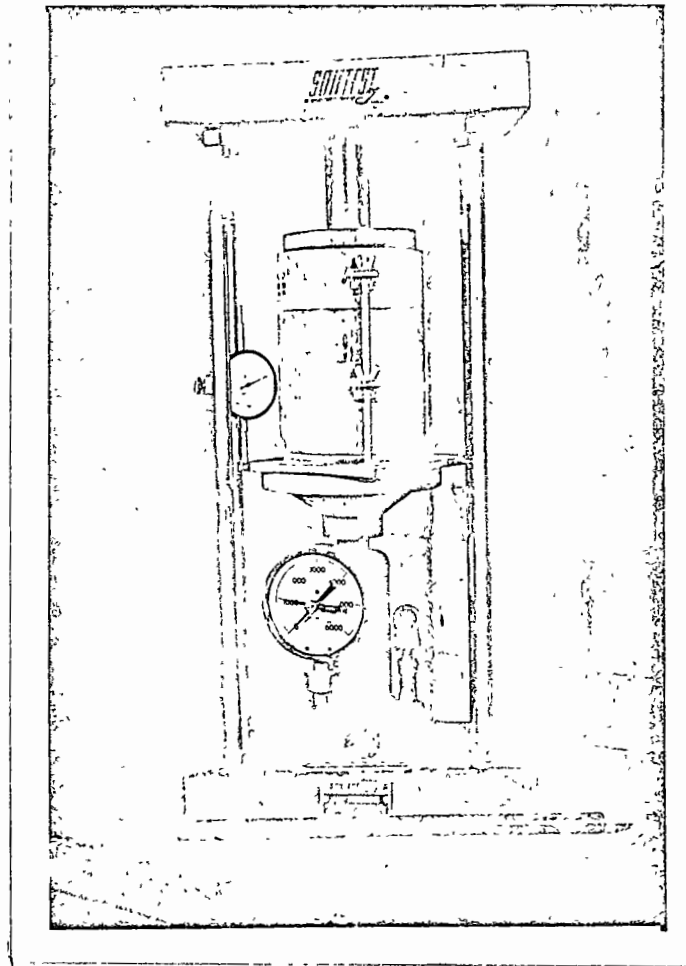
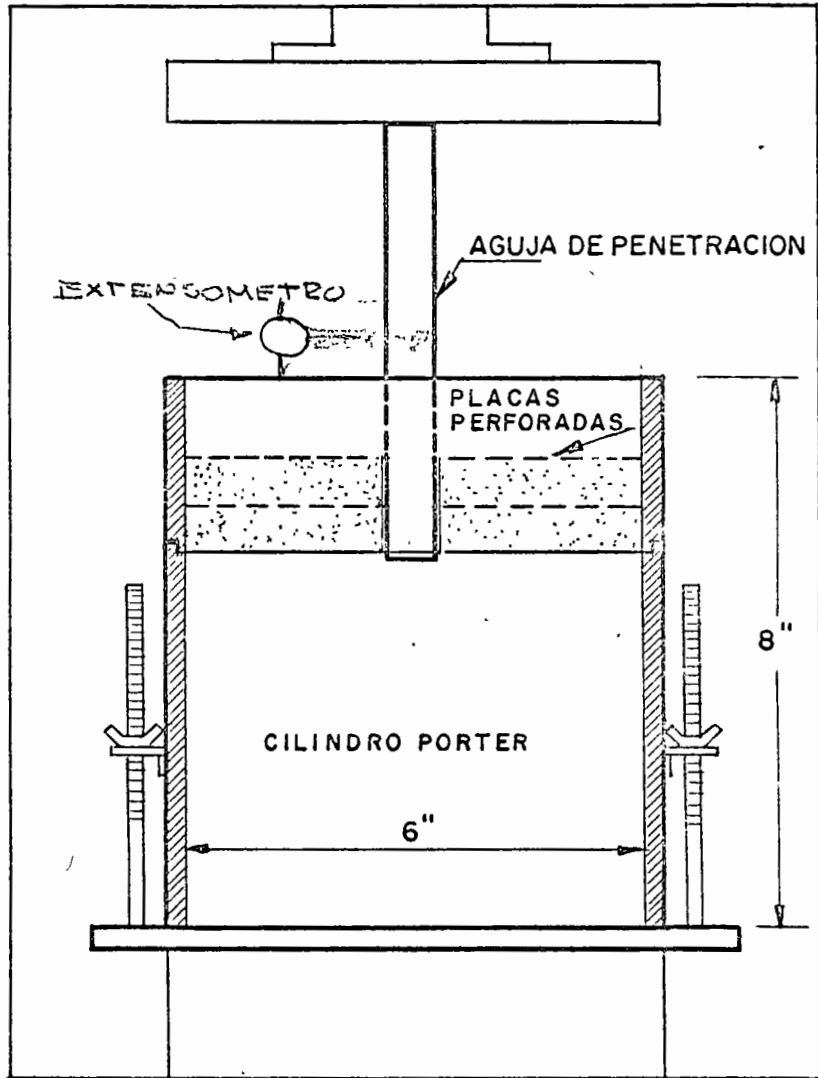


Figura No. 3

PRENSA PARA PROBAR CILINDROS



PRENSA PARA PROBAR CILINDROS DE CONCRETO ADAPTADA PARA LA DETERMINACION DEL VALOR C. B. R.

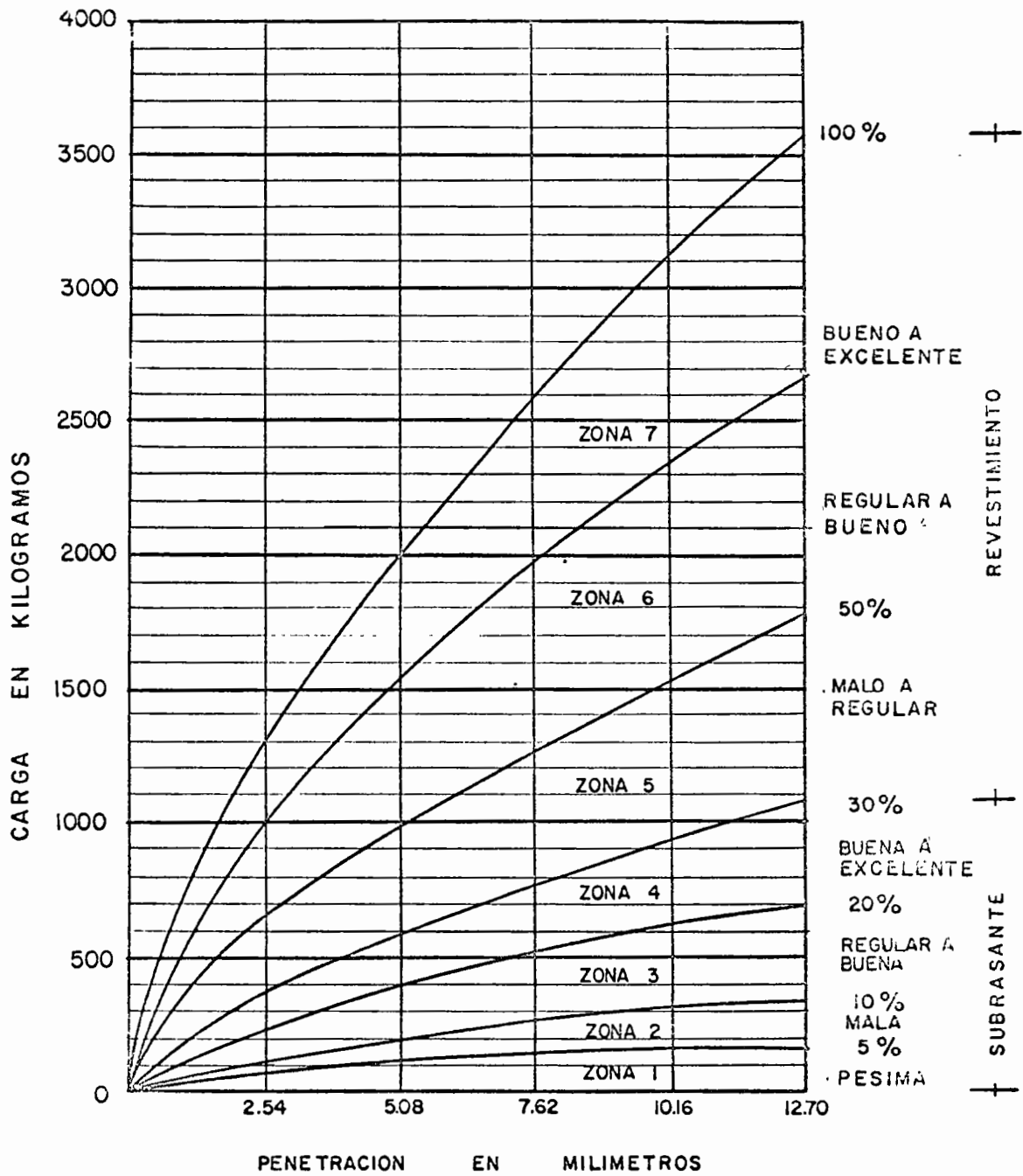


FIG. 6

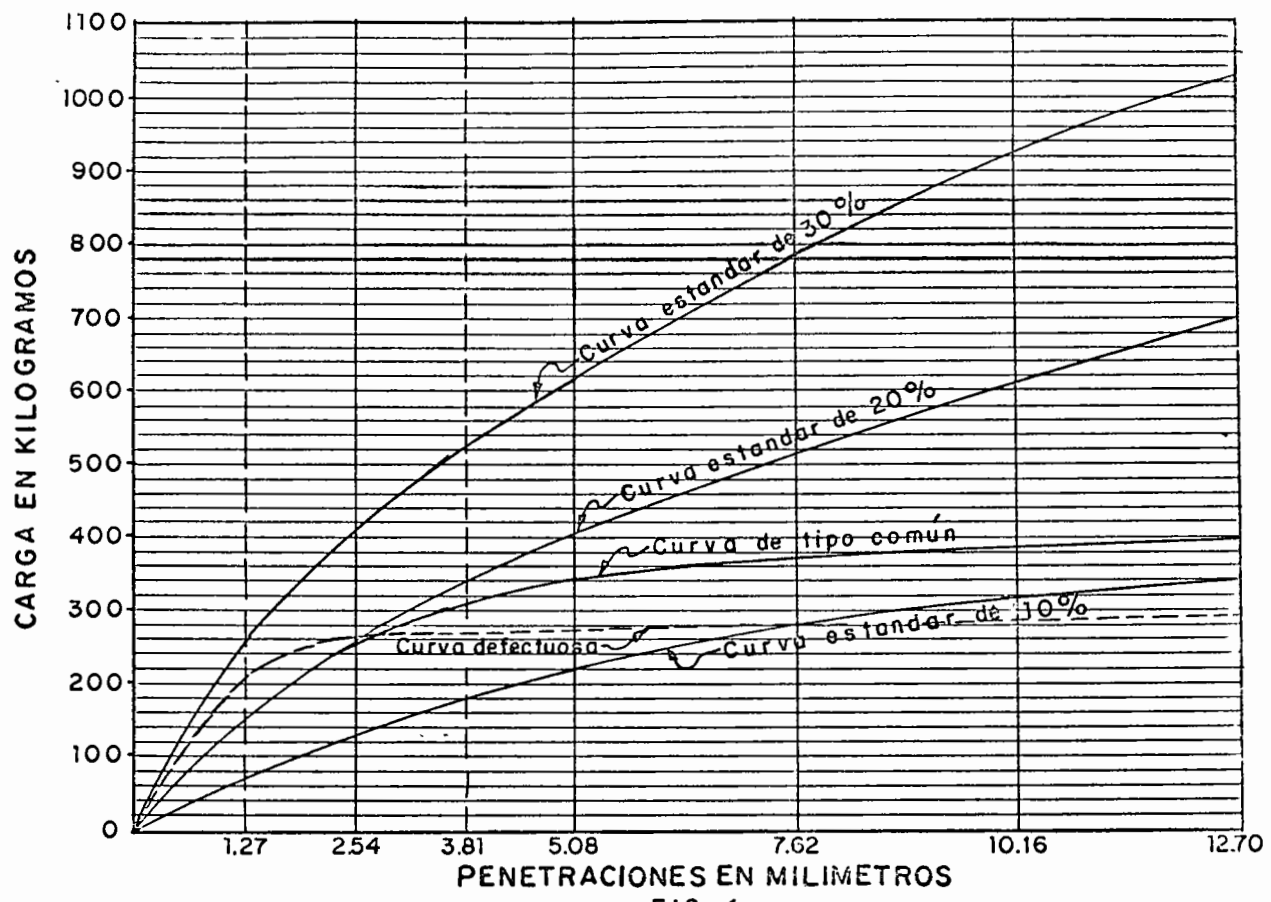
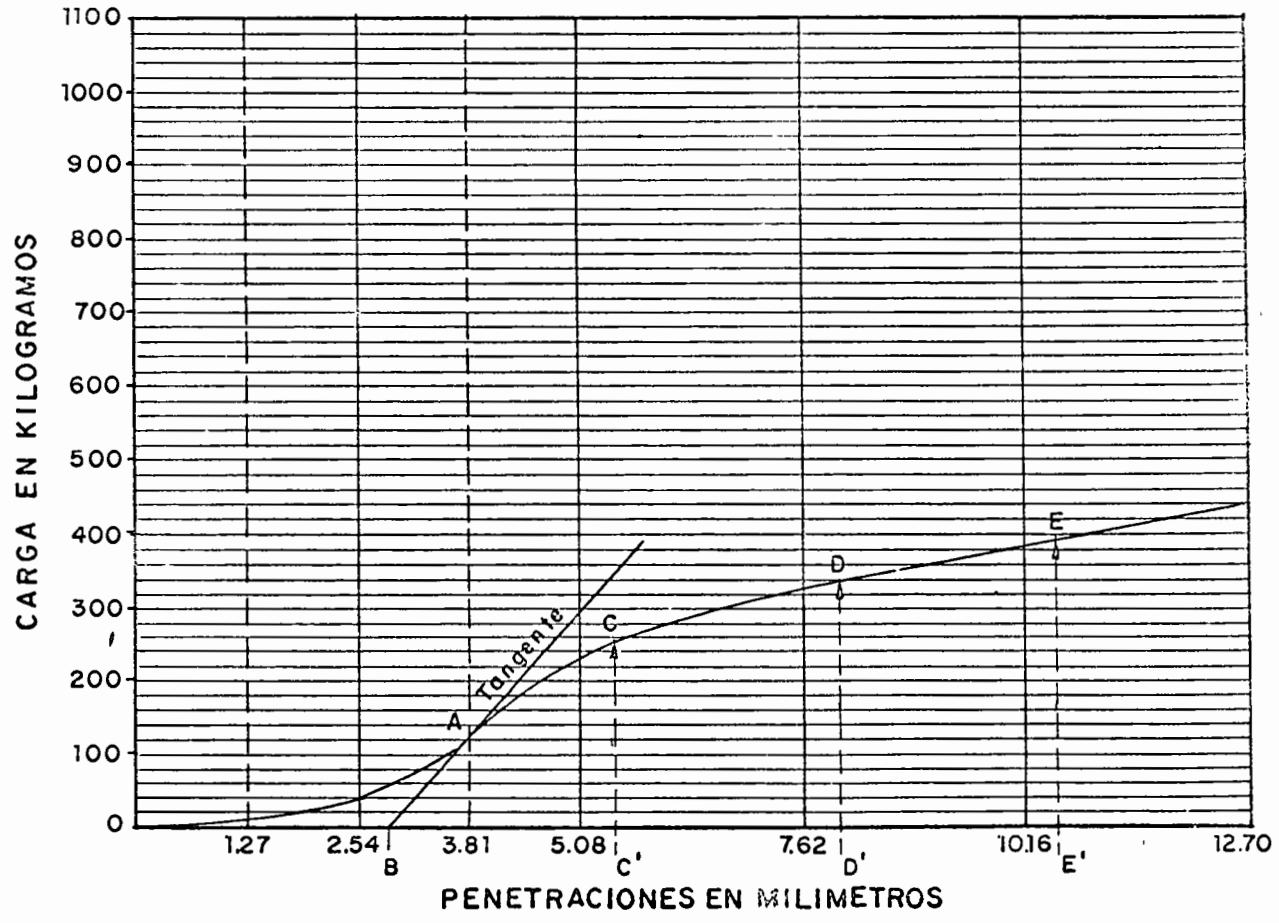
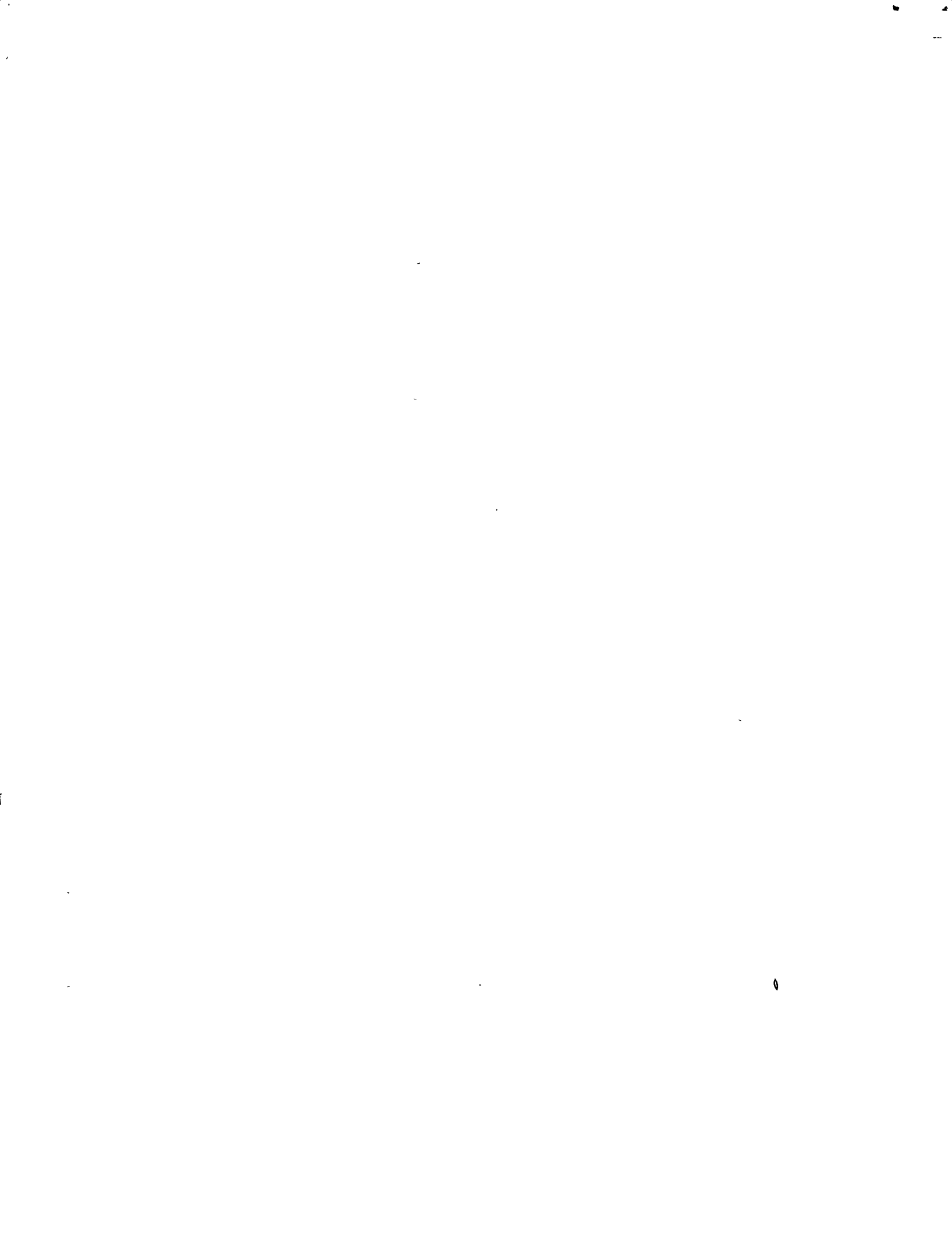


FIG. 4



$$\text{Valor C. B. R.} = \frac{\text{Ordenada CC' en kgs}}{1360 \text{ kgs.}} \times 100$$

FIG. 5



PRIMERA REUNION NACIONAL DE RESIDENTES DE ZONAS DE RIEGO

REVESTIMIENTO DE CONCRETO ASFALTICO PARA CANALES

POR

ING. RAUL VICENTE GROZCO SANTOYO, M.I.
ASESOR TECNICO DE LA DIRECCION GENERAL
DE GRANDE IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS

MEXICALI, B.C., NOVIEMBRE 1971

PROPIEDADES DEL REVESTIMIENTO DE CONCRETO ASFALTICO

• IMPERMEABILIDAD

• DURABILIDAD

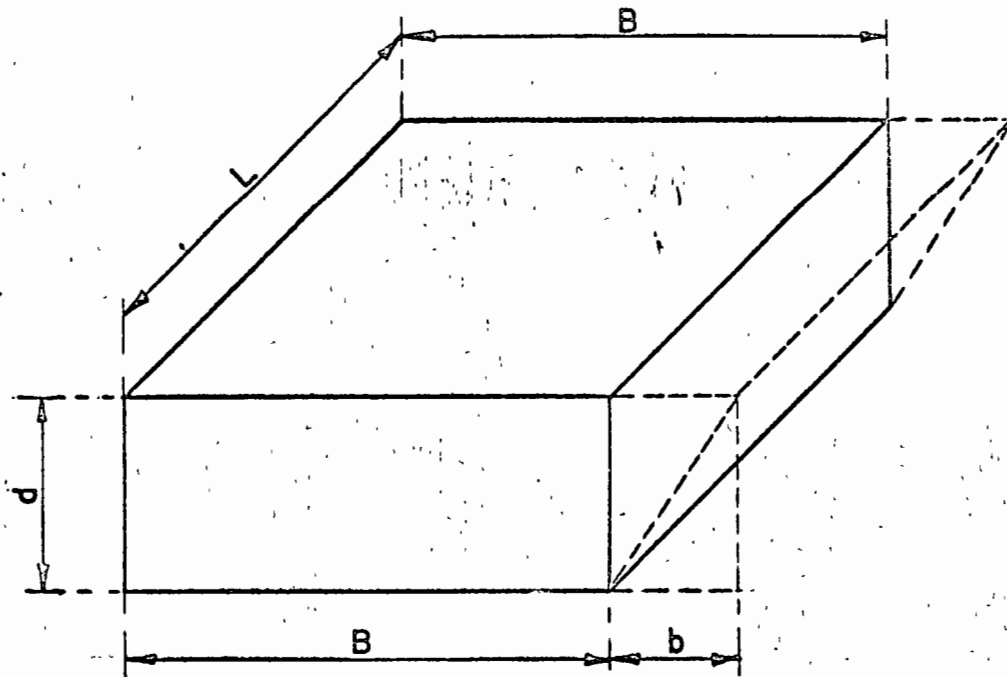
• FLEXIBILIDAD

• ESTABILIDAD EN EL TALUD

• RESISTENCIA A LA EROSION

• ECONOMIA

PERDIDA UNITARIA POR INFILTRACION



$$R = \frac{\frac{Q_f}{B L}}{d} ; \frac{\frac{m^3/dia}{m^2}}{m} = \frac{m}{m} / dia$$

SECCION
RECTANGULAR

$$R = \frac{Q_f}{B d L}$$

SECCION
TRAPECIAL

$$R = \frac{Q_f}{(B+b)d L}$$

TABLA II - 2

VALORES DE LA PERDIDA UNITARIA "R" RECOMENDADOS
PARA DIFERENTES SUELOS EN EL DISTRITO
DE RIEGO RIO COLORADO, B. C.

(Esta Tabla está tomada del Plano O.T.5 C- 3)

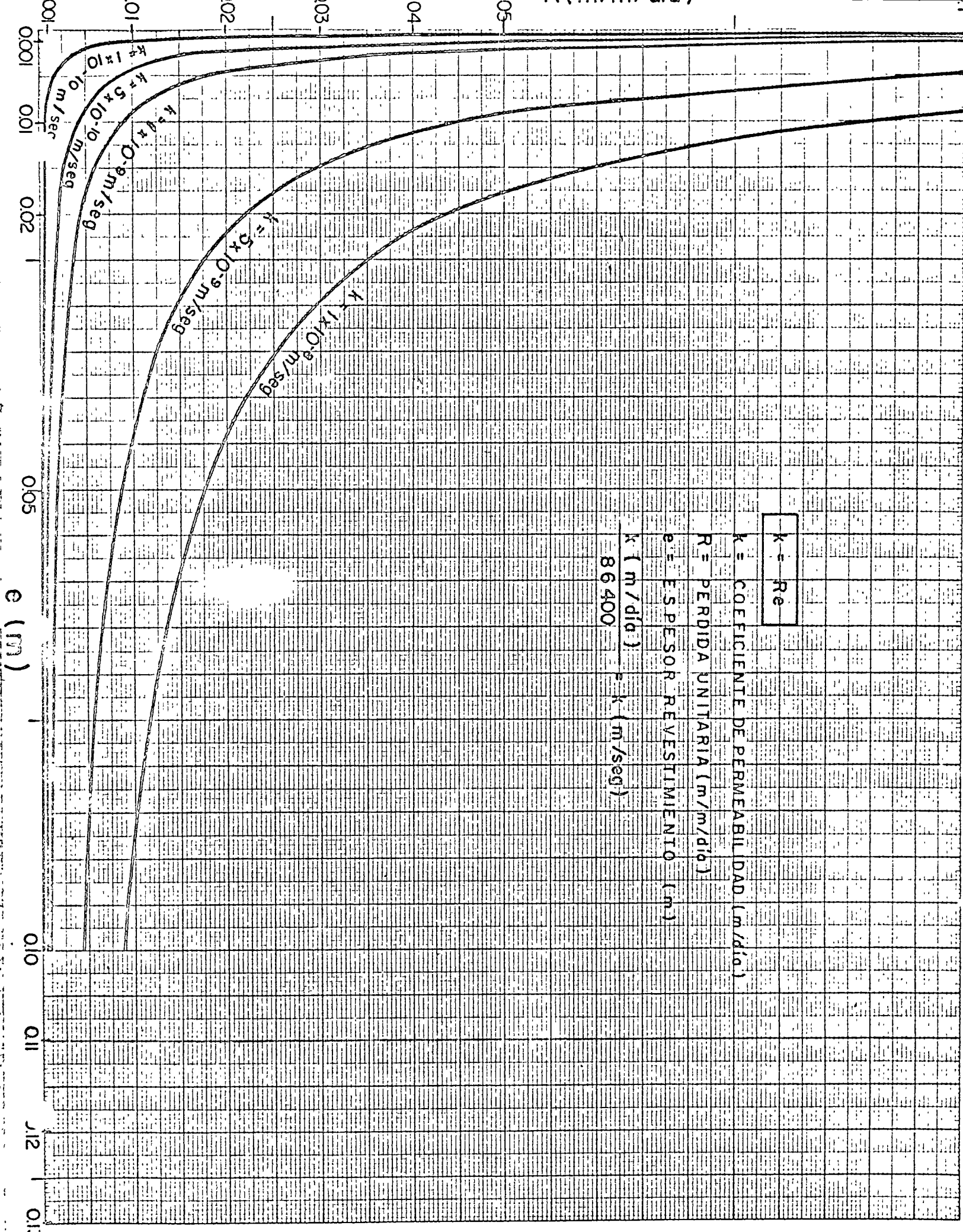
TIPO DE SUELO PREDOMINANTE (SUCS)	PERDIDA UNITARIA "R" (m/m/día)
<u>Suelos muy impermeables.</u>	
- Arcillas de alta plasticidad, de consistencia firme a dura (CH).	0.002 a 0.05
- Arcillas compactadas de baja plasticidad, de consistencia firme a dura (CL).	
<u>Suelos impermeables.</u>	
- Arcillas limosas de baja plasticidad, de consistencia blanda a firme (CL).	0.05 a 0.10
- Limos arcillosos de baja compresibilidad, semi-compactos a muy compactos (ML).	
<u>Suelos semi-permeables.</u>	
- Limos arcillosos con intercalaciones de arenas limpias, de sueltos a compactos (ML).	0.10 a 0.20
<u>Suelos permeables.</u>	
- Arenas arcillosas, de sueltas a semi-compactas (SC).	0.20 a 0.50
- Arenas limosas con intercalaciones de limos arcillosos, de sueltas a compactas (SM).	
<u>Suelos muy permeables.</u>	
- Arenas limosas, de muy sueltas a semi-compactas (SM).	0.50 a 0.80
- Arenas limpias mal graduadas (SP).	

RELACION ENTRE EL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD (k) Y LA PERDIDA UNITARIA (R)

$$Q_f = R(B+b)dL \text{ (USBR)}$$

$$Q_f = Aki = (B+b)Lk \frac{d}{e} \text{ (Darcy)}$$

$$k = Re$$



$$k = R e$$

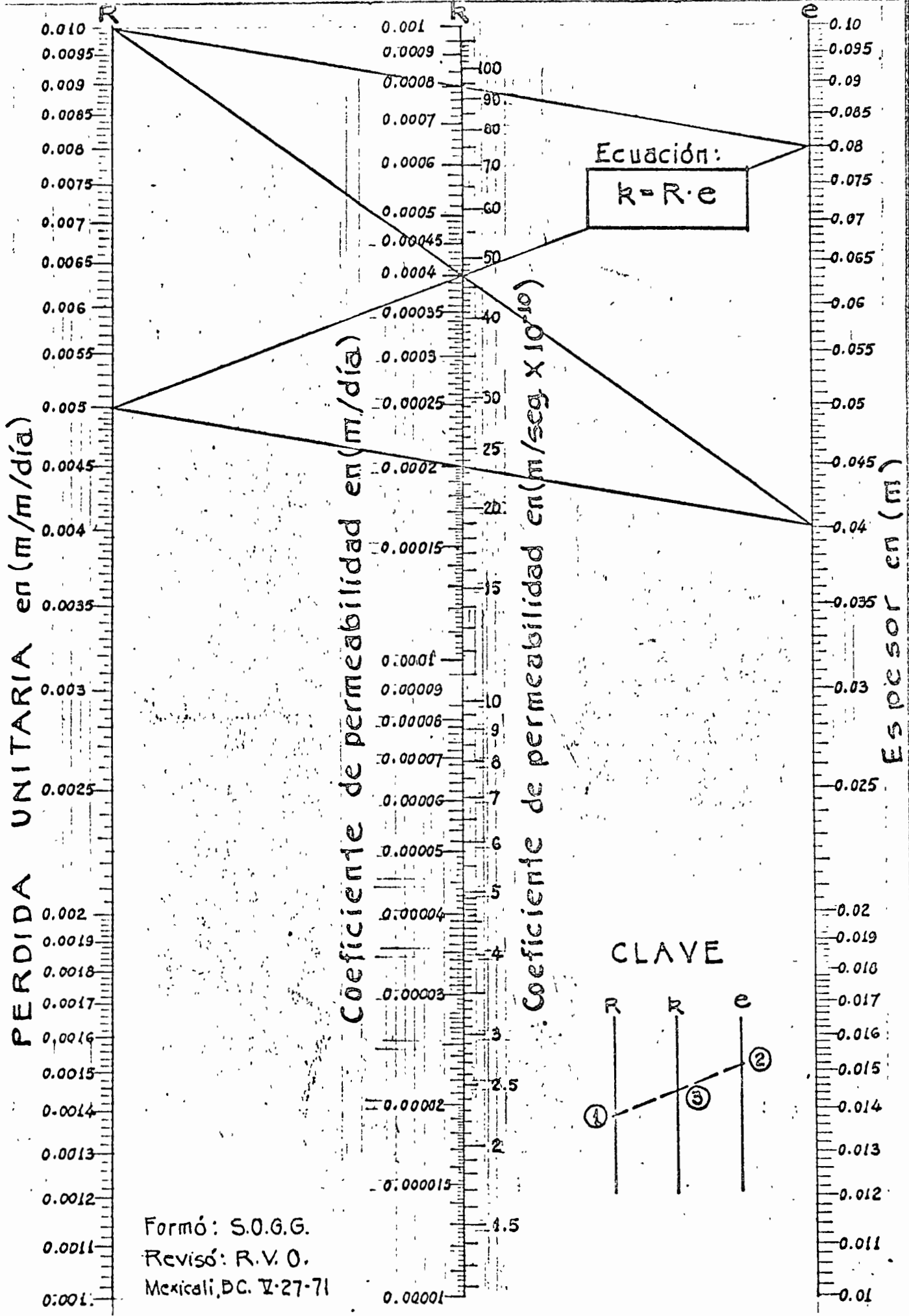
k = COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD (m/día)

R = PERDIDA UNITARIA (m/m/día)

e = ESPESOR REVESTIMIENTO (m)

k (m/día) = k (m/sec)

86 400



Formó: S.O.G.G.
 Revisó: R.V.O.
 Mexicali, D.C. V-27-71

REQUISITOS FUNDAMENTALES POR SATISFACER

- 1°) LOGRAR QUE CON EL ESPESOR (e) Y EL COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD (k) DE LA CAPA IMPERMEABLE DE CONCRETO ASFALTICO DENSO, SE ASEGURE QUE LAS FILTRACIONES SEAN MENORES QUE LAS CONSIDERADAS COMO ADMISIBLES.

- 2°) EVITAR LA FORMACION DE GRIETAS Y FISURAS EN LA CAPA IMPERMEABLE, A FIN DE GARANTIZAR LA IMPERMEABILIDAD EXIGIDA POR EL REQUISITO 1°). Esto se logra mediante:
 - una base de apoyo firme y homogénea que absorba los movimientos diferenciales del terreno de sustentación y

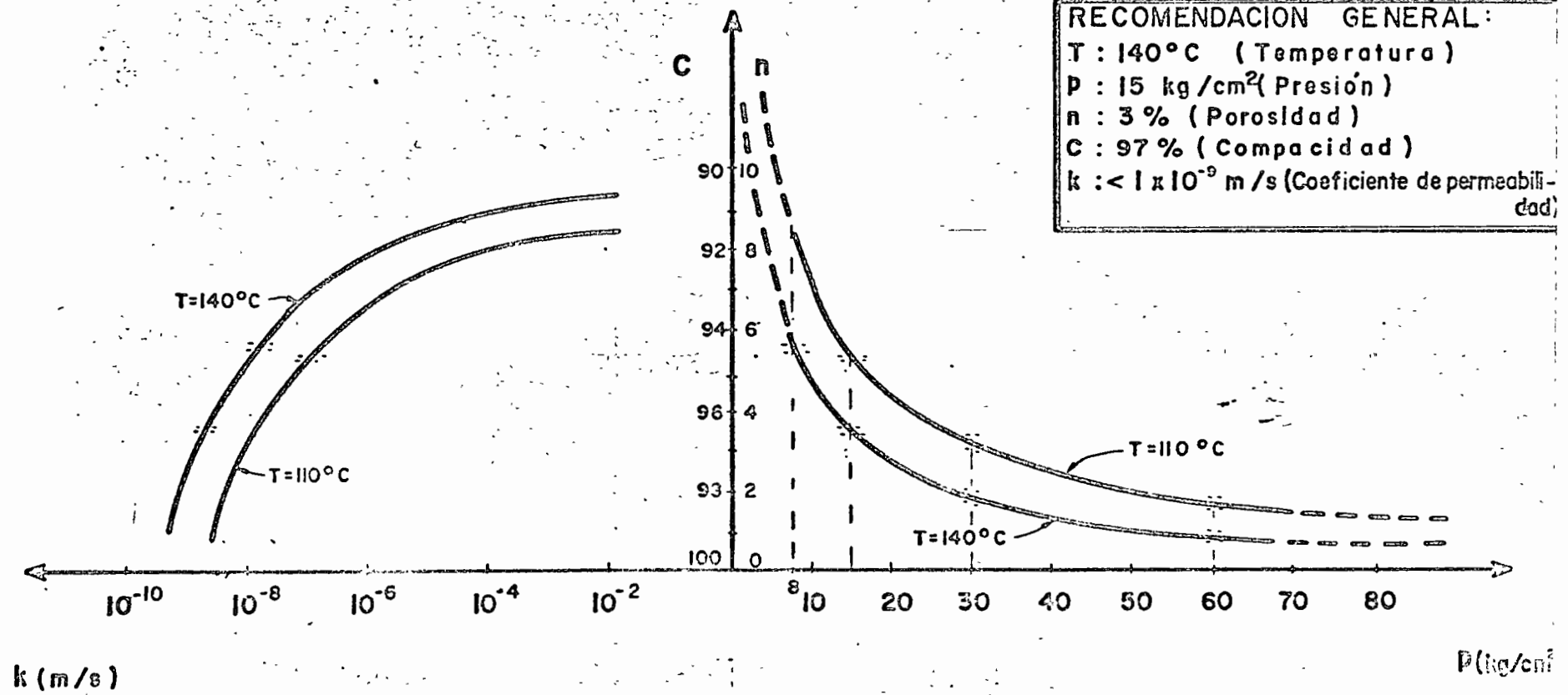
 - un aumento en la fricción interna - del concreto asfáltico denso que impida el flujo plástico del mismo en el talud (ESTABILIDAD)

- 3°) ASEGURAR LA ADHERENCIA DE LOS AGREGADOS CON EL CEMENTO ASFALTICO (60/70 - 85/100).

RELACION ENTRE PERMEABILIDAD Y COMPACIDAD DE MEZCLAS ASFALTICAS

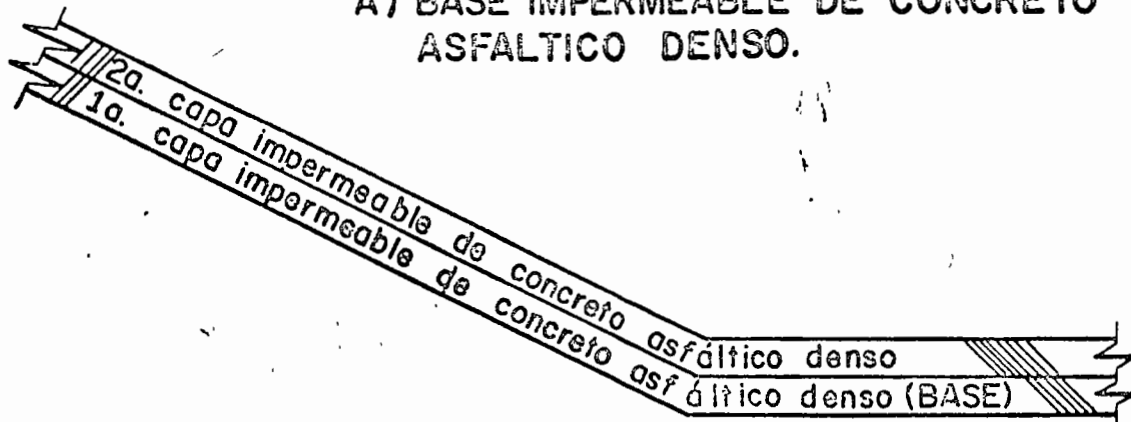
PERMEABILIDAD

COMPACIDAD



BASES DE APOYO

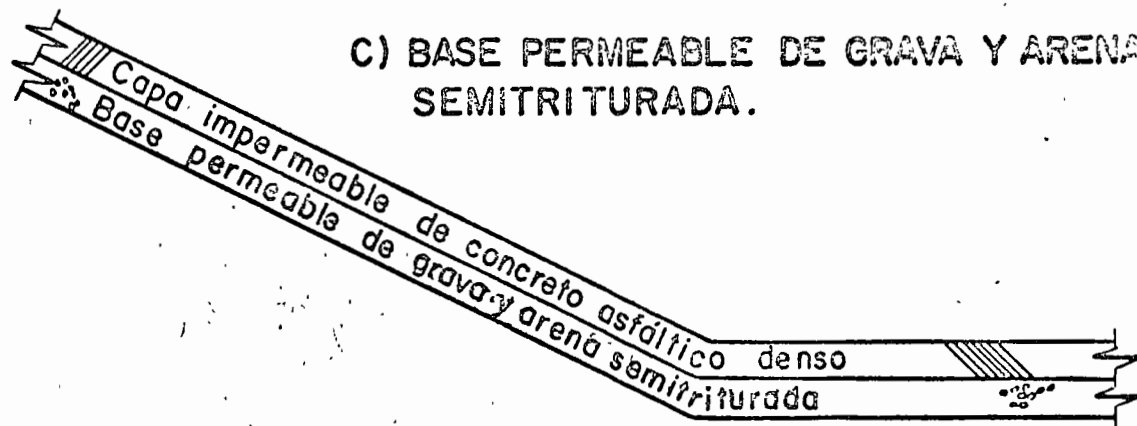
A) BASE IMPERMEABLE DE CONCRETO ASFALTICO DENSO.



B) BASE PERMEABLE DE CONCRETO ASFALTICO POROSO.



C) BASE PERMEABLE DE GRAVA Y ARENA SEMITRITURADA.



CALIDADES DE LOS DIFERENTES TIPOS DE APOYOS

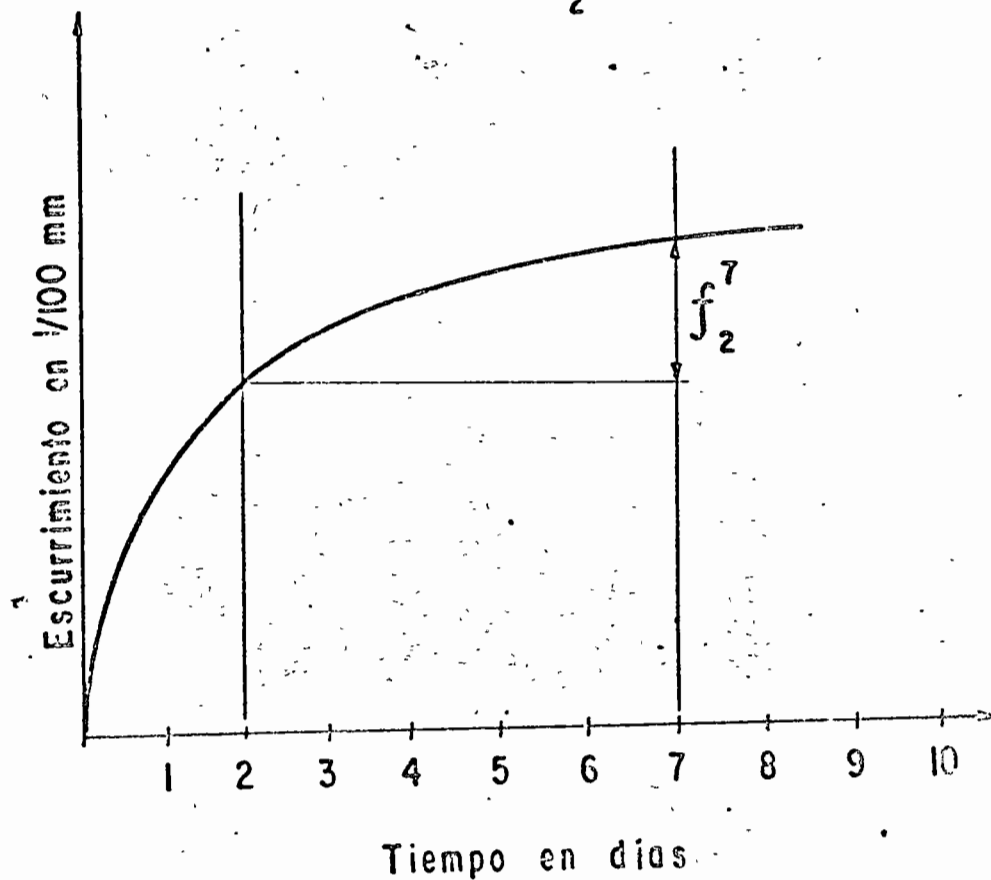
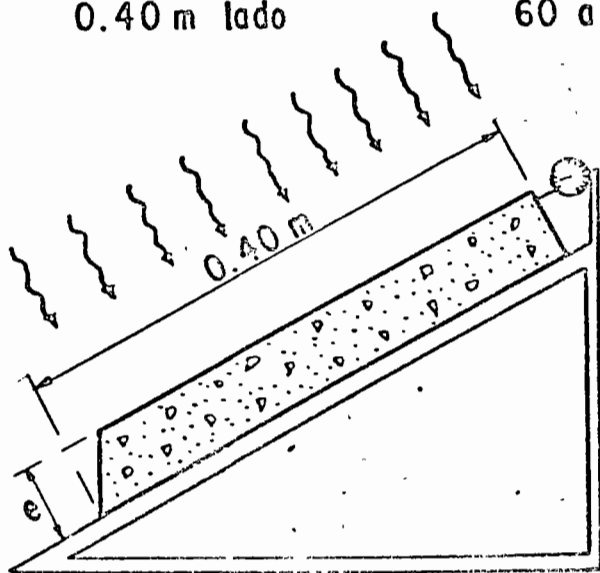
MATERIAL DE APOYO.	PROPIEDAD				
	Estabilidad en el talud	Capacidad de carga	Deformabilidad	Acabado Superficial	Capacidad Drenante
Base impermeable de concreto asfáltico denso.	REGULAR A BUENA	BUENA	BUENA	BUENO	MALA
Base permeable de concreto asfáltico poroso.	BUENA	BUENA	BUENA	BUENO	BUENA
Base impermeable de concreto hidráulico.	BUENA	BUENA	MALA	BUENO	MALA
Base permeable de grava-arena semi-triturada.	DUDOSA	REGULAR	BUENA	REGULAR	BUENA
Base permeable de grava-arena semi-triturada y estabilizada.	BUENA	REGULAR	BUENA	REGULAR	REGULAR
Aluvión.	DUDOSA	REGULAR	BUENA	MALO	REGULAR A BUENA

ESTABILIDAD EN EL TALUD

CONDICION: $f_2^7 \leq 10/100 \text{ mm}$

Placa cuadrada:
0.40 m lado

Temperatura:
60 a 70° C



ADHERENCIA (PERDIDA DE RESISTENCIA POR SATURACION)

Probetas Duriez

T: 110°C

P: 8 Kg/cm²

n: >8 %

v: 1 mm/min.

6 al aire (T=18°C)
7 días

6 al agua (T=18°C)
7 días

CONDICIONES :

A) CONCRETO ASFALTICO DENSO:

$$\frac{q_{\tau_c} \text{ (agua)}}{q_{\tau_c} \text{ (aire)}} = \frac{r}{R} \geq 0.90$$

B) CONCRETO ASFALTICO POROSO:

$$\frac{q_{\tau_c} \text{ (agua)}}{q_{\tau_c} \text{ (aire)}} = \frac{r}{R} \geq 0.80$$

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION

Y

CONTROL DE RIOS

DIRECCION DE PROYECTOS

DISTRITO DE RIEGO N°14-RIO COLORADO, B.C. Y SON.- OBRAS DE REHABILITACION

CANAL ALIMENTADOR DEL NORTE

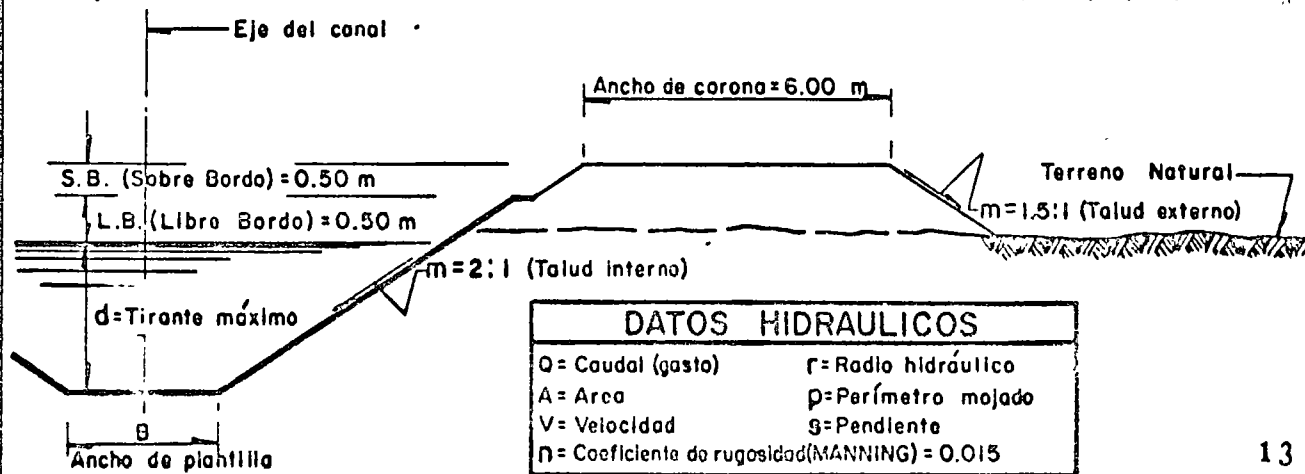
DEL Km 0+000 AL Km 26+747

REVESTIMIENTO DE CONCRETO ASFALTICO

I.- CARACTERISTICAS GENERALES DEL CANAL

T R A M O		Q m ³ /seg.	A m ²	V m/seg.	d m	B m	r m	s	p m
DEL Km	AL Km								
0+000	8+050	40.84	34.32	1.19	2.60	8.00	1.748	0.00015	19.63
8+050	13+800	39.36	22.62	1.74	2.60	3.50	1.495	0.00040	15.12
13+800	26+747	39.85	24.75	1.61	2.25	6.50	1.495	0.00034	16.56

- Hay ensanchamiento de sección desde 200 m antes de las represas en los kma. 11, 13.8, 17, 20 y 23

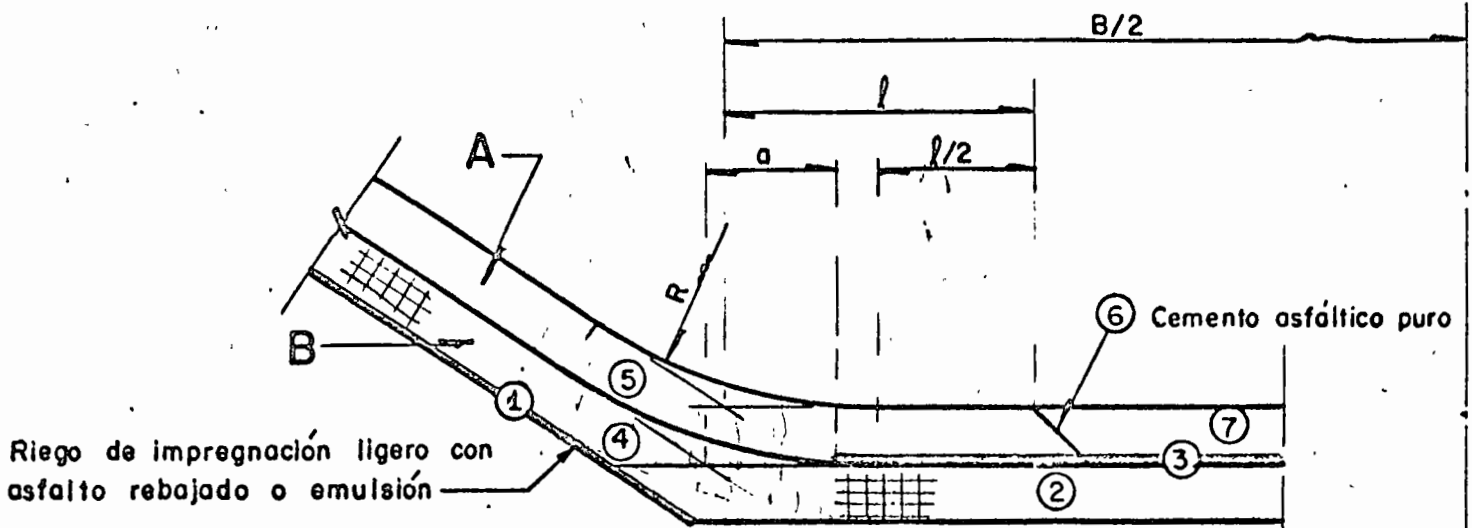


13

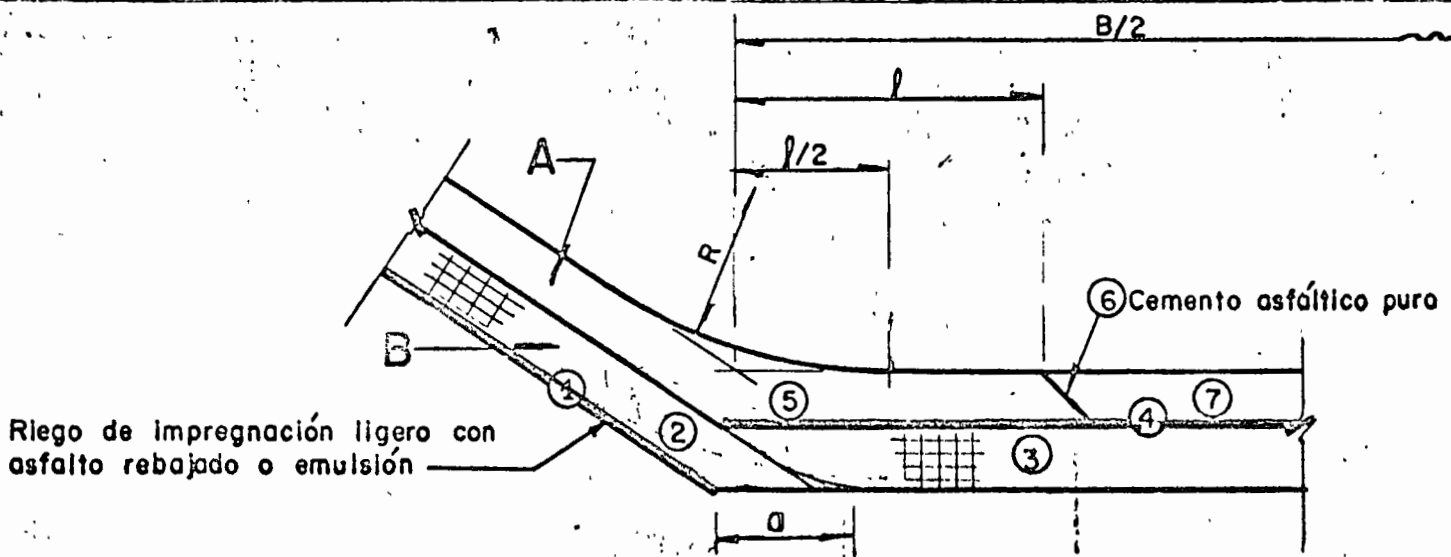
APROBO: Ing. E. L. A.	FORMO: Ing. R. V. O. S.	REVISO: Ing. C. J. O.	LUGAR: México, D. F.	FECHA: Marzo de 1971
--------------------------	----------------------------	--------------------------	-------------------------	-------------------------

III-ETAPAS DE CONSTRUCCION DEL REVESTIMIENTO SIN COLECTORES

(Números encerrados en círculos)



PLANTILLA ANTES DE TALUD



TALUD ANTES DE PLANTILLA

$$l_1 = 1.00 \text{ m}$$

$$a_2 = 0.25 \text{ m}$$

$$R = 3.50 \text{ m}$$

CRITERIO PARA
DEFINIR:

SE NECESITA
CUANDO:

NO SE NECESITA
CUANDO:

REVESTIMIENTO
IMPERMEABLE

$$\frac{q_{med}}{k_{med}} > a_i$$

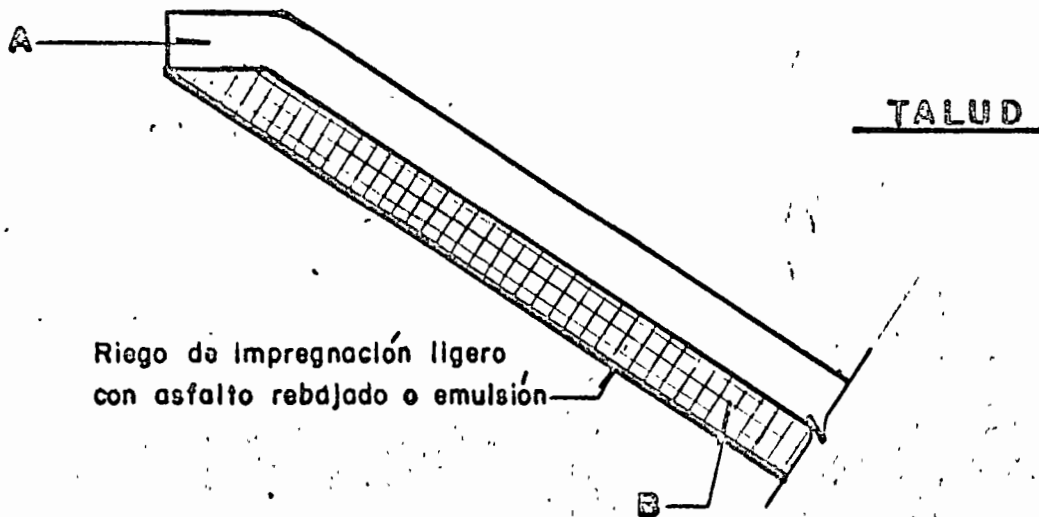
$$\frac{q_{med}}{k_{med}} < a_i$$

DRENAJE
COMPLEMENTARIO

$$\frac{q_{max}}{k_{min}} > a_i$$

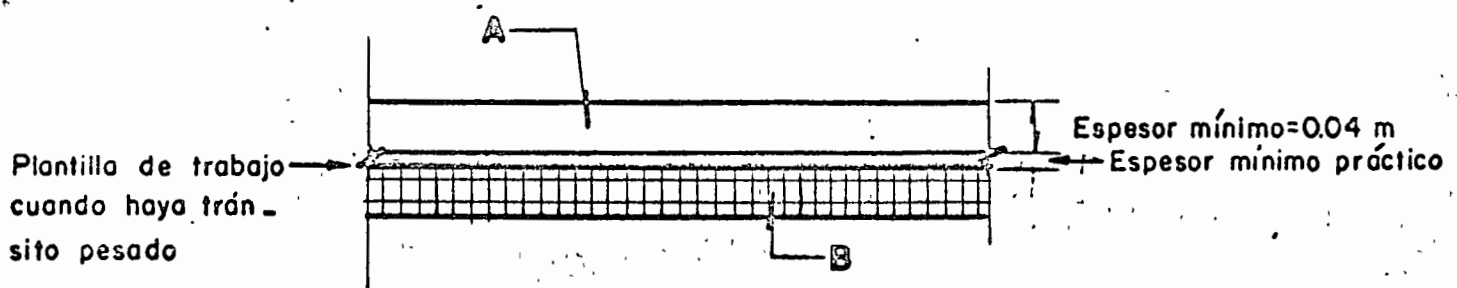
$$\frac{q_{max}}{k_{min}} < a_i$$

II-CARACTERISTICAS ESTRUCTURALES DEL REVESTIMIENTO



REVESTIMIENTO	MEZCLA ASFALTICA	PERMEABILIDAD	ESPESOR MINIMO
A) Capa impermeable	Densa,	$k < 5 \times 10^{-10}$	0.05 m
B) Base porosa.	Abierta.	$5 \times 10^{-3} \leq k < 5 \times 10^{-2}$	0.08 m

k = Coeficiente de permeabilidad, en m/s

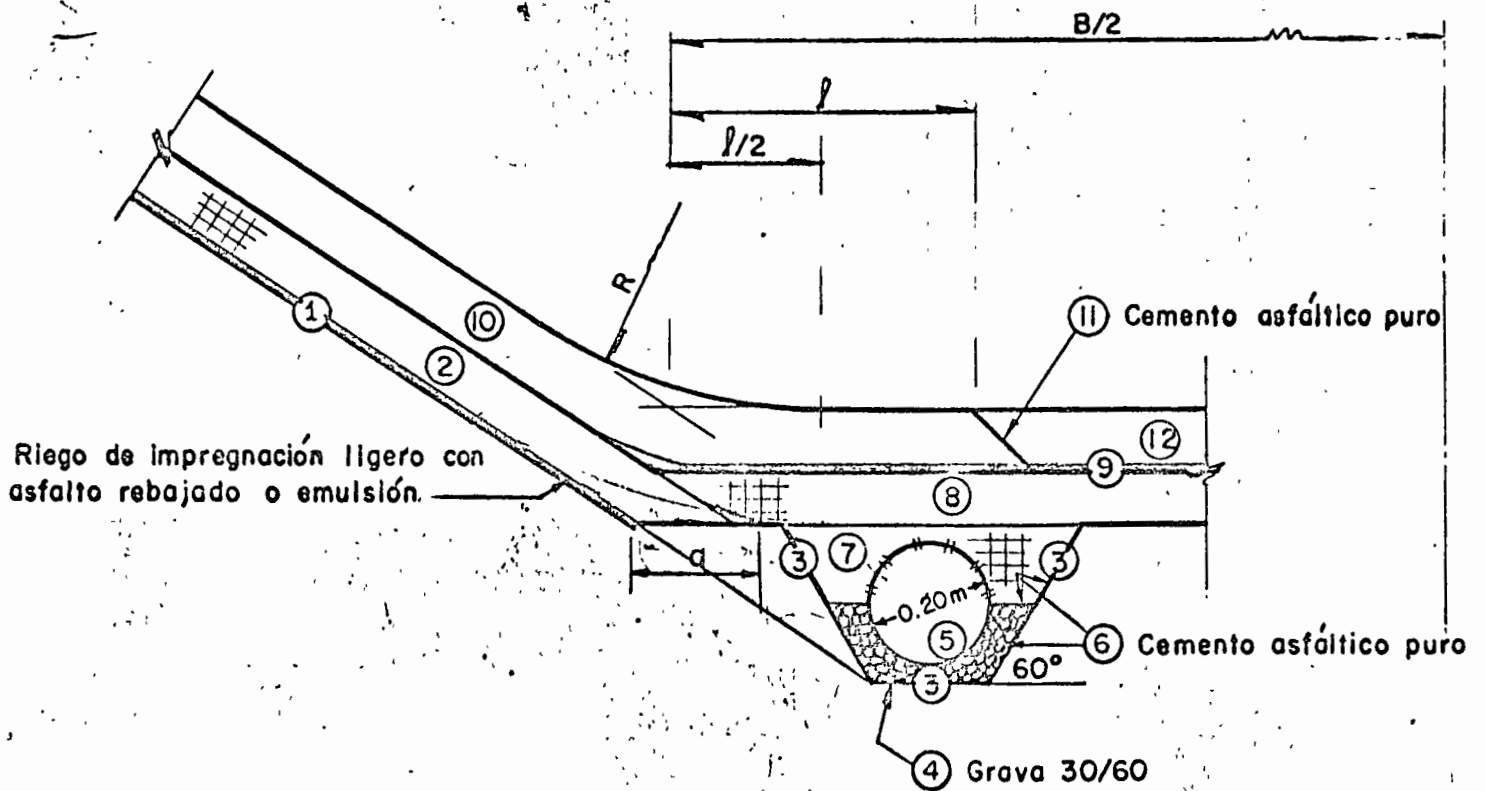
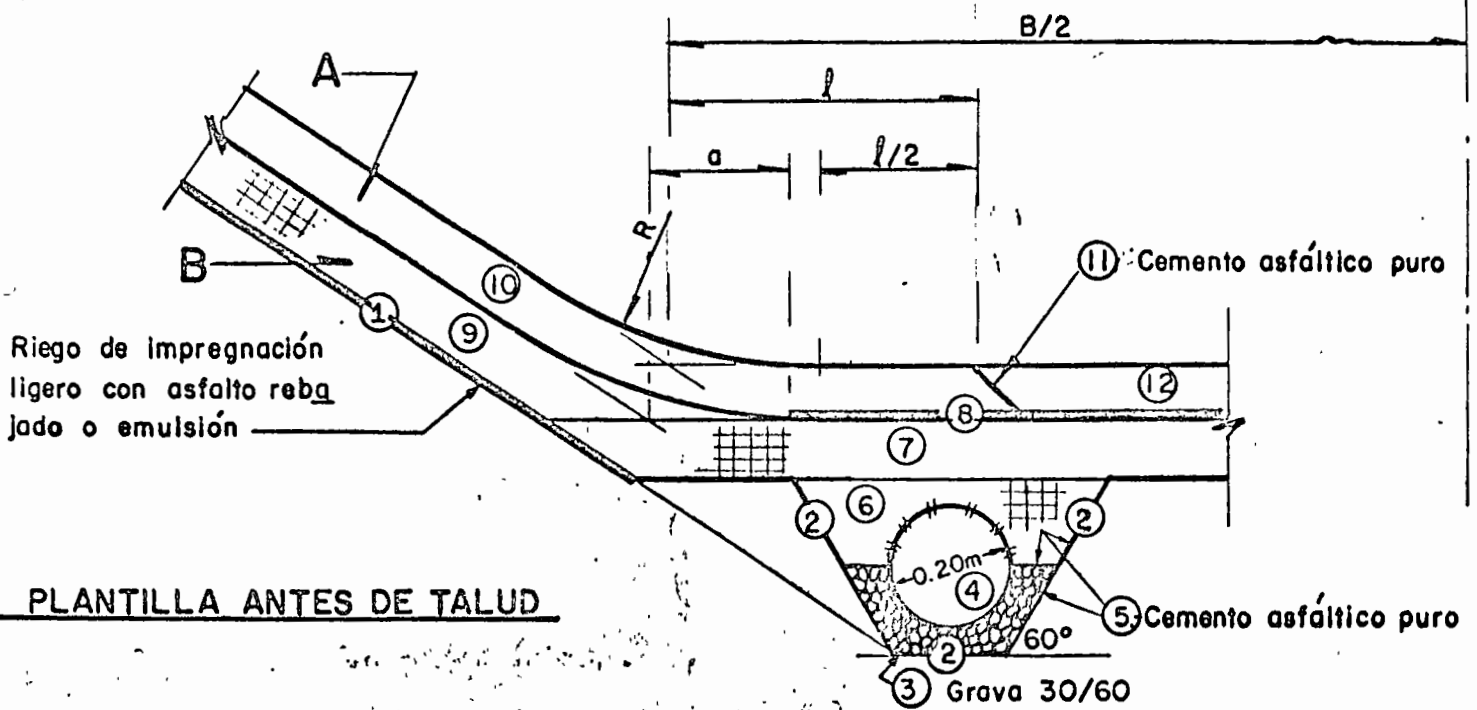


PLANTILLA

— En la plantilla no se aplica el riego de impregnación

IV.— ETAPAS DE CONSTRUCCION DEL REVESTIMIENTO CON COLECTORES

(Números encerrados en círculos)



$l = 1.00 \text{ m}$
 $a = 0.25 \text{ m}$
 $R = 3.50 \text{ m}$

A) CONTROL DE LAS MEZCLAS IMPERMEABLES

b) Supervisión de la colocación

Durante la ejecución de la obra se deberá dar mucha importancia a la supervisión permanente de los siguientes puntos:

- Condiciones del terreno de apoyo
- Temperatura de la mezcla: en los camiones, después del tendido y antes del rodillado (tanto en la parte continua como en las juntas)
- Control de espesor de la mezcla suelta
- Posición de las juntas (traslape entre capas)
- Velocidad del tendido y rodillado
- Tratamiento de las juntas
- Control en la colocación de los colectores de drenaje.

A) CONTROL DE LAS MEZCLAS IMPERMEABLES

a) Fabricación

El control se hará esencialmente para asegurar:

- La calidad de los materiales
- La adherencia del cemento asfáltico con los agregados
- El tiempo de mezclado y la temperatura de la mezcla
- La composición de las mezclas:
 - 1) Entrega de los ingredientes antes del mezclado
 - 2) Ensayes de compacidad
 - 3) Ensayes de extracción (rotarex)
- La estabilidad en el talud (y la flexibilidad)

Las probetas destinadas a los ensayos de fluencia (y flexibilidad) se harán con las muestras obtenidas en la planta y en condiciones similares a las de la obra (presión de rodillado y compacidad).

A) CONTROL DE LAS MEZCLAS IMPERMEABLES

c) Control de la ejecución

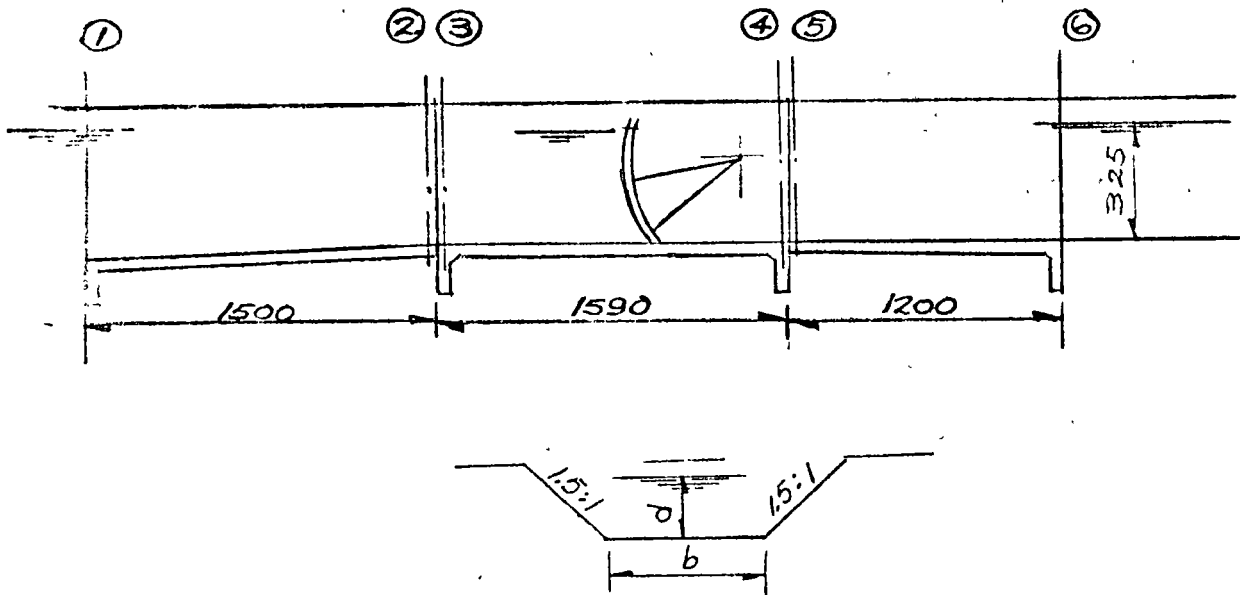
Sobre los "corazones" extraídos de la capa impermeable endurecida, se procederá a las siguientes mediciones:

- Espesor
- Permeabilidad
- Compacidad



SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 DIRECCION DE PROYECTOS.
 DEPARTAMENTO DE CANALES

REPRESAS-PUENTE.



Aplicando Bernoulli entre (6) y (5) se tiene:

$$d_5 + hv_5 = d_6 + hv_6 + \sum P_{5-6}$$

$$\sum P_{5-6} = 0.2 (hv_5 - hv_6) \text{ Transición de salida}$$

$$d_6 = 3.25 \text{ m}$$

$$v_6 = 1.20 \text{ m/seg} \quad hv_6 = \frac{v^2}{2g} = \frac{1.20^2}{19.62} = 0.073 \text{ m} \quad 0.8 hv_6 = 0.0587 \text{ m}$$

$$d_5 + hv_5 = d_6 + hv_6 + 0.2 (hv_5 - hv_6)$$

$$d_5 + 0.8 hv_5 = d_6 + 0.8 hv_6$$

Se tiene un ancho $B = 4.50 \text{ m}$ de la compuerta.

$$\text{Suponiendo } d = 3.09 \text{ m} \quad b = 4.50 \text{ m}$$

$$S = 4.50 \times 3.09 = 13.905 \text{ m}^2$$

$$V_5 = \frac{Q}{A} = \frac{32.20}{13.905} = 2.315 \text{ m/seg} \quad hv_5 = \frac{2.315^2}{19.62} = 0.273 \text{ m}$$

$$0.8 hv_5 = 0.8 \times 0.273 = 0.2186 \text{ m}$$

$$d_5 + 0.8 hv_5 = d_6 + 0.8 hv_6$$

$$3.09 + 0.2186 = 3.25 + 0.0587$$

$$3.308 = 3.308 \text{ ok}$$

Aplicando Bernoulli entre (4) y (5)

$$d_4 + hv_4 = d_5 + hv_5 + 0.2 (hv_5 - hv_4)$$

$$d_4 + 1.2 hv_4 = d_5 + 1.2 hv_5$$

$$d_5 = 3.09 \text{ m}$$

$$hv_5 = 0.273 \text{ m}$$

$$1.2 hv_5 = 0.3276 \text{ m}$$

$$d_5 + 1.2 hv_5 = 3.09 + 0.3276 = 3.4176 \text{ m}$$

$$d_4 + 1.2 hv_4 = 3.4176 \text{ m}$$

$$\text{Suponiendo } d_4 = 3.092 \text{ m}$$

$$A_4 = 9.50 \times 3.092 = 13.919 \text{ m}^2$$

$$V_4 = \frac{3220}{13.914} = 2.314 \text{ m/seg}$$

$$hv_4 = \frac{2.314^2}{19.62}$$

$$hv_4 = \frac{2.314^2}{19.62} = 0.2729 \text{ m}$$

$$1.2 hv_4 = 0.3276 \text{ m}$$

$$d_4 + 1.2 hv_4 = 3.092 + 0.3276 = 3.419 \approx 3.918 \text{ ok}$$

Aplicando Bernoulli entre (4) y (3)

$$d_3 + hv_3 = d_4 + hv_4 + \sum P_{fricc. 3-4}$$

$$\sum P_{fricc.} = \left(\frac{V_m \times n}{r_m \times 2/3} \right)^2 L$$

$$d_4 = 3.092 \text{ m}$$

$$hv_4 = 0.2729 \text{ m}$$

$$d_3 + hv_3 = \left(\frac{V_m \times n}{r_m} \right)^2 L = 3.092 + 0.2729 = 3.3649$$

$$\text{Suponiendo } d_3 = 3.113 \text{ m} \quad b = 4.50 \text{ m}$$

$$A_3 = 4.50 \times 3.113 = 14.00$$

$$V_3 = \frac{Q}{A_3} = \frac{32.20}{14.00} = 2.298 \text{ m/seg}$$

$$hv_3 = \frac{V_3^2}{2g} = 0.2692 \text{ m}$$

$$V_m = \frac{V_4 + V_3}{2} = \frac{2.314 + 2.298}{2} = 2.306 \text{ m/seg}$$

$$\text{Perímetro (4)} = 3.092 \times 2 + 4.50 = 10.684$$

$$r_4 = \frac{A_4}{P_4} = \frac{13.914}{10.684} = 1.302 \text{ m}$$

$$\text{Perímetro (3)} = 3.113 \times 2 + 4.50 = 10.726 \text{ m}$$

$$r_3 = \frac{A_3}{P_3} = \frac{14.00}{10.726} = 1.305 \text{ m}$$

$$r_m = \frac{r_4 + r_3}{2} = \frac{1.302 + 1.305}{2} = 1.303 \text{ m}$$

$$r_m^{2/3} = (1.303)^{2/3} = 1.193$$

$$\sum P_f = \left(\frac{2.306 \times 0.015}{1.193} \right)^2 \times 15.90 = 0.0133$$

$$d_3 + hv_3 - h_f = d_4 + hv_4$$

$$3.113 + 0.2692 - 0.0133 = 3.3689 \approx 3.3649$$

Aplicando Bernoulli entre (2) y (3)

$$d_2 + 0.9 hv_2 = d_3 +$$

$$d_2 + hv_2 = d_3 + hv_3 + 0.1 (hv_3 - hv_2)$$

$$d_2 + 1 hv_2 = d_3 + 1.1 hv_3$$

$$d_3 = 3.113 \text{ m}$$

$$hv_3 = 0.2692 \text{ m} \quad 1.1 hv_3 = 0.2961$$

Suponiendo $d_2 = 3.12$

$$A_2 = 3.12 \times 4.50 = 14.04 \text{ m}^2$$

$$V_2 = \frac{Q}{A_2} = \frac{32.20}{14.04} = 2.293 \text{ m/seg}$$

$$hV_2 = \frac{2.293^2}{19.62} = 0.268 \text{ m} \quad 1.1 hV_2 = 0.2948 \text{ m}$$

$$d_2 + 1.1 hV_2 = 3.12 + 0.2948 = 3.4148 \text{ m}$$

$$d_3 + 1.1 hV_3 = 3.113 + 0.2961 = 3.4091 \text{ m}$$

$$\text{Suponiendo } d_2 = 3.116$$

$$A_2 = 3.116 \times 4.50 = 14.022 \text{ m}^2$$

$$V_2 = \frac{32.20}{14.022} = 2.296 \text{ m/seg} \quad hV_2 = 0.268 \text{ m}$$

$$1.1 hV_2 = 0.2956$$

$$d_2 + 1.1 hV_2 = 3.116 + 0.2956 = 3.9116$$

$$d_3 + 1.1 hV_3 = 3.113 + 0.2961 = 3.4091$$

$$3.4116 \approx 3.4091$$

Aplicando Bernoulli entre (1) y (2)

$$d_1 + hV_1 = d_2 + hV_2 + 0.1 (hV_2 - hV_1)$$

$$d_1 + 1.1 hV_1 = d_2 + 1.1 hV_2 = 3.9116$$

$$\text{Suponiendo } d_1 = 3.35 \text{ m}$$

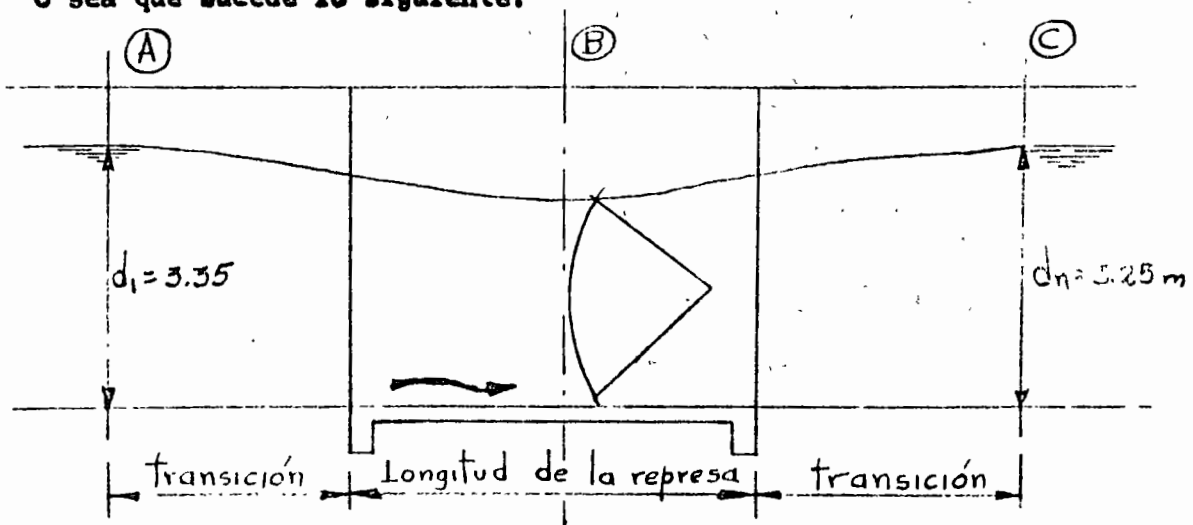
$$A_1 = 4.00 \times 3.35 + 1.5 (3.35)^2 = 30.233 \text{ m}^2$$

$$V_1 = \frac{Q}{A_1} = \frac{32.200}{30.233} = 1.065 \text{ m/seg} \quad hV_1 = \frac{1.065^2}{19.62} = 0.0578 \text{ m}$$

$$1.1 hV_1 = 0.06359 \text{ m}$$

$$d_1 + 1.1 hV_1 = 3.35 + 0.06359 = 3.413 \approx 3.4116$$

O sea que sucede lo siguiente:



Se definen 3 zonas:

Zona (C) Tirante normal

Zona (B) el tirante se abate siendo menor que el normal, y se requiere mayor velocidad debido a la disminución de la sección.

Zona (A) El tirante d_1 mayor que el tirante normal ya que el agua se remansa para dar carga necesaria y dar la velocidad alta en la sección (B).

Se forma un ramanso de 10 cm en la Zona (A).

Cálculo de la losa para puente de la represa.

Datos del proyecto.

Claro = 4.80 m

Longitud total = 6.10 m

Ancho de calzada = 6.70 m

Guarniciones = 0.30 x 0.30

Ancho total = 7.30

Carpeta asfáltica = 0.03 m

Carga viva HS-20-44

1.- Ancho de distribución. Para claros mayores de 3.66 m.

$$E = \frac{3.05 N + W}{4 N}$$

N = Número de carriles = 2

W = Ancho de calzada = 6.70 m

$$E = \frac{3.05 \times 2 + 6.70}{4 \times 2} = 1.60 \text{ m}$$

2.- Impacto

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10}$$

L = Claro = 4.80 m

$$I = \frac{15.24}{4.80 + 38.10} = 0.355 \quad 0.30$$

Tomaremos I = 0.30

3.- Carga viva

Se revisará bajo 3 condiciones de carga.

I.- Carga concentrada de 5443 lg en el centro del claro.

II.- 2 cargas concentradas de 3629 lg cada una, separadas 1.22 m, en la posición de máximo momento.

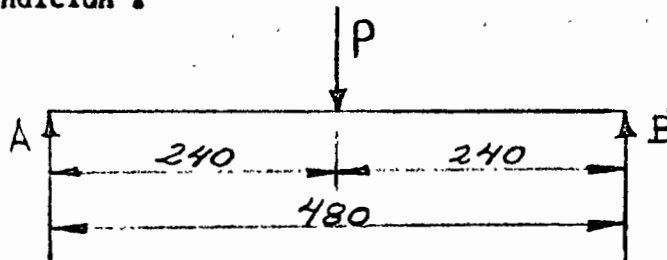
III.- Cargas equivalentes

$$w = 952 \text{ lg/m}$$

$$P_m = 8165 \text{ lg}$$

$$P_v = 11793 \text{ Kg}$$

a).- Condición I

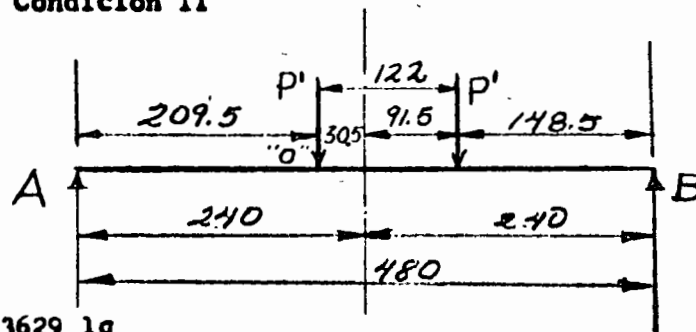


$$P = 5443 \text{ lg}$$

$$M_{cv} + I = \frac{P L I}{4 E}$$

$$M_{cv} + I = \frac{5443 \times 4.80 \times 1.30}{4 \times 160} = 5307 \text{ kg-m}$$

b).- Condición II



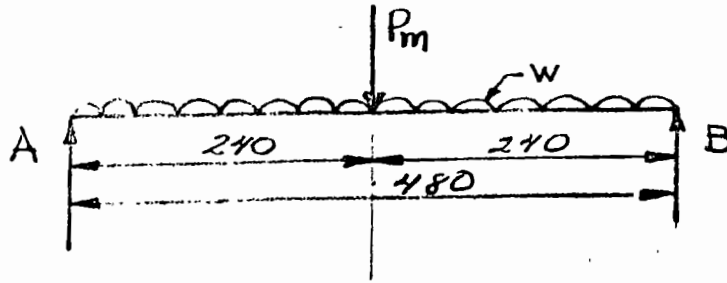
$$P' = 3629 \text{ lg}$$

$$R = \frac{3629}{4.80} (1.485 + 2.705) = 3168 \text{ lg}$$

$$M_{"o"} = 3168 \times 2.095 = 6637 \text{ kg-m}$$

$$M_{cv} + I = \frac{6637 \times 1.3}{1.60} = 5393 \text{ kg-m}$$

c).- Condición III



$P_m = 8165 \text{ kg}$

$W = 952 \text{ kg/m}$

$$M_{max} = \frac{952 \times 4.8^2}{8} + \frac{8165 \times 4.8}{4}$$

$$= 2742 + 9798 = 12540 \text{ kg-m/carril}$$

$$M_{cv} + I = \frac{12540 \times 1.3}{7.30 \times 0.5} = 4466 \text{ kg-m}$$

Rige la condición II

$$M_{cv} + I = 5393 \text{ kg-m}$$

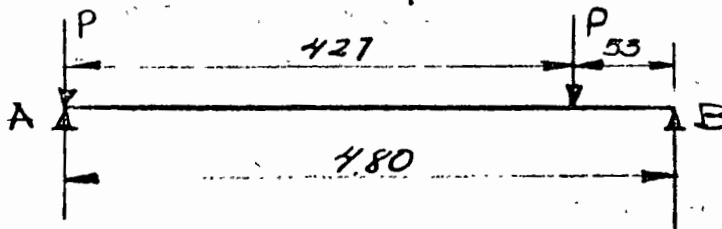
Reacción máxima

Se calculará bajo 2 condiciones

IV.- Con carga de camión

V.- Con cargas equivalentes.

d).- Combinación IV



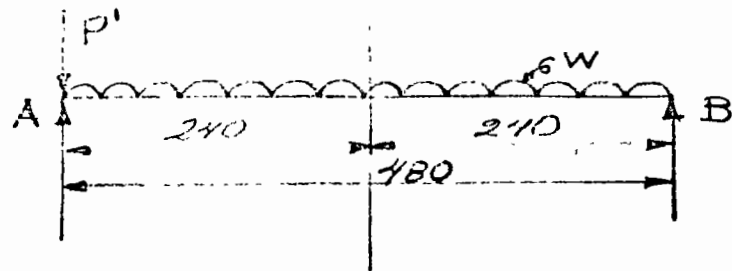
$P = 14515 \text{ kg/eje}$

$$R_A = \frac{14515}{4.80} \times 0.53 + 14515 = 16118 \text{ kg/carril}$$

$$R_{cv} = 16118 \times 2 = 32236 \text{ kg/2 carriles}$$

$$R_{cv} + I = 32236 \times 1.3 = 41907 \text{ kg/2 carriles}$$

e).- Condición V



$P' = 11793 \text{ Kg}$

$w = 952 \text{ Kg/m}$

$R_A = 952 \times \frac{4.80}{2} + 11793 = 14078 \text{ Kg/carril}$

$R_{cv} = 14078 \times 2 = 28156 \text{ Kg/2 carriles}$

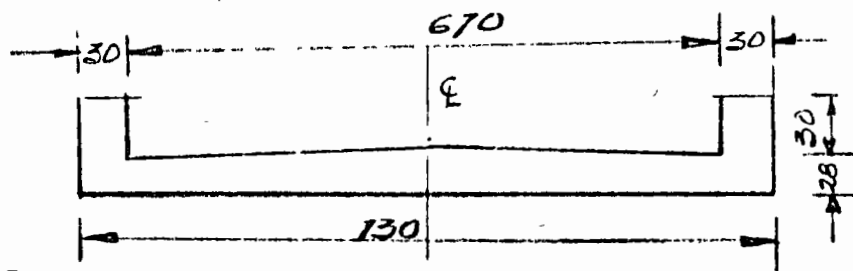
$R_{cv} + I = 28 \times 56 \times 1.3 = 36603 \text{ lg}$

Rige la condición IV

$R_{cv} = 32236 \text{ Kg}$

$R_{cv} + I = 41907 \text{ Kg}$

5.- Carga muerta



Cargas.

Peso propio de la losa = $7.30 \times 0.28 \times 2400 = 4906 \text{ Kg/m}$

Peso guarniciones = $0.30 \times 0.30 \times 2 \times 2400 = 4312 \text{ Kg/m}$

Carpeta = $0.03 \times 6.70 \times 2200 = 442 \text{ Kg/m}$

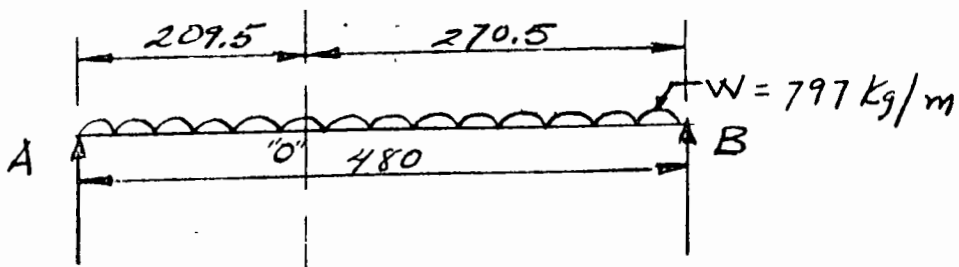
Parapeto = $18 \text{ lg/m} \times 2 = 36 \text{ Kg/m}$

$W_T = 5816 \text{ lg/m}$

Carga por metro de losa

$w = \frac{5816}{7.30} = 797 \text{ Kg/m}$

a).- Momento máximo



$$RA = 797 \times \frac{4.80}{2} = 1913 \text{ Kg}$$

$$\sum Mo = 1913 \times 2.095 = 797 \times \frac{2.095^2}{2} = 2259 \text{ Kg-m}$$

Reacción total

$$RA = 5816 \times \frac{5.10}{2} = 14831 \text{ Kg}$$

$$Rcm = 14831 \text{ lg}$$

Resumen

$$Rcv + I + Rcm = 41907 + 14831 = 56738 \text{ Kg}$$

$$Mcv + I + Mcm = 5393 + 2259 = \underline{7652} \text{ Kg - m}$$

$$V = \frac{56738}{7.30} = 7772 \text{ Kg}$$

5.- Constantes de cálculo

$$f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Fs = 1400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$J = 0.868$$

$$k = 16.2$$

$$vp = 0.292 \sqrt{f'c} = 4.23 \text{ Kg/cm}^2$$

$$Mp = \frac{2.3 \sqrt{f'c}}{D} = \frac{33.33}{D} \leq 25 \text{ Kg/cm}^2$$

6.- Diseño.

a).- Peralte por momento

$$dm = \sqrt{\frac{765200}{16.2 \times 100}} = 21.7 \text{ cm}$$

$$\text{Se adopta } d = 23 \text{ cm} \quad r = 5 \text{ cm} \quad h = 2 \text{ cm}$$

b).- Revisión por cortante.

Según inciso (3.2.f) de las Especificaciones de puentes para caminos de la S.O.P., las losas que se proyectan para momento flexionante se consideraron satisfactorias en lo que se refiere a adherencia y esfuerzo cortante.

Para fines del cálculo se hará la revisión por esfuerzo cortante y adherencia.

$$v = \frac{7772}{23 \times 100} = 338 \text{ Kg/m}^2 < 4.23 \text{ Kg/m}^2$$

c).- Refuerzo.

$$AS = \frac{765200}{1400 \times 0.868 \times 23} = 27.4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Vars 1" ϕ a 18 cm

d).- Revisión por adherencia

$$K_p = \frac{33.33}{2.54} = 13.12 \text{ Kg/cm}^2$$

$$= 7 \times 8 = 56 \text{ cm}$$

$$K = \frac{7772}{56 \times 0.868 \times 23} = 6.95 \text{ Kg/cm}^2 < 13.12 \text{ Kg/cm}^2$$

c).- Acero de distribución

Inciso 3.2.e.- Para refuerzo principal paralelo al tránsito.

$$\% \text{ Asd} = \frac{100}{\sqrt{3.28 S}}$$

S = claro en metros

$$\% \text{ Asd} = \frac{100}{\sqrt{3.28 \times 4.80}} = 25.2 \%$$

$$\text{Asd} = 0.252 \times 27.4 = 6.90 \text{ cm}^2$$

Vars 1/2" ϕ a 18 cm

El acero de distribución se colocará con la parrilla inferior y normal al refuerzo principal.

f).- Acero por temperatura

$$\text{Ast} = 0.0025 \times 23 \times 100 = 5.75 \text{ cm}^2$$

Se colocarán vars. 1/2" ϕ a 22

Cálculo estructural de los muros de la represa en la zona del puente.

A.- Revisión a represa vacía

1.- Cargas horizontales.

a) Empuje de tierras.- Con respecto a la base del muro.

$$E = \frac{0.286}{2} \times 1800 \times \frac{4.05^2}{2} = 4222 \text{ kg}$$

$$y = \frac{4.05}{3} = 1.35 \text{ m}$$

$$m = 4222 \times 1.35 = 5700 \text{ Kg-m}$$

b).- Empuje de tierras con sobrecarga.- Con respecto a la base del muro.

$$E = \frac{0.286}{2} \times 1800 \times 4.05 (4.05 + 2 \times 0.60) = 5473 \text{ Kg}$$

$$y = \frac{\frac{4.05^2}{2} + 3 \times 4.05 \times 0.60}{3(4.05 + 2 \times 0.60)} = 1.504 \text{ m}$$

$$M = 1.504 \times 5473 = 8231 \text{ Kg-m}$$

c).- Frenaje

$$f = \frac{0.05 \times 2}{7.30} (952 \times 5.10 + 8165) = 178 \text{ Kg}$$

aplicada a 1.83 m arriba del piso de la superestructura.

$$y = 1.83 + 4.05 = 5.88 \text{ m}$$

$$M = 178 \times 5.88 = 1047 \text{ Kg-m}$$

d).- Fricción.

$$F = 0.05 \times \frac{14831}{7.30} = 102 \text{ Kg}$$

$$y = 4.05 - 0.28 = 3.77 \text{ m}$$

$$M = 102 \times 3.77 = 385 \text{ Kg-m}$$

2.- Ahora determinaremos la combinación de carga más crítica para diseñar los muros.

a).- Combinación I

Empuje de tierras + fricción

$$\Sigma F_H = 4222 + 102 = 4324 \text{ Kg}$$

$$\Sigma M = 5700 + 385 = 6085 \text{ Kg-m}$$

b).- Combinación II

Empuje de tierras con sobrecarga + frenaje

$$\Sigma F_H = 5473 + 178 = 5651 \text{ Kg}$$

$$\Sigma M = 8231 + 1047 = 9278 \text{ Kg-m}$$

Resumen:

Combinación I.- $\Sigma F_H = 4324 \text{ Kg}$ (100%)

$\Sigma M = 6085 \text{ Kg-m}$ (100%)

Combinación II.- $\Sigma F_H = \frac{5651}{1.25} = 4509 \text{ Kg}$

$$\Sigma M = \frac{9278}{1.25} = 7422 \text{ Kg-m}$$

Rige la combinación II

$$\left. \begin{array}{l} \Sigma F_H = 4509 \text{ Kg} \\ \Sigma M = 7422 \text{ Kg-m} \end{array} \right\} \text{ Acero de refuerzo exterior}$$

B.- Revisión a represa llena.

1.- Cargas horizontales.

a) Empuje de agua

$$E = \frac{1000}{2} \times 3.65^2 = 6661 \text{ Kg}$$

$$y = \frac{3.65}{3} = 1.216 \text{ m}$$

$$= 1.216 \times 6661 = 8099 \text{ Kg-m}$$

2.- Ahora determinaremos la condición de carga más crítica para diseñar los muros.

a) Combinación I

Empuje de tierras + fricción + empuje del agua

$$\Sigma F_H = 4222 - 102 - 6661 = - 2541 \text{ Kg}$$

$$\Sigma M = 5700 - 385 - 8099 = - 2784 \text{ Kg-m}$$

b) Combinación II

Empuje de tierras con sobrecarga + frenaje + empuje del agua

$$\Sigma F_H = 5473 - 178 - 6661 = - 1366 \text{ Kg}$$

$$\Sigma M = 8231 - 1047 - 8099 = - 915 \text{ Kg-m}$$

Resumen

$$\text{Combinación I} \quad \Sigma F_H = - 2541 \text{ Kg} \quad (100\%)$$

$$\Sigma M = - 2784 \text{ Kg} \quad (100\%)$$

$$\text{Combinación II} \quad \Sigma F_H = - \frac{1366}{1.25} = - 1093 \text{ Kg}$$

$$\Sigma M = - \frac{915}{1.25} = - 732 \text{ Kg-m}$$

Rige la combinación I

$$\left. \begin{array}{l} FH = - 2541 \text{ Kg} \\ M = - 2784 \text{ Kg-m} \end{array} \right\} \text{ Acero de refuerzo interior}$$

Resumen final

$$V_{\max} = 4509 \text{ Kg}$$

$$M_{\max} = 7422 \text{ kg-m (Acero de refuerzo exterior)}$$

$$M_{\max} = -2784 \text{ kg-m (Acero de refuerzo interior)}$$

C.- Constantes de cálculo

$$f'c = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_p = 0.292 \sqrt{f'c} = 3.45 \text{ kg-cm}^2$$

$$f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_p = \frac{2.3 f'c}{D} = \frac{27.21}{D}$$

$$J = 0.884$$

$$k = 9.663$$

D.- Diseño

a) Peralte por momento

$$d_m = \sqrt{\frac{742200}{9.663 \times 100}} = 27.7 \text{ cm}$$

$$\text{adoptamos } d = 35 \text{ cm} \quad r = 5 \text{ cm} \quad h = 40 \text{ cm}$$

b) Revisión por cortante

$$v = \frac{4509}{35 \times 100} = 1.29 \text{ kg/cm}^2 < 3.45 \text{ kg/cm}^2$$

c) Acero de refuerzo en la cara exterior del muro

$$A_s = \frac{742200}{1400 \times 0.884 \times 35} = 26.6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Vars } 1'' \phi \text{ a } 19 \text{ cm}$$

d) Acero de refuerzo en la cara interior del muro

$$A_s = \frac{278400}{1400 \times 0.884 \times 35} = 6.42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Vars } 1/2'' \phi \text{ a } 20 \text{ cm}$$

e) Revisión por adherencia

$$\mu_p = \frac{27.21}{2.54} = 10.71 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_p = \frac{27.21}{1.27} = 21.43 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_1 = \frac{4509}{40 \times 0.884 \times 35} = 3.64 \text{ kg/cm}^2 < 10.71 \text{ kg/m}^2$$



SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE CANALES

JUSTIFICACION PARA EL USO DE TUBOS ARMCO.

En esta alcantarilla se empleará un tubo ARMCO de 76 cm de diámetro, calibre N° 14; el cual según la tabla 12-1 calibres para tubos corrugados de metal (Apuntalados y sin apuntalar) carga viva Cooper E-70, del manual del drenaje y productos de construcción, — editado en 1958, es suficiente para soportar un colchón de relleno de 3.06 m (altura de relleno en, dicha alcantarilla) ya que dicho tubo es capaz de resistir una altura de cubierta de relleno, variable de 0.30 a 334 m.

De esta manera se justifica el por qué se usará dicho tubo.



SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION DE PROYECTOS.
DEPARTAMENTO DE CANALES

DISTRITO DE RIEGO DE TEHUANTEPEC, OAX.- CANAL SUBLATERAL 10+220, KM -
5+167.35 SIFON EN EL KM K. 21+115.90 DEL F.C. IXTEPEC-SUCHIATE.

MEMORIA DE CALCULOS.

Descripción.

En el Distrito de Riego de Tehuantepec, Oax., el Canal --
Sublateral 10+220 cruzará el F.C. Ixtepec-Suchiate en su Km 21+115.90. -
Se ha escogido como estructura de cruce un sifón de concreto reforzado,-
de un conducto rectangular, para dar paso a un gasto de 2.1 m³/seg.

En el cálculo estructural se aplicarán las especificaciones de A.R.E.A., para carga viva Cooper E-60.

Datos Generales.

Elevación del hongo del riel	15.52
Elevación plantilla del canal	13.42
Sifón de un conducto rectangular de 0.95 x 1.20 m	
Carga viva: Cooper E-60	

Datos del Canal:

Q = 2.10 m³/seg
A = 4.56 m²
v = 0.46 m/seg
n = 0.035
r = 0.72 m
S = 0.0004

Datos del Conducto:

Q = 2.10 m³/seg
A = 1.095 m²
v = 1.918 m/seg
n = 0.015
r = 0.277 m
S = 0.00458

Cálculo Hidráulico

Pérdidas de carga:

$$\text{Area a la entrada} = 0.95 \times 1.515 = 1.439 \text{ m}^2$$

$$\text{Velocidad a la entrada} = \frac{2.10}{1.439} = 1.459 \text{ m/seg}$$

$$\text{Carga de velocidad} = \frac{1.459^2}{19.62} = 0.108 \text{ m (conducto entrada)}$$

$$\text{Area a la salida} = 0.95 \times 1.30 = 1.235 \text{ m}^2$$

$$\text{Velocidad a la salida} = \frac{2.10}{1.235} = 1.70 \text{ m/seg}$$

$$\text{Carga de velocidad} = \frac{1.70^2}{19.62} = 0.147 \text{ m (conducto salida)}$$

$$\text{Carga de velocidad} = \frac{0.478^2}{19.62} = 0.012 \text{ m (canal entrada)}$$

$$\text{Carga de velocidad} = \frac{0.46^2}{19.62} = 0.011 \text{ m (canal salida)}$$

$$\text{Carga de velocidad} = \frac{1.918^2}{19.62} = 0.187 \text{ m (conducto)}$$

$$\text{Pérdida por entrada} = 0.2 (0.108 - 0.012) = 0.019 \text{ m}$$

$$\text{Pérdida por fricción} = 0.00458 \times 7.23 = 0.033$$

$$\text{Pérdida por codo} = 0.25 \times 0.187 \sqrt{\frac{4.467}{90}} = 0.011$$

$$\text{Pérdida por codo} = 0.25 \times 0.187 \sqrt{\frac{9.467}{90}} = 0.015$$

$$\text{Pérdida por salida} = 0.3 (0.147 - 0.011) = 0.041$$

$$\text{Total: } 0.119 \text{ m}$$

Longitud de las transiciones:

$$T = 2 + 2 \times 1.5 \times 1.2 = 5.60 \text{ m} ; \quad t = 0.95 \text{ m}$$

$$L = \frac{5.60 - 0.95}{2 \times 0.4663} = 4.98 \text{ m} ; \quad \theta = 25^\circ$$

Diseño Estructural

Especificaciones A.R.E.A.

Carga muerta:

$$\text{Colchón de 3' } = 0.914 \times 1600 = 1462 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Balasto y vía} = 575 \text{ "}$$

$$\text{Total carga muerta} = \text{C.M. } 2037 \text{ Kg/m}^2$$

Carga viva : Cooper E-60

Ancho de distribución = 14' = 4.267 m

Separación entre ruedas = 5' = 1.524 m

$$C.V. = \frac{27216}{4.267 \times 1.524} = 4185 \text{ kg/m}^2$$

I m p a c t o

$$I = K \left(\frac{V}{V + M} \right) \quad V = 1.0 \left(\frac{4185}{4185 + 2037} \right) 4185 = 2815 \text{ kg/m}^2$$

Carga total uniforme sobre la losa superior

Peso propio losa = pp = 0.2 x 1.00 x 1.00 x 2400 = 480 kg/m²

$$P_1 = CM + CV + I + pp = 2037 + 4185 + 2815 + 480 = 9517 \text{ kg/m}^2$$

Carga total uniforme sobre la losa inferior

Peso propio muros = (1.2 x 0.2 x 1.0 x 2 + 0.0225 x 2) x 2400 = 1260 kg/m

$$PP_m = \frac{1260}{1.35} = 933 \text{ kg/m}^2$$

$$P_2 = P_1 + PP_m = 9517 + 933 = 10450 \text{ kg/m}^2$$

Fatiga sobre el terreno = $f_t = P_2 + pp = 10450 + 480 = 10930 \text{ kg/m}^2$

Carga sobre los muros.

Sobrecarga debida a la carga viva.

$$h_s = \frac{C V}{w_t} = \frac{4185}{1800} = 2.325 \text{ m}$$

Espesor del colchón hasta el patín del riel ϕ 1.28 m

Altura del prisma de empuje al eje de la losa superior:

$$h_1 = 2.325 + 1.28 + 0.10 = 3.705 \text{ m} \quad (\text{véase figura N}^\circ 2)$$

$$w_1 = 0.286 w_t h_1 = 0.286 \times 1800 \times 3.705 = 1907 \text{ kg/m}^2$$

$$w_3 = 0.286 w_t (h - h_1) = 0.286 \times 1800 \times 5.105 = 2628 \text{ kg/m}^2$$

$$w_2 = w_3 - w_1 = 2628 - 1907 = 721 \text{ kg/m}^2 \quad (\text{véase figura N}^\circ 3)$$

Rigideces de las Piezas AB y CD:

$$r_1 = \frac{1}{L} = \frac{1}{1.15} = 0.8696$$

$$r_2 = \frac{1}{L} = \frac{1}{1.4} = 0.7143$$

Rigideces relativas:

$$r_1 = \frac{0.8696}{0.7143} = 1.217$$

$$r_2 = \frac{0.7143}{0.7143} = 1.000$$

Factores de distribución

$$fd_A = \frac{1.217}{1.217 \times 1.00} = 0.549$$

$$fd_B = \frac{1.000}{2.217} = 0.451$$

Factor de transporte = 0.5

Momentos de empotramiento:

Pieza A B

$$M_A = M_B = \frac{9517 \times 1.15^2}{12} = 1049 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Pieza C D

$$M_C = M_D = \frac{10450 \times 1.15^2}{12} = 1152 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Pieza A C

$$M_A = \frac{1907 \times 1.4^2}{12} + \frac{721 \times 1.4^2}{30} = 311 + 47 = 358 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_C = \frac{1907 \times 1.4^2}{12} + \frac{721 \times 1.4^2}{20} = 311 + 71 = 382 \text{ kg} \cdot \text{m} \text{ (Véase fig. N° 5)}$$

Cálculo de Cortantes

Pieza A B

$$V_{AB} = V_{BA} = \frac{P_1 \cdot l_1}{2} = \frac{9517 \times 1.15}{2} = 5472 \text{ kg}$$

Pieza C D

$$V_{CD} = V_{DC} = \frac{P_2 \cdot l_1}{2} = \frac{10450 \times 1.15}{2} = 6009 \text{ kg}$$

Pieza A C

$$V_{AC} = \frac{w_1 \cdot l_2}{2} + \frac{w_2 \cdot l_2}{6} - \frac{M_C - M_A}{l_2} = \frac{1907 \times 1.4}{2} + \frac{721 \times 1.4}{6} - \frac{740 - 660}{1.4} = 1446 \text{ kg}$$

$$V_{CA} = \frac{w_1 l_2}{2} + \frac{w_2 l_2}{3} + \frac{M_C - M_A}{l_2} = 1335 + 336 + 57 = 1728 \text{ kg (Véase fig. 4)}$$

Momentos máximos positivos:

Pieza A B

$$M_{(+)} AB = \frac{V_{AB}^2}{2 P_1} - M_A = \frac{5472^2}{2 \times 9517} - 660 = 913 \text{ kg m}$$

Pieza C D

$$M_{(+)} CD = \frac{V_{CD}^2}{2 P_2} - M_C = \frac{6009^2}{2 \times 10450} - 740 = 988 \text{ kg m}$$

Pieza A C

Punto de momento máximo positivo.

$$x = - \frac{w_1 \pm \sqrt{w_1^2 + \frac{2 w_2 V_{AC}}{l_2}}}{\frac{w_2}{l_2}} = \frac{-1907 \pm \sqrt{1907^2 + \frac{2 \times 721 \times 1446}{1.4}}}{\frac{721}{1.4}}$$

$$x_1 = - 8.10 \text{ m}$$

$$x_2 = + 0.69 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{(+)} AC &= V_{AC} x - \frac{w_1 x^2}{2} - \frac{w_2 x^3}{6 l_2} - M_A \\ &= 1446 \times 0.69 - \frac{1907 \times 0.69^2}{2} - \frac{721 \times 0.69^3}{6 \times 1.4} - 660 = - 144 \text{ kg m} \end{aligned}$$

Fuerzas cortantes al paño y al cartel.

Pieza A B

$$V_{AB_P} = \frac{V_{AB}}{l_1} (l_1 - e_2) = \frac{5472}{1.15} (1.15 - 0.20) = 4520 \text{ kg}$$

$$V_{AB_C} = \frac{V_{AB}}{l_1} (l_1 - e_2 - 2e) = \frac{5472}{1.15} (1.15 - 0.20 - 0.30) = 3093 \text{ kg}$$

Pieza C D

$$V_{CD_P} = \frac{V_{CD}}{l_1} (l_1 - e_2) = \frac{6009}{1.15} (1.15 - 0.20) = 4964 \text{ kg}$$

$$V_{CD_C} = \frac{V_{CD}}{l_1} (l_1 - e_2 - 2c) = \frac{6009}{1.15} (1.15 - 0.20 - 0.30) = 3396 \text{ kg}$$

Pieza A C

$$V_{AC_p} = V_{AC} - \frac{w_1 e_1}{2} - \frac{w_2 \left(\frac{e_1}{2}\right)^2}{2 l_2} = 1446 - \frac{1907 \times 0.2}{2} - \frac{721 \times 0.1^2}{2 \times 1.4} =$$

$$= 1252 \text{ kg}$$

$$V_{AC_c} = V_{AC} - w_1 \left(\frac{e_1}{2} + c\right) - \frac{w_2 \left(\frac{e_1}{2} + c\right)^2}{2 l_2} = 1446 - 1907 \times 0.25 - \frac{721 \times 0.25^2}{2 \times 1.4}$$

$$= 953 \text{ kg}$$

$$V_{CA_p} = V_{AC} - w_1 \left(l_2 - \frac{e_1}{2}\right) - \frac{w_2 \left(l_2 - \frac{e_1}{2}\right)^2}{2 l_2} = 1446 - 1907 \times 1.3 - \frac{721 \times 1.3^2}{2.8} =$$

$$= 1468 \text{ kg}$$

$$V_{CA_c} = V_{AC} - w_1 \left(l_2 - \frac{e_1}{2} - e\right) - \frac{w_2 \left(l_2 - \frac{e_1}{2} - e\right)^2}{2 l_2} = 1446 - 1907 \times 1.15 -$$

$$- \frac{721 \times 1.15^2}{2.8} = 1088 \text{ kg}$$

Momentos negativos al paño.

Pieza A B

$$M_{AB_p} = V_{AB} \frac{e_2}{2} - \frac{p_1 e_2^2}{8} - M_A = 5472 \times 0.1 - \frac{9517 \times 0.2^2}{8} - 660 = -161 \text{ kg m}$$

$$M_{CD_p} = V_{CD} \frac{e_2}{2} - \frac{p_2 e_2^2}{8} - M_C = 6009 \times 0.1 - \frac{10450 \times 0.2^2}{8} - 740 = -191 \text{ kg m}$$

Pieza A C

$$M_{AC_p} = V_{AC} \frac{e_1}{2} - \frac{w_1 e_1^2}{8} - \frac{w_2 e_1^3}{48 \times 1.4} - M_A = 1445 \times 0.1 - \frac{1907 \times 0.2^2}{8} -$$

$$- \frac{721 \times 0.2^2}{67.2} - 660 = -525 \text{ kg m}$$

$$M_{CA_p} = V_{AC} \left(l_2 - \frac{e_1}{2}\right) - \frac{w_1 \left(l_2 - \frac{e_1}{2}\right)^2}{2} - \frac{w_2 \left(l_2 - \frac{e_1}{2}\right)^3}{6 l_2} - M_A$$

$$= 1446 \times 1.3 - \frac{1907}{2} \times 1.3^2 - \frac{721}{8.4} \times 1.3^3 - 660 = -580 \text{ kg m}$$

Proporcionamiento de las piezas.

$$s'c = 140 \text{ kg-cm}^2$$

$$n = 15$$

$$f_c = 0.35 f'_c = 49 \text{ kg/cm}^2$$

$$K = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}} = 0.368$$

$$f_s = 1265 \text{ kg/cm}^2$$

$$v = 0.03 f'_c = 4.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$j = 1 - \frac{k}{3} = 0.877$$

$$u = 0.5 f'_c = 7.0 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = \frac{1}{2} f_c k_j = 0.5 \times 49 \times 0.368 \times 0.877 = 7.91$$

$$u' = 0.075 f'_c = 10.5 \text{ kg/cm}^2$$

Se ha supuesto para todas las piezas un peralte total de 20 cm

$$r = 7.5 \text{ cm}$$

$$d = 12.5 \text{ cm}$$

$$M_{m-ax (+)} = 988 \text{ kg m}$$

$$d_m = \sqrt{\frac{98800}{791}} = 11.2 \text{ cm menor que } 12.5$$

$$V_{\text{máx al paño}} = 4964 \text{ kg}$$

$$d_v = \frac{4964}{4.2 \times 0.877 \times 100} = 13.5 \text{ cm menor que } 27.5 \text{ (Véase fig. N° 1)}$$

R e f u e r z o

$$A_s = \frac{M_p}{1265 \times 0.877 \times 12.5} = 0.00721 M_p$$

$$A_{s_t} = 0.003 b h = 0.003 \times 100 \times 20 = 6 \text{ cm}^2 ; 3 \text{ cm}^2 \text{ en cada capa.}$$

$$v = \frac{V_p}{100 \times 0.877 \times 12.5} = 0.000912 V_p$$

$$\Sigma_o = \frac{V_c}{7.0 \times 0.877 \times 12.5} = 0.013 V_c$$

$$\Sigma_o = \frac{V_c}{10.5 \times 0.877 \times 12.5} = 0.0087 V_c$$

México, D. F., junio de 1972.

F I E R R O D E R E F U E R Z O

Pieza	M o m e n t o kg - cm	A _{s2} cm	1/2" Ø a	Cortante al pañó. Kg	V kg/cm2	Cortante al cartel kg	Σ o para u = 7.0 kg/ cm2	Σ' o para u = 10.5 kg/cm2	1/2" Ø a
AB	ABp 16 100	1.2	30	4520	4.1	3093	40.2	26.9	15
	BAp 16 100	1.2	30	4520	4.1	3093	40.2	26.9	15
	(+) 91 300	6.6	18	--	-	--	-	-	-
	CDp 19 100	1.4	30	4964	4.5	3396	44.1	29.5	13
CD	DCp 19 100	1.4	30	4964	4.5	3396	44.1	29.5	13
	(+) 98 800	7.1	17	--	-	--	-	-	-
	ACp 52 500	3.8	30	1252	1.1	953	12.4	8.3	30
AC	CAP 58 000	4.2	28	1468	1.3	1088	14.1	9.5	30
	(+) -14 400	1.0	30	--	-	--	-	-	-

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION DE PROYECTOS.
DEPARTAMENTO DE CANALES

DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL.

$$Q = 6.11 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$b = 1.35 \text{ m}$$

$$S = 0.0005$$

$$n = 0.014$$

$$m = 1.5:1$$

$$V_1 = \frac{1}{n} R^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0.014} R^{2/3} (0.0005)^{1/2} = 1.59714 R^{2/3}$$

$$V_2 = \frac{Q}{A} = \frac{6.11}{A}$$

Suponiendo $d = 1.37 \text{ m}$

$$A = d (b + md) = 1.37 (1.35 + 1.5 \times 1.37) = 4.66485 \text{ m}^2$$

$$p = b + 2d \sqrt{1 + m^2} = 1.35 + 2 \times 1.37 \sqrt{1 + 1.5^2} = 6.289604 \text{ m}$$

$$r = \frac{A}{p} = \frac{4.66485}{6.289604} = 0.741676 \text{ m}$$

$$r^{2/3} = 0.819364$$

Sustituyendo

$$V_1 = 1.59714 \times 0.819364 = 1.309 \text{ m/seg}$$

$$V_2 = \frac{6.11}{4.66485} = 1.309 \text{ m/seg}$$

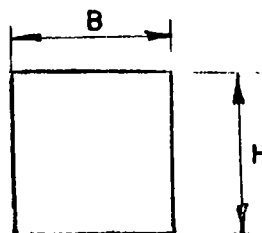
$$V_1 = V_2 \text{ (tirante supuesto es el correcto)}$$

$$h_v = \frac{v^2}{2g} = \frac{1.309^2}{2 \times 9.81} = 0.087 \text{ m}$$

Diseño de la sección del conducto.

Proponiendo una sección rectangular ésta debe de cumplir la siguiente relación:

$$\frac{H}{B} = 1.25$$



H = Altura interior del conducto

B = Ancho de la plantilla del conducto

$$H = 1.25 B \quad (1)$$

$$A = B H \quad (2)$$

A = Area de la sección del conducto.

Sustituyendo "1" en "2"

$$A = 1.25 B^2$$

Despejando "B"

$$B = \sqrt{\frac{A}{1.25}}$$

En función de la carga hidráulica disponible se propusieron varias secciones, suponiendo diferentes velocidades y se escogió la que dió una suma de pérdidas más o menos igual a la carga disponible.

Suponiendo una velocidad igual a 1.60 m/seg

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{6.11}{1.60} = 3.819 \text{ m}^2$$

$$B = \sqrt{\frac{3.819}{1.25}} = 1.75$$

$$H = 1.75 \times 1.25 = 2.18$$

Se adopta H = 2.15 m

Datos hidráulicos del conducto.

$$Q = 6.11 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$B = 1.75 \text{ m}$$

$$H = 2.15 \text{ m}$$

Carteles de 15 x 15 cm

$$n = 0.014$$

$$A = 2.15 \times 1.75 - \left(\frac{0.15 \times 0.15}{2}\right) 4 = 3.7175 \text{ m}^2$$

$$P = (1.75 - 0.30)^2 + (2.15 - 0.30)^2 + 4 \sqrt{0.15^2 + 0.15^2} = 7.448528 \text{ m}$$

$$r = \frac{3.7175}{7.448528} = 0.499091 \text{ m}$$

$$r^{2/3} = 0.629198$$

$$V = \frac{6.11}{3.7175} = 1.644 \text{ m/seg}$$

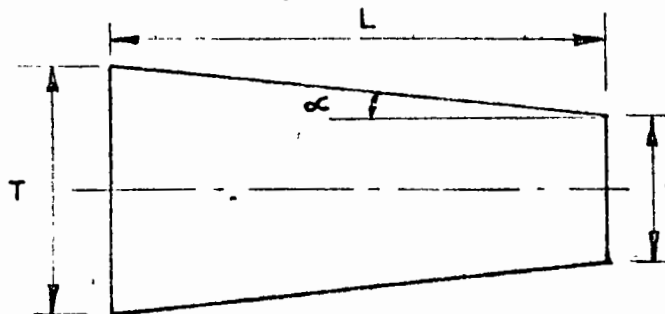
$$h_v = \frac{1.644^2}{19.62} = 0.138 \text{ m}$$

$$h_f = \left(\frac{V_n}{2/3} \right)^2 h_f = \left(\frac{1.644 \times 0.014}{0.629198} \right)^2 h_f = 0.001338 L$$

Longitud de transición.

Las transiciones tienen su justificación cuando el canal en su localización tenga que intercalársele una estructura que nos obliga a cambiar de sección, ya que este cambio no debe de hacerse bruscamente, sino por medio de transiciones con la finalidad de reducir al mínimo las pérdidas de carga y obtener por ende, la mayor eficiencia hidráulica posible.

La longitud de la transición se determina de acuerdo con el criterio de Hinds, 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 $12^\circ 30'$



Siendo:

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 transición.

$$\cot \alpha = \frac{L}{\left(\frac{T-t}{2} \right)}$$

despejando L

$$L = \left(\frac{T-t}{2} \right) \cot \alpha \quad \alpha = 12^\circ 30'$$

Según experiencias de la antigua Comisión Nacional de Irrigación, el ángulo puede ser aumentado hasta $22^\circ 30'$ sin que el can-

bio de secciones de la transición sea brusco y con el cual se reduce ligeramente el costo de los mismos. Por lo tanto nuestra longitud queda dada por la fórmula:

$$L = \left(\frac{T - t}{2} \right) \cot 22^\circ 30'$$

Si al resolver la expresión anterior se encuentra un valor fraccionario, es recomendable redondearlo.

$$T = b + 2 md = 1.35 + 2 \times 1.37 \times 1.5 = 5.46 \text{ m}$$

$$t = 1.75 \text{ m}$$

$$L = \left[\frac{5.46 - 1.75}{2} \right] \frac{2.414}{1} = 4.48 \text{ m}$$

Se adopta $L = 5.00 \text{ m}$

Funcionamiento hidráulico del sifón.

Una vez 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 éste dibujamos el perfil longitudinal del sifón.

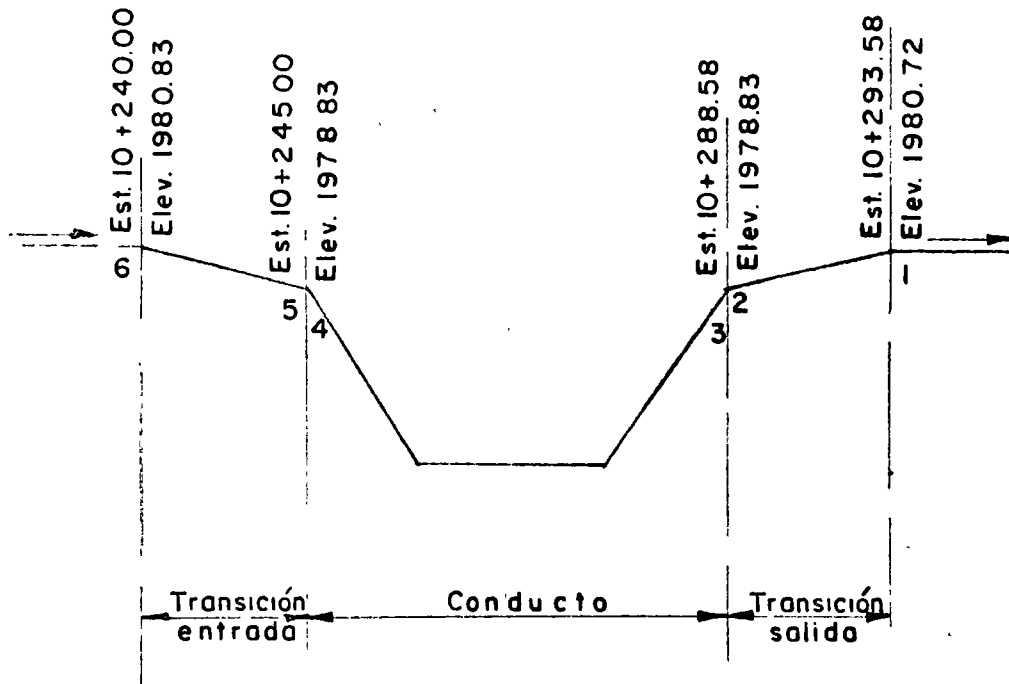
Se dejó un relleno de 2.00 m de la rasante del arroyo a la parte superior del conducto en la zona del cauce; en las laderas se dejó un colchón mínimo de 1.00 m. Las transiciones se localizaron fuera de las laderas del arroyo, quedando totalmente enterradas en el terreno natural.

Trazado el sifón procedemos a calcular la geometría del mismo; hecho esto se tendrán los lugares en los cuales puede haber 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.

Así pues, las pérdidas de carga que se tienen son:

- 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 el Teorema de Bernoulli de aguas abajo hacia aguas arriba, por tratarse de un régimen tranquilo.

Bernoulli entre 1 y 2

$$d_2 + hv_2 = Z_1 + d_1 + hv_1 + ht_s$$

Z_1 = desnivel entre los puntos 1 y 2

d_1 = tirante normal del canal

hv_1 = carga de velocidad en el canal

d_2 = tirante a la salida del conducto

hv_2 = carga de velocidad a la salida del conducto

ht_s = pérdida de carga por transición exterior de salida

$$ht_s = 0.2 \Delta hv$$

hv = Diferencia de cargas de velocidad entre los puntos 1 y 2

Z₁ = 1980.72 - 1978.83 = 1.89 m

d₁ = 1.37 m

hv₁ = 0.087 m

d₂ + hv₂ - ht_s = 1.89 + 1.37 + 0.087

d₂ + hv₂ - ht_s = 3.347 m (I)

Suponiendo d₂ = 3.296 m

A₂ = 1.75 x 3.296 = 5.768 m²

V₂ = $\frac{6.11}{5.768}$ = 1.059 m/seg

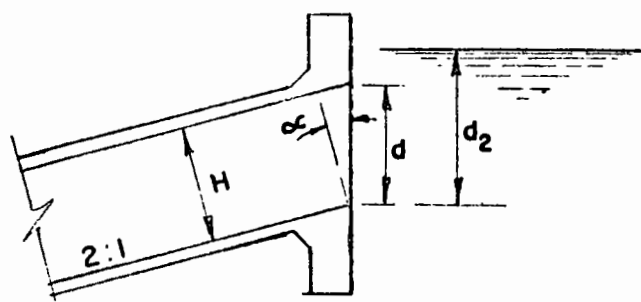
hv₂ = $\frac{1.059^2}{19.62}$ = 0.057

ht_s = 0.2 (0.087 - 0.057) = 0.006 m

Sustituyendo en (I)

3.296 + 0.057 - 0.006 = 3.347

El tirante supuesto es el correcto.



Cot α = 2
 α = 26°34'
 Cos α = $\frac{H}{d}$

d = $\frac{H}{\cos \alpha} = \frac{2.15}{0.89442} = 2.40$

% de ahogamiento = $\frac{3.296 - 2.40}{2.40} = 0.373$

% ahogamiento = 37.3 % > 10%

Bernoulli entre 2 y 3

d₃ + hv₃ + $\frac{P_3}{w}$ = d₂ + hv₂ + h_s (II)

h_s = pérdida de carga por salida = 0.2 Δhv

d₃ = altura interior del conducto

hv₃ = carga de velocidad en el conducto

$\frac{P_3}{w}$ = presión interior del agua en el punto 3

$$d_3 = 2.15 \text{ m} \quad d_2 = 3.296 \text{ m}$$

$$hv_3 = 0.138 \text{ m} \quad hv_2 = 0.057 \text{ m}$$

$$h_s = 0.2 (0.138 - 0.057) = 0.016 \text{ m}$$

Sustituyendo en II

$$2.15 + 0.138 + \frac{P_3}{v} = 3.296 + 0.057 + 0.016$$

$$\frac{P_3}{v} = 1.081 \text{ m}$$

Bernoulli entre 3 y 4

$$z_4 + d_4 + hv_e + \frac{P_4}{v} = d_3 + hv_3 + \frac{P_3}{v} + h_f + h_c$$

$$z_4 = \text{desnivel entre los puntos 3 y 4} = 0$$

$$d_4 = d_3$$

$$hv_e = hv_3$$

$$\frac{P_4}{v} = \frac{P_3}{v} + h_f + h_c \quad (\text{III})$$

h_f = pérdida de carga por fricción en el interior del conducto.

$$h_f = 0.001338 L \quad L = 48.10 \text{ m}$$

$$h_f = 0.001338 \times 48.10 = 0.064 \text{ m}$$

h_c = pérdida de carga por cambio de dirección del conducto.

$$h_c = C \sqrt{\frac{\Delta}{90^\circ}} hv_c$$

números de codos = 2

C = Coeficiente que está en función de la deflexión cuyo valor comunmente se adopta de 0.25 (según Hinds).

$$\Delta = \text{Angulo de la deflexión} = 26^\circ 34' = 26.57^\circ$$

$$hv_c = \text{Carga de velocidad en el conducto} = 0.138 \text{ m}$$

$$h_c = 2 \times 0.25 \sqrt{\frac{26.57^\circ}{90^\circ}} (0.138) = 0.037 \text{ m}$$

$$\frac{P_3}{v} = 1.001 \text{ m}$$

Sustituyendo en (III)

$$\frac{P}{w} = 1.081 + 0.064 + 0.037 = 1.182 \text{ m}$$

Bernoulli entre 4 y 5

$$d_5 + hv_5 = d_4 + hv_4 + \frac{P}{w} + h_e$$

d_5 = tirante a la entrada del conducto

hv_5 = carga de velocidad a la entrada del conducto

h_e = pérdida de carga por entrada = $0.1 \Delta v$

$$d_4 = 2.15 \text{ m}$$

$$hv_4 = 0.138 \text{ m}$$

$$\frac{P}{w} = 1.182 \text{ m}$$

$$d_5 + hv_5 - h_e = 2.15 + 0.138 + 1.182$$

$$d_5 + hv_5 - h_e = 3.47 \text{ m}$$

Suponiendo $d_5 = 3.426 \text{ m}$

$$A_5 = 1.75 \times 3.426 = 5.986 \text{ m}^2$$

$$v_5 = \frac{6.11}{5.986} = 1.019 \text{ m/seg}$$

$$hv_5 = \frac{1.019^2}{19.62} = 0.053 \text{ m}$$

$$h_e = 0.1 (0.138 - 0.053) = 0.009 \text{ m}$$

Sustituyendo en IV

$$3.426 + 0.053 - 0.009 = 3.47$$

Bernoulli entre 5 y 6

$$Z_6 + d_6 + hv_6 = d_5 + hv_5 + h_{te}$$

d_6 = tirante en el canal

hv_6 = carga de velocidad en el canal

$$Z_6 = \text{desnivel entre los puntos 5 y 6} = 1980.83 - 1978.83 = 2.00 \text{ m}$$

ht_e = pérdida de carga por transición exterior de entrada = 0.1 Δ hv

d₅ = 3.426 m

hv₅ = 0.053 m

d₆ + hv₆ - ht_e = 1.479 m(V)

Suponiendo d₆ = 1.40 m

A₆ = 1.40 (1.35 + 1.5 x 1.40) = 4.83 m²

v₆ = $\frac{6.11}{4.83}$ = 1.265 m/seg

hv₆ = $\frac{1.265^2}{19.62}$ = 0.082

ht_e = 0.1 (0.082 - 0.053) = 0.003

Sustituyendo en (V)

1.40 + 0.082 - 0.003 = 1.479

Resumen de pérdidas:

Transición de entrada	=	0.003 m
entrada	=	0.009 m
fricción	=	0.064 m
codos	=	0.037 m
salida	=	0.016 m
Transición de salida	=	<u>0.006 m</u>
Σ h	=	0.135 m

Bernoulli entre 1 y 6

z₆ + d₆ + hv₆ = z₁ + hv₁ + Σ h

z₆ = 1980.83 - 1980.72 = 0.11 m

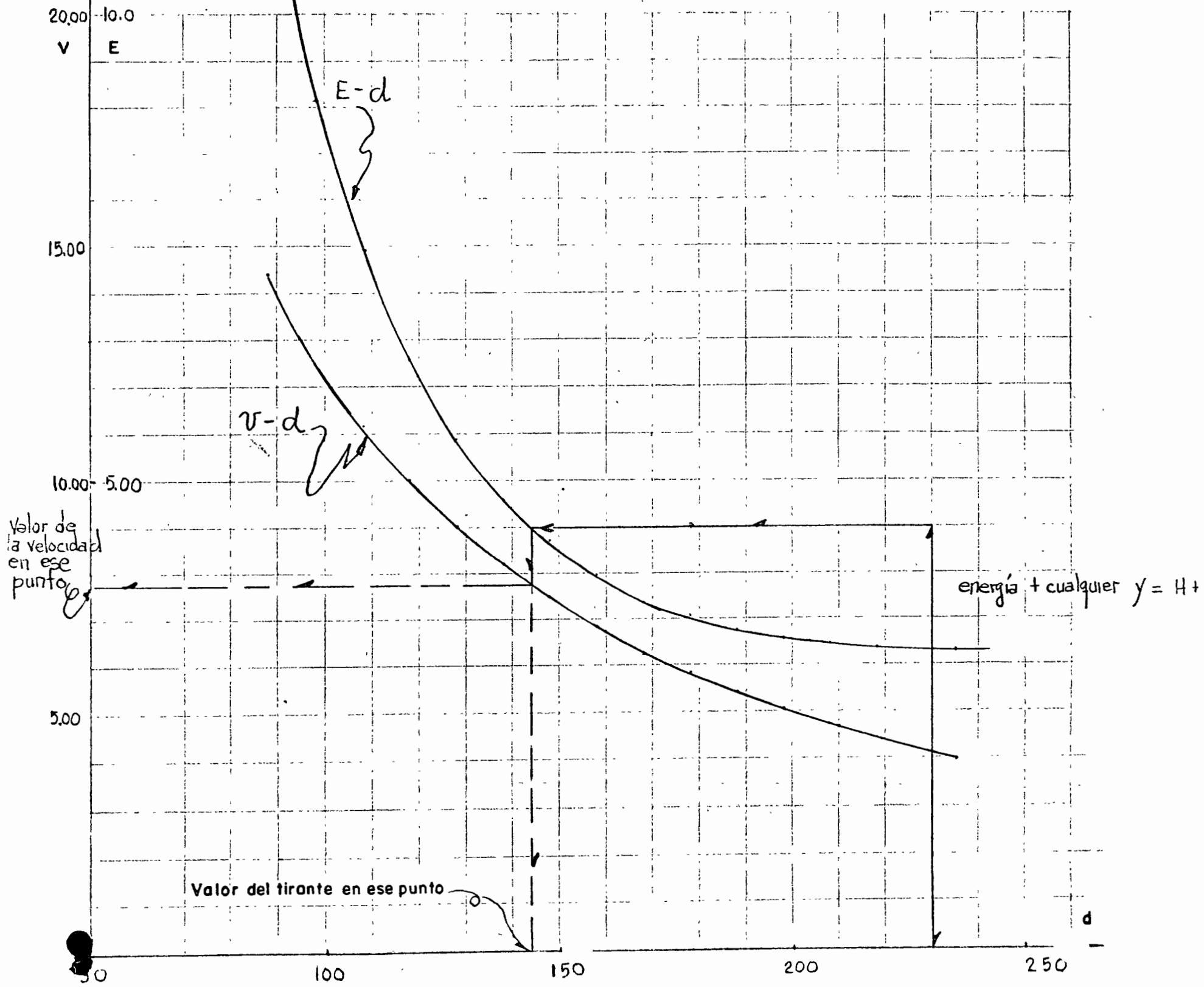
0.11 + 1.40 + 0.082 = 1.37 + 0.087 + 0.135

Carga disponible = 0.110 m

Suma de pérdidas = 0.135 m

Hay un remanso de 2.5 cm aguas arriba del conducto.





20.00
10.0
V E

E-d

v-d

Valor de la velocidad en ese punto

energía + cualquier $y = H + d$

Valor del tirante en ese punto

10.00 5.00

5.00

50

100

150

200

250

d

Sección en la Rápida.

Régimen Supercrítico.

$$Q = 80.00 \text{ m}^3/\text{seg}$$

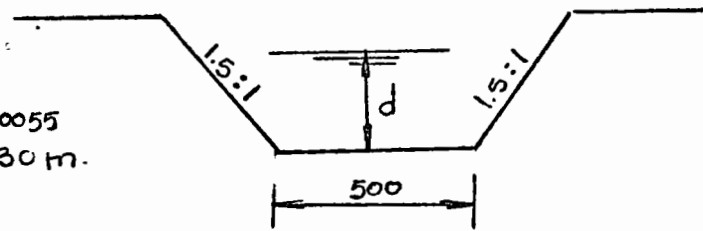
$$b = 5.00 \text{ m}$$

$$n = 0.015$$

$$t = 1.5 : 1$$

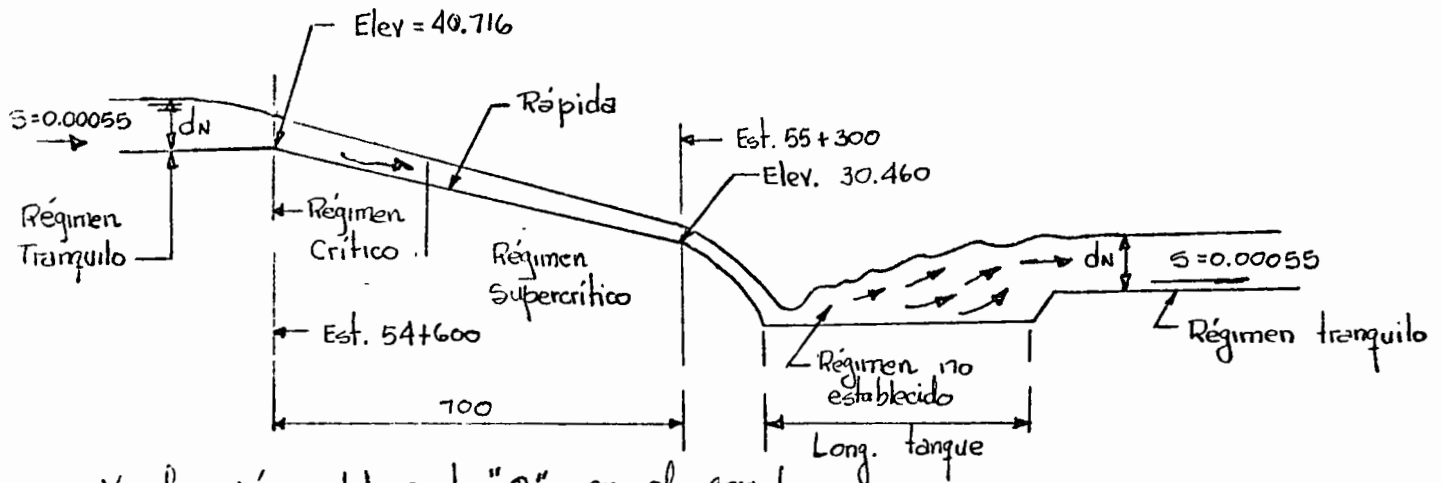
$$S = 0.00055$$

$$d = 3.30 \text{ m.}$$



Sección Rápida.

Suponemos que se normaliza el régimen de supercrítico a tranquilo de la Est. 54+600 con la elev. 40.716 (Comienza la rápida) a la Est 55+300 con la elev. 30+460



Verificación del gasto "Q" en el canal.

$$A.H.C = 5.00 \times 3.30 + 1.5 (3.30)^2 = 32.835 \text{ m}^2$$

$$\text{Perímetro} = 5.00 + 2 \times 3.30 \sqrt{1.5^2 + 1^2} = 16.898 \text{ m.}$$

$$\text{Radio hidráulico} = \frac{A}{P} = 1.943 \text{ m.} \quad r^{2/3} = 1.557 \text{ m.}$$

Aplicando la fórmula de Manning.

$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0.015} \times 1.557 \times 0.00055^{1/2} = 2.434 \text{ m/seg.}$$

$$Q = A \times v$$

$$Q = 32.835 \times 2.434 = 80.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Suponemos que la rápida tiene una longitud de 700m y que la caída empieza al terminar la rápida.

Elevación al empezar la rápida = 40.716

Elevación al terminar la rápida = 30.460

Desnivel = 10.256 m en una longitud de 700m

Determinando la pendiente de la rápida

$$S = \frac{H}{L} = \frac{10.256}{700} = 0.01465$$

En la rápida se conserva una plantilla "b" del canal de 5.00m. igual que la que tiene el canal.

1er Paso: Determinación de las condiciones críticas (sección de control)

Al empezar la rápida

Fórmula para canales trapezoidales $g = 9.81 \text{ m/seg}^2$

$$\frac{Q}{\sqrt{g} b^{5/2}} = \frac{80}{\sqrt{9.81} 5^{5/2}} = 0.4569 \doteq 0.457$$

$$\frac{d_c}{b} = 0.457 \quad \therefore d_c = 5.00 \times 0.457 = 2.35 \text{ m.}$$

Determinación de la velocidad crítica.

$$v_c = \frac{Q}{A_c}$$

$$Q = 80.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$A_c = b d_c + 1.5 d_c^2$$

$$A_c = 5.00 \times 2.35 + 1.5 (2.35)^2 = 20.033 \text{ m}^2$$

$$v_c = \frac{80}{20.033}$$

$$v_c = 3.99 \text{ m/seg.}$$

2do Paso: Determinación de los tirantes que se presentan en cada estación y de la estación en donde el régimen se uniformiza:

a) Para la obtención de lo anterior se calcula la tabla N°1 en

donde: t = tirante, A = Area, E = Energía Específica,

p = perímetro mojado, r = radio hidráulico, h_f = Pérdida por fricción

$$A = bt + 1.5t^2 \quad \text{Para nuestro caso}$$

$$E = t + \frac{v^2}{2g} \quad v = \frac{Q}{A}$$

$$p = b + 2t \sqrt{1.5^2 + 1^2}; \quad r = \frac{A}{p}$$

$$h_f = \left(\frac{vn}{r^{4/3}} \right)^2 \Delta L \quad \Delta L = 50 \text{ mts}$$

(Se escogió tramos de 50 mts) $n = 0.015$

$$h_f = \frac{n^2 \times 50}{K} \frac{v^2}{r^{4/3}}$$

$$h_f = 0.01125 \frac{v^2}{r^{4/3}}$$

$$h_f = 0.01125 \frac{v^2}{r^{4/3}}$$

$$H = \text{desnivel}; \quad v = \sqrt{2gh}; \quad v = \frac{Q}{A}$$

Cálculo del tirante al final de la rápida df.

Este se obtuvo de una manera aproximada empleando la fórmula de velocidad de caída libre, debido a la pendiente tan fuerte en la rápida

$$v = \sqrt{2gh} = \sqrt{19.62 \times 10.256}$$

$$H = 40.716 - 30.46 = 10.256 \text{ m.}$$

$$v = 14.22 \text{ m/seg.}$$

$$A = \frac{Q}{v} = 5.61 \text{ m}^2$$

$$A = 5df + 1.5df^2 = 5.61 \quad df = 0.88 \text{ m.}$$

Procedimiento de cálculo

Se hizo una aproximación de los tirantes para cada ΔL determinando la pendiente hidráulica con d_e y d_f , este intervalo lo dividimos entre el número de tramos que hay entre la estación 54+600 y 55+300, utilizando un $\Delta l = 50.00$ mts

La distribución del tirante se hizo de 0.10 mts por cada 50 mts.

b) Dibujo de la gráfica 'Energía Específica - Tirantes

Se grafican los valores de las columnas (2), (10) y (17)

Con esta gráfica obtenemos los tirantes reales que se presenten en toda la rápida o en cada estación de la rápida.

De la gráfica se obtuvieron los tirantes reales tomando en cuenta la ecuación de energía.

$$E_o + \Delta z = E_i + \Delta h f_i$$

$$E_i = E_o - \Delta h f_i + \Delta z$$

$$\Delta z = S \Delta l$$

De donde: $\Delta z = 0.0146 \times 50$

$$\Delta z = 0.73$$

Procedimiento a seguir:

A partir de la curva de E se levanta una vertical, cuyo valor es Δz , en seguida se traza una horizontal hasta interceptar la curva $E + hf$ de aquí se baja una vertical hasta el eje de las abscisas para localizar el tirante real en un punto de la rápida. Esta operación se repite hasta que $\Delta z = \Delta l$, cuando esto sucede el régimen se ha establecido.

TABLA No 1

Estacion	t	bt	t ²	1.5t ²	A	$v = \frac{Q}{A}$	v ²	$\frac{v^2}{2g}$	E	3.6t	p	r	r ^{4/3}	$\frac{v^2}{r^{4/3}}$	hf	E+hf
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
54+600	2.35	11.75	5.522	8.284	20.033	3.99	15.9	0.81	3.16	8.47	13.47	1.490	1.701	9.4	0.11	3.27
650	2.18	10.90	4.782	7.130	18.030	4.34	19.65	1.00	3.18	7.85	12.35	1.410	1.585	12.4	0.14	3.32
700	2.08	10.40	4.326	6.467	16.867	4.75	22.5	1.15	3.23	7.49	12.49	1.355	1.490	15.2	0.17	3.40
750	1.98	9.90	4.9201	5.883	15.785	5.08	25.80	1.315	3.295	7.14	12.14	1.301	1.426	18.2	0.205	3.50
800	1.88	9.40	3.5344	5.292	14.692	5.45	29.70	1.500	3.39	6.76	11.76	1.250	1.350	22.1	0.248	3.64
850	1.78	8.90	3.150	4.700	13.600	5.88	34.40	1.760	3.54	6.40	11.40	1.190	1.258	27.4	0.309	3.85
900	1.68	8.40	2.80	4.40	12.80	6.25	39.00	1.99	3.67	6.05	11.05	1.153	1.210	32.2	0.363	4.03
950	1.58	7.90	2.50	3.70	11.164	6.86	47.1	2.41	3.99	5.69	10.69	1.09	1.121	41.9	0.47	4.16
55+000	1.48	7.39	2.18	3.78	10.67	7.50	56.2	2.88	4.36	5.32	10.32	1.03	1.040		0.610	4.97
050	1.38	6.90	1.90	2.84	9.74	8.20	67.0	3.42	4.80	4.97	9.97	0.98	0.97	69.0	0.773	5.53
100	1.28	6.40	1.638	2.458	8.858	9.03	81.92	4.16	5.44	4.61	9.61	0.92	0.88	93.0	1.045	6.48
150	1.18	5.90	1.392	2.088	7.988	10.015	100.30	5.112	6.292	4.248	9.260	0.863	0.821	122.14	1.374	7.666
200	1.08	5.40	1.166	1.749	7.149	11.19	125.216	6.382	7.462	3.888	8.899	0.803	0.722	173.43	1.951	9.413
250	0.98	4.90	0.960	1.440	6.340	12.65	160.0	8.16	9.140	3.530	8.53	0.742	0.673	237.00	2.660	11.500
55+300	0.88	4.40	0.77	1.15	5.55	14.40	208	10.6	11.48	3.16	8.16	0.68	0.59	350	3.95	15.43

La tabla No 1 y la gráfica Energía Específica Tirantes se muestran a continuación.

3er Paso.

Dibujo de la rápida (con bordo libre)

4º paso DISEÑO DE LA CAIDA

DATOS HIDRAULICOS

Sección aguas arriba de la caída

Régimen Rápido (super crítico)

$$Q = 80.00 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$A = 10.124 \text{ m}^2$$

$$A = 5 \times 1.42 + 1.5 \times 1.42^2 = 10.1246 \text{ m}^2$$

$$n = 0.015$$

$$P = 10.11 \text{ m.}$$

$$v = \frac{80}{10.1246} = 7.90154 \text{ m/seg.}$$

$$b = 5.00 \text{ mts}$$

$$r = 1.00144 \text{ m.}$$

$$P = 5.00 + 3.6 \times 1.42 = 10.112 \text{ m.}$$

$$t = 1.42 \text{ mts}$$

$$r^{2/3} = 1.00$$

$$r = 1.00 \quad r^{2/3} = 1.0$$

$$S = 0.0146$$

$$v = 8.0 \text{ m/seg}$$

$$v = \frac{1}{0.015} \cdot 0.0146^{1/2} \times 1 = 0.0140$$

$$E = 4.80$$

Sección aguas abajo de la caída.

$$Q = 80 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$S = 0.0003$$

$$n = 0.015$$

$$K = 1.5$$

Cálculo de la velocidad.

Por Manning.

$$V_s = \frac{S^{1/2} r^{2/3}}{n} = \frac{0.0003^{1/2} r^{2/3}}{0.015}$$

$$V_s = 1.155 r^{2/3}$$

Procedimiento por medio de tanteos

1 tanteo $V_s = \text{tirante aguas abajo} = 3.85 \text{ mts}$

$$A = b y_s + K y_s^2 = 5 \times 3.85 + 1.5 \times 3.85^2$$

$$A = 41.46 \text{ m}^2$$

$$P = b + 2 y_s \sqrt{1 + K^2} = 5 + 13.9$$

$$P = 18.90 \text{ m.}$$

$$r = \frac{A}{P} = \frac{41.46}{18.90}$$

$$r = 2.2 \text{ m.} \quad r^{2/3} = 1.69$$

$$v_s = 1.155 \times 1.69$$

$$v_s = 1.94 \text{ m/seg} \quad v_s^2 = 3.75 \quad \frac{v_s^2}{2g} = 0.191$$

$$Q = v_s \cdot A = 1.94 \times 41.46$$

$$Q = 80.30 \text{ m}^3/\text{seg.} \text{ (correcto)} \doteq 80 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

5° Paso: Cálculo del perfil de la caída.

$$y = \frac{0.5}{H^{0.85}} (x+a)^{1.85} - b$$

$$\text{donde: } a = \left(\frac{5}{0.925} \right)^{1.176} \cdot E = \left(\frac{0.0146}{0.925} \right)^{1.176} \times 4.60$$

$$a = 0.033$$

$$b = \frac{0.5}{H^{0.85}} a^{1.85} = \frac{0.5}{4.60^{0.85}} \times 0.033^{1.85}$$

$$b = 0.000247$$

Ecuación General

$$y = \frac{0.5}{4.60^{0.85}} (x + 0.033)^{1.85} - 0.000247$$

$$y = 0.137 (x + 0.033)^{1.85} - 0.00027$$

Cálculo del perfil de la caída por medio de la tabla No 2

TABLA No 2

z	$x + 0.033$	$(x + 0.033)^{1.89}$	$1.37(x + 0.033)^{1.89}$	y	H + y
1	2	3	4	5	6
1	1.033	1.81	0.246	0.246	4.848
2	2.033	3.70	0.507	0.507	5.107
3	3.033	7.42	1.025	1.025	5.625
4	4.033	13.25	1.820	1.820	6.420
5	5.033	20.00	2.74	2.74	7.340
6	6.033	27.90	3.84	3.84	8.440
7	7.033	27.30	5.13	5.13	9.730
8	8.033	47.50	6.52	6.52	11.120
9	9.033	54.25	7.44	7.44	12.040
10	10.033	72.00	9.97	9.97	14.570

6° Paso : Dibujo del perfil de la caída

Se grafican las columnas (1) y la (5)

7° Paso: Determinación del perfil del agua en la caída.

a) Determinación de la tabla No 3 de la tabla No 1 y de la tabla No 2

TABLA No 3

t	v	E	H + y	d	v
1	2	3	4	5	6
0.88	14.40	11.48	4.848	1.37	8.30
0.98	12.65	9.14	5.107	1.32	8.70
1.08	11.79	7.46	5.625	1.25	9.30
1.18	10.02	6.29	6.420	1.17	10.10
1.28	9.03	5.44	7.340	1.09	11.10
1.38	8.20	4.80	8.440	1.02	12.00
1.48	7.50	4.36	9.730	0.95	13.10
1.58	6.86	3.99	11.120	0.89	14.00
1.68	6.25	3.67	12.04	0.85	14.00
1.78	5.68	3.54	14.57	0.75	17.50
1.88	5.45	3.39			
1.98	5.03	3.30			
2.08	4.75	3.23			
2.18	4.34	3.18			
2.35	3.99	3.16			

d = Conjugado menor se obtiene de la gráfica 2

b) Dibujo del perfil hidráulico de los conjugados menores.

8° Paso: Cálculo del perfil hidráulico de los conjugados mayores, de la energía específica y de la energía total. Esto se realiza por medio de la tabla No4 que a continuación se muestra donde:

B = Ancho de la plantilla.

K = talud.

v = velocidad a Régimen rápido.

d = Tirante a régimen rápido.

V = velocidad a Régimen tranquilo

D = tirante a Régimen tranquilo.

$$Y = \frac{v^2}{2gd} ; \quad t = \frac{B}{kd} ; \quad J = \frac{D}{d} ; \quad F = \frac{v}{\sqrt{gY^3}}$$

$$[D = \frac{d}{2} (\sqrt{1 + 8F^2} - 1)] \quad \text{para rectangulares}$$

En este caso D lo obtenemos de las tablas T-T-J entrando en gráficas para canales trapeziales.

Fórmula de Borda,

$$\Delta h_f = \frac{(V_{salida} - V)^2}{2g}$$

Perdida por salida.

V_s = Velocidad igual abajo

V = Velocidad conjugado mayor

$$E = D + \frac{v^2}{2g}$$

$$E_L = D + \frac{v^2}{2g} + \Delta h_f$$

$$K = \text{talud} = m$$

TABLA No 4

ELEVACION	d	v	v ²	2gd	r	·kd	t	J	D	A	V	$\frac{v^2}{2g}$	$D + \frac{v^2}{2g}$	$V_s - V$	$(V_s - V)^2$	Δh_f	EL
	1.37	8.30	68.9	26.9	2.56	2.05	2.44	2.7	3.7	39.0	2.07	0.21	3.91	0.12	0.01	0.00	3.92
	1.32	8.7	75.6	25.9	2.92	1.98	2.54	2.8	3.7	39.0	2.07	0.21	3.91	0.12	0.01	0.00	3.92
	1.25	9.30	86.5	24.5	3.53	1.87	2.68	3.0	3.75	39.9	2.01	0.21	3.96	0.06	0.00	0.00	3.96
	1.17	10.10	102.0	22.9	4.45	1.75	2.86	3.3	3.86	41.7	1.92	0.19	4.05	0.03	0.00	0.00	4.05
	1.09	11.10	132.0	21.6	5.70	1.63	3.07	3.8	4.14	46.3	1.73	0.15	4.29	0.22	0.07	0.00	4.29
	1.02	12.00	144.00	20.0	7.20	1.53	3.27	4.3	4.34	50.0	1.63	0.13	4.47	0.35	1.10	0.06	4.53
	0.95	13.10	172.0	18.7	9.20	1.43	3.50	4.8	4.55	53.8	1.49	0.11	4.66	0.45	1.42	0.07	4.73
	0.89	14.00	196.0	17.5	11.20	1.31	3.73	5.3	4.72	57.0	1.41	0.10	4.82	0.54	1.70	0.09	4.91
	0.85	14.90	222.0	16.7	13.30	1.26	3.91	5.8	4.93	61.0	1.31	0.09	5.02	0.64	2.08	0.11	5.13
	0.75	17.50	306.0	14.7	20.80	1.13	4.43	7.0	5.25	67.3	1.19	0.06	5.33	0.76	2.39	0.12	5.45

9º Paso

Dibujo de los perfiles siguientes:

$$D, \quad D + \frac{v^2}{2g}, \quad D + \frac{v^2}{2g} + \Delta hf.$$

10.- Paso

Determinación de los conjugados mayor y menor

Esto se realiza siguiendo o prolongando la recta de Energía Específica del canal aguas abajo hasta cortar a la curva de Energía Total $D + \frac{v^2}{2g} + \Delta hf.$ en la vertical a ese punto, en la curva D se presentará el conjugado mayor y en la intersección con la curva d se presentará el conjugado menor.

11. Paso

Determinación de la profundidad del tanque amortiguador.

La profundidad del tanque amortiguador se mide del nivel de la plantilla del canal aguas abajo (30.050), con la intersección de la línea vertical con el perfil de la caída esto si no se le deja un 3 a 5% de ahogamiento, pero si se cumple con la especificación de que se debe dejar un 5% de ahogamiento pero que el salto hidráulico no se barra se debe profundizar un poco más el tanque como se muestra en la figura anexa.

12. Paso

Determinación de la longitud del tanque amortiguador.

Por especificaciones.

$$L = 5 (D - d)$$

$$\text{Para nuestro caso: } L = 5 (4.55 - 9.6) = 5 \times 3.60$$

$$L = 18.00 \text{ mts.}$$

$$\text{Colchón: } 0.18 + 4.55 = 3.85 + 0.19 + p$$
$$p = 69 \text{ cm colchón mínimo de 50 cm.}$$

Pero debe tener el 5% de ahogamiento

$$p = 0.69 + 0.05 \times 4.55$$

$$p = 92 \text{ cm.}$$

**SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS.
DIRECCION DE PROYECTOS.
DEPARTAMENTO DE CANALES**

PROLONGACION CANAL PRINCIPAL HUMAYA.

Km - 158 + 000 Toma Lat, Izq.

Plano general y estructural.

Según perfil se tiene:

$Q = 45 \text{ m}^3/\text{seg}$

$B.L. = 0.60 \text{ m}$

$b = 4.50 \text{ m}$

$d = 3.90 \text{ m}$

Elev. Km: 157 + 000 = 37.102

$S = 0.0001$

Datos hidráulicos del canal lateral

$Q = 13.325 \text{ m}^3/\text{seg}$

$A = 6.24 \text{ m}^2$

$v = 2.136 \text{ m}/\text{seg}$

$b = 1.70 \text{ m}$

$d = 1.55 \text{ m}$

$n = 0.015$
 $s = 0.0071$
 $t = 1.5:1$
 $b.l. = 0.30 \text{ m}$

Datos hidráulicos del canal principal

$A = bd + md^2 =$

$A = 4.5 \times 3.9 + 1.5 (3.9)^2 = 40.365 \text{ m}^2$

$v = Q/A = 45.00/40.365 = 1.115 \text{ m}/\text{seg}$

$p = b + 2d \sqrt{1 + m^2} = 4.5 + 2 \times 3.9 \sqrt{3.25^2} = 18.54 \text{ m}$

$r = A/p = 40.365/18.54 = 2.18 \text{ m}$
 $r^{2/3} = (1.77)^{2/3} = 1.681$

$v = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2} = \frac{1}{0.015} \times 1.681 \times 0.01 = 1.12$

Elevaciones

Km - 158 + 000 = 37.102 - 0.10 = Elev. 37.002

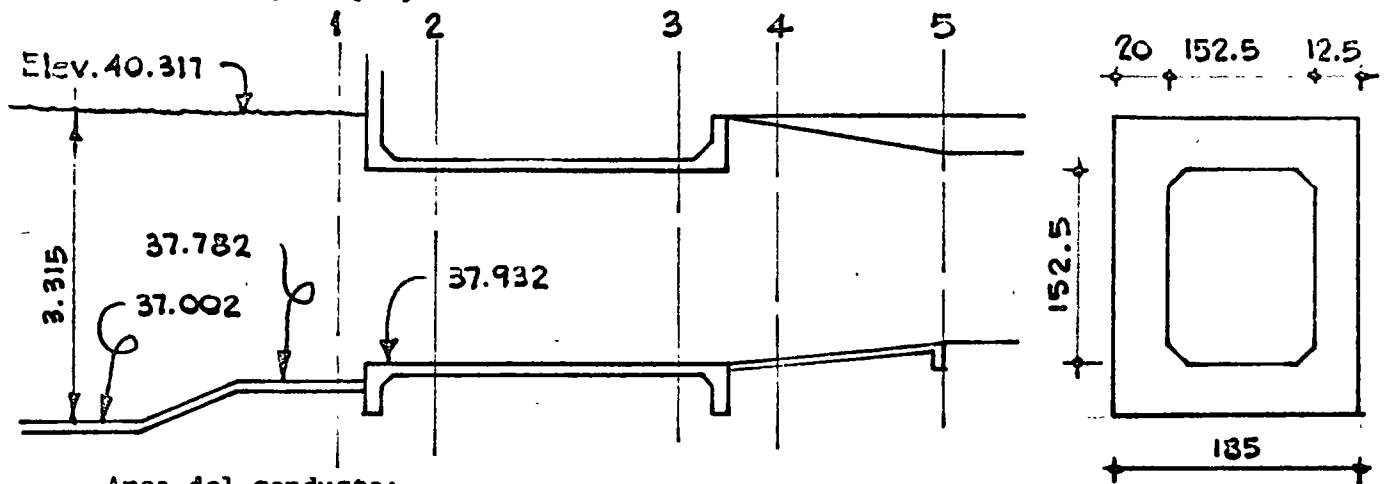
N.N.A. = 37.002 + 3.90 = 40.902 m/s.n.m.

N. concreto = 40.902 + 0.60 = 41.502 m/s.n.m.

Para una mejor operación de la toma, se diseña con un tirante en el canal principal del 85% del tirante normal.

$$\therefore 3.90 \times 0.85 = 3.315 \text{ m}$$

o sea "d" para proyecto = 3.315 m



Area del conductor:

$$A = 152.5 \times 152.5 - 2 \times 15 \times 15 = 2.28 \text{ m}^2$$

$$Q/2 = 13.325/2 = 6.6625 \text{ m}^3/\text{seg} \quad \therefore v = 6.6625/2.28 = 2.922 \approx 2.93$$

Bernoulli

$$d_1 + \frac{P_1}{w} + \frac{v_1^2}{2g} = d_2 + \frac{P_2}{w} + \frac{v_2^2}{2g} + K_e \frac{v_c^2}{2g}$$

$$2.385 = 1.525 + \frac{P_2}{w} + \frac{(2.93)^2}{19.6} + 0.2 \frac{(2.93)^2}{19.6}$$

$$\frac{P_2}{w} = 2.385 - 1.525 - 0.438 - 0.0876 = 0.334$$

$$= \frac{P_2}{w}$$

Entre 2-3

$$d_2 + \frac{P_2}{w} + \frac{v_2^2}{2g} = d_3 + \frac{P_3}{w} + \frac{v_3^2}{2g} + hf$$

$$0.334 = \frac{P_3}{w} + hf$$

$$hf = \left(\frac{v_c N}{r 2/3} \right)^2 L = \left(\frac{2.93 \times 0.015}{0.5394} \right)^2 12.0 = 0.079$$

$$\frac{P_3}{w} = 0.334 - 0.079 = 0.255 \text{ m}$$

$$= \frac{P_3}{w}$$

$$d_3 + \frac{P_3}{w} + \frac{v_3^2}{2g} = d_4 + \frac{P_4}{w} + \frac{v_4^2}{2g} + 0.4 hv_4$$

$$1.525 + 0.255 + 0.438 = d_4 + 1.4 \frac{v_4^2}{2g}$$

Suponiendo $d_4 = 1.75$

$$A = 1.75 \times 3.30 = 5.775$$

$$p = 2 \times 1.75 + 3.30 = 6.80$$

$$r = 5.775/6.80 = 0.85$$

$$v = 13.325/5.775 = 2.307 \text{ m/s} ; \left(\frac{2.307}{19.6}\right)^2 = 0.271$$

$$2.218 \neq 2.13$$

Suponiendo $d = 1.77 \text{ m}$

$$A = 177 \times 3.30 = 5.841 \text{ m}^2$$

$$V = 13.325/5.841 = 2.281 \text{ m/s} \quad v^2/2g = (2.281)^2/19.6 = 0.265$$

$$E = 1.77 + 1.4 \times 0.265 = 1.77 + 0.371 = 2.141 \neq 2.218$$

Suponiendo $d = 1.90 \text{ m}$

$$A = 1.90 \times 3.30 = 6.27 \text{ m}^2$$

$$V_4 = 13.325/6.27 = 2.125 \quad v^2/2g = (2.125)^2/19.6 = 0.23$$

$$1.90 + 0.32 = 2.22 \approx 2.218 \therefore d_4 = 1.90 \text{ m}$$

Secciones 4-5

$$d_4 + hv_4 = Z + d_5 + hv_5 + 0.2 (hv_4 - hv_5) \quad hv_5 = (2.136)^2/19.6 = 0.23$$

$$1.90 + 0.23 = Z + 1.55 + 0.23 \therefore Z = 0.35$$

Pérdidas

1. Por entrada - 0.0876
2. Por fricción - 0.0790
3. Por salida - 0.0920
4. Por transición $\frac{-0.0000}{0.2586} \approx 26 \text{ cm}$

Elev. conducto	=	37.932
	+ Z =	35
Elev. plant. del canal	=	38.282
+ tirante		1.55
Espejo del agua	=	39.832
pérdidas	=	.258
		40.090
hv_5	=	23
		40.320 \approx 40.317

Comprobación de la Sec. 5 a la 1

$$Z + d_5 + \frac{P_5}{v} + \frac{hv_5}{v} = d_4 + \frac{P_4}{v} + hv_4 - 0.2 (hv_4 - hv_5)$$

$$0.35 + 1.55 + (2.0)^2/19.6 = d_4 + hv_4 - 0.2 hv_4 + 0.2 \times 0.204$$

$$2.104 = d_4 + 0.8 hv_4 + 0.041$$

$$d_4 + 0.8 hv_4 = 2.063$$

Suponiendo $d = 1.90$

$$A = 1.90 \times 3.30 = 6.27 \text{ m}^2$$

Comprobación de los datos hidráulicos del lateral.

$$Q = 13.325 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$A = bd + md^2 = 1.7 \times 1.55 + 1.5 (1.55)^2 = 6.23875 \approx 6.24 \text{ m}^2$$

$$v = 13.325/6.23875 = 2.13584 \approx 2.136 \text{ m/seg}$$

$$p = b + 2d \sqrt{1+m^2} = 1.7 + 2 \times 1.55 \sqrt{3.25} = 1.7 + 5.5893 = 7.2893 \text{ m}$$

$$r = 6.23875/7.2893 = 0.855877 \approx 0.86 \quad r^{2/3} = 0.904$$

$$v = \frac{1}{0.015} \times 0.904 \times 0.0332 = 2.000853 \approx 2.0 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Como esta velocidad no checa con la anterior, se presentan varias alternativas.

1. Ajustar el tirante "d".
2. Ampliar la plantilla
3. Abatir los taludes
4. Cambiar la pendiente
5. cambiar el gasto
6. otras

Según la gráfica de Areas-Capacidades el gasto que se necesita para este lateral es de aproximadamente 11.00 m³/seg. Se procede entonces a cambiar el gasto ya que las características del canal fueron enviadas de la oficina del campo y al mismo tiempo se tiene un margen de seguridad en el gasto de 1.48 m³/seg.

$$Q = V A = 2.0 \times 6.24 = 12.48 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Datos hidráulicos para un conducto.

$$Q = 12.48/2 = 6.24 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$A = (1.525)^2 - 2 (0.15)^2 = 2.325625 - 0.045 = 2.280625 \approx 2.28 \text{ m}^2$$

$$v_c = Q/A = 6.24/2.28 = 2.736842 \approx 2.736 \text{ m/seg}$$

$$p = 4 \times 1.225 + 4 \times 0.212 = 4.9 + 0.848 = 5.748 \text{ m}$$

$$r = 2.28/5.748 = 0.396659 \approx 0.397 \therefore r^{2/3} = 0.540$$

$$v_4 = 12.48/6.27 = 1.99043 \quad 1.99 \quad hv_4 = 0.202$$

$$1.90 + 0.8 \times 2.02 = 1.90 + 0.1616 = 2.0616 \quad 2.062 \quad 2.063 \quad \text{ok}$$

Entre secciones (4) y (3)

$$d_4 + hv_4 + 0.4 hv_4 = d_3 + \frac{P_3}{w} + hv_3$$

$$1.900 + 0.2828 = 1.525 + 0.382 + \frac{P_3}{w} \quad ; \quad hv_3 = 0.382$$

$$2.1828 - 1.525 - 0.382 = \frac{P_3}{w} = 0.2758 \approx 0.276$$

Entre secciones (3) y (2)

$$d/3 + \frac{P_3}{w} + hv_3 + hf = d_2 + \frac{P_2}{w} + hv_2$$

$$hf = \left(\frac{Vc N}{r^{2/3}} \right)^2 L = \left(\frac{2.736 \times 0.015}{0.540} \right)^2 = 0.058 \quad hf = 0.058$$

$$\frac{P_2}{w} = \frac{P_3}{w} + hf = 0.276 + 0.058 = 0.334$$

Entre secciones (2) y (1)

$$d_2 + \frac{P_2}{w} + hv_2 + Ke \frac{Vc^2}{2g} = d_1 \quad P_{1-2} = 0.076$$

$$D_1 = 1.525 + 0.334 + 0.382 + 0.2 \times 0.382 = 2.317$$

Σ Pérdidas

Entrada	0.076	N.N.A. C. Lat. =	39.832
fricción	0.058	$\Sigma P_1 = 5$	= 215
salida	0.081		40.047
transición	<u>0.000</u>	+ hv ₅	= 204
	0.215	E total	= 40.251

$$N.N.A. C.P. = 40.317 - E \text{ total} = 40.251 = 0.066 \text{ carga disponible.}$$

México, D. F., junio de 1972.

'eede



DETERMINACION DEL PESO VOLUMETRICO MAXIMO EN SUELOS CON AGREGADOS GRUESOS HASTA DE 2.54 cm (1")

1.- OBJETO DE LA PRUEBA

- a) Determinar el peso volumétrico máximo que puede alcanzar un material con un procedimiento definido de compactación, así como la humedad óptima a la que se obtiene dicha compactación.
- b) Obtener el grado de compactación alcanzado por el material durante la construcción, relacionando el peso volumétrico determinado en el lugar con el peso volumétrico máximo obtenido en esta prueba.

2.- GENERALIDADES

El tipo de compactación de carga estática, que se aplica en la prueba puede compararse en forma hasta cierto punto relativa con el tipo de compactación que se obtiene con los rodillos lisos ó neumáticos y en general con la de cualquier equipo que compacte el suelo de arriba hacia abajo.

3.- LIMITACION DE LA PRUEBA

Esta prueba está limitada a los suelos que pasen totalmente por la malla de 1". Deberá efectuarse también en los suelos finos en que la prueba Proctor S.R.H. no puede verificarse, es decir en las arenas de río o de mina, arenas producto de trituración, tezontles francamente arenosos y en general en todos los materiales que carezcan de cementación.

4.- EQUIPO DE PRUEBA

Un molde cilíndrico de compactación de 15.25 cm (6") - de diámetro interior y 20.32 cm (8") de altura, provisto de una base con dispositivos para sujetar el cilindro.

Una máquina de compresión con capacidad mínima de 40 - ton. y 100 kg de aproximación.

Una varilla metálica de 1.9 cm de diámetro (3/4") y - 30 cm de longitud con punta de bala, para el picado del material en el molde.

Una placa circular para transmitir la carga, con diámetro de 15 cm ligeramente menor que el diámetro interior del cilindro, que pueda adaptarse al vástago que transmite la carga al material (anexo No. 1).

Una malla de (1") 25.4 milímetros.

Una malla del No. 4

Una balanza de 10 kg de capacidad mínima y sensibilidad de 1 g.

Una balanza de sensibilidad de un centésimo (0.01) de - gramo.

Cápsulas para determinación de humedad.

Un horno que mantenga temperatura constante entre 100° y 110° C.

Charolas de lámina galvanizada.

Una probeta graduada de (500) quinientos centímetros cúbicos.

Una probeta graduada de (1000) mil centímetros cúbicos.

Una regla metálica de 15 cm graduada en mm ó un vernier.

1.- PREPARACION DE LA MUESTRA

La muestra para efectuar ésta prueba deberá pesar aproximadamente 16 kg y se secará puesta al sol ó bien en charolas de lámina en un horno a temperatura de 40 a 50° C.

Debe ponerse especial atención a que el secado de la muestra no se haga a temperaturas elevadas, para evitar una alteración de la plasticidad, lo cual conducirá a resultados erróneos en las pruebas a que se va a sujetar posteriormente el material.

Cuando la muestra llegue al Laboratorio con una humedad que permita su disgregación, no será necesario someterla al proceso de secado anteriormente indicado.

Inmediatamente después del secado, cuando lo requiere el material, se procederá a la disgregación de la muestra separando los diferentes tamaños que lo forman para que pueda ser mezclada uniformemente y cuarteada posteriormente, obteniendo porciones representativas de la misma para efectuar en ellas las diferentes pruebas a que va a ser sometido el material.

En materiales no cohesivos esta separación es fácil de efectuar no así en el caso de materiales granulares cementados ó en el de rocas alteradas en donde el mate-

rial va reduciéndose de tamaño a medida que avanza el proceso de disgregación hasta quedar reducido a polvo - al terminar el proceso.

En estos casos se debe decidir hasta donde se lleva el proceso de disgregación de acuerdo con el uso a que va ser destinado el material y el equipo y procedimiento de construcción que van a ser empleados.

Para efectuar la disgregación de la muestra, se utiliza un mazo de madera de forma de prisma cuadrangular de las siguientes dimensiones:

Altura 15 cm y base 10 cm por lado, debiendo tener el mango en la cara posterior a la base. El peso del mazo debe ser de 1 kg aproximadamente.

El mazo deberá estar forrado en su base por una cubierta de cuero ó baqueta, sujeta a los lados del mazo por medio de clavos y además deberá colocarse un cincho de fleje debidamente clavado (fig. No. 1).

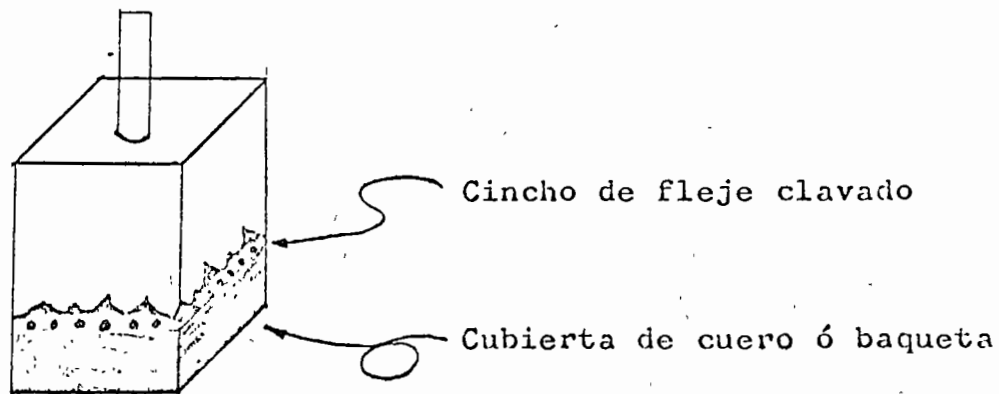


FIGURA No. 1

La disgregación del material deberá hacerse en una charola de lámina.

El mazo deberá caer verticalmente sobre el material y la altura de caída no deberá exceder de 20 cm. La forma de proceder es la siguiente:

Deberá primero cribarse todo el material a través de la malla No. 4. El material retenido se cribará nuevamente por la malla de 2" golpeando con el mazo el material retenido en la malla hasta obtener partículas que ya no sean disgregables. El material ya maceado se cribará por la malla de 2" juntándose el material que pasa la malla con el obtenido en la primera operación de cribado a través de la misma malla. Se repetirá esta misma operación de cribado a través de la malla de 1", maceando el retenido etc. y repitiendo el procedimiento empleando, la malla de 3/8" y la malla No. 4, se combinan finalmente todos los productos obtenidos en estas operaciones para constituir la muestra que va a ser mezclada y cuarteada en la siguiente etapa de preparación de la muestra.

De la muestra ya disgregada deberán tomarse por cuarteo las diferentes porciones necesarias para efectuar las pruebas.

Dichas porciones deberán ser todas ellas representativas de la muestra original.

Es conveniente hacer hincapié en la importancia tan grande que tiene el hecho de que las porciones de las muestras con las que van a efectuarse las diversas pruebas que sirven para juzgar la calidad del material, sean verdaderamente representativas de ella, pues de otra manera se tendrían datos erróneos que conducirán a un falso conocimiento del material que va a ser ensayado.

El procedimiento para efectuar el cuarteo puede verse -

en el Manual de Mecánica de Suelos de la Secretaría de Recursos Hidráulicos.

Una vez lograda la disgregación de los grumos, la muestra se tamiza por la malla de 1". Se toman porciones representativas de 4 kg del material que paso la malla de 1" para las determinaciones que se indican a continuación.

6.- PROCEDIMIENTO DE LA PRUEBA.

La humedad óptima de compactación es la humedad requerida por el suelo para alcanzar su peso volumétrico - seco máximo cuando es compactado con una carga unitaria de 140.6 kg/cm².

Para obtener el peso volumétrico seco máximo y la humedad óptima se sigue el procedimiento que a continuación se expone:

Se incorpora cierta cantidad de agua, cuyo volúmen se anota, a los 4 kg de material preparado de acuerdo - con el inciso 5 (fotografía No 2 y 3) y una vez lograda la distribución homogénea de la humedad, se coloca en tres capas dentro del molde de prueba y a cada una de ellas se le dan 25 golpes con la varilla metálica - (fotografía No 4 y 5). El varillado no debe interesar más que una sola capa cada vez.

Al terminar la colocación de la última capa se compacta el material aplicando carga uniforme y lentamente hasta alcanzar la presión de 140.6 kg/cm² en un tiempo de 5 - minutos la que debe mantenerse durante un (1) minuto e inmediatamente hacer la descarga lentamente en el siguiente minuto (fotografía No. 6). Si al llegar a la carga máxima no se humedece la base del molde, la humedad del espécimen es inferior a la óptima.

A otra porción de 4 kg de material se le adiciona una cantidad de agua igual a la del espécimen anterior más 30 c.c. y se repite el proceso descrito. Si al aplicar

la carga máxima se observa que se humedece la base del molde por haberse iniciado la expulsión de agua, el material se encuentra con una humedad ligeramente mayor que la óptima de compactación.

Para fines prácticos es conveniente considerar que el espécimen se encuentra con su humedad óptima cuando se inicia el humedecimiento de la base del molde, siendo esta humedad la adecuada para efectuar la compactación.

Se determina la altura del espécimen, restando la altura entre la cara superior de éste y el borde del molde, de la altura total del molde y con este dato se calcula el volúmen del espécimen (fotografía No. 7).

Se pesa el espécimen con el molde de compactación y se calcula el peso volumétrico húmedo con la siguiente fórmula

$$\gamma_w = \frac{P_i - P_t}{V}$$

DONDE: γ_w = Peso volumétrico húmedo en kg/m³

P_i = Peso del espécimen húmedo + peso del molde en gramos.

P_t = Peso del molde en gramos

V = Volúmen del espécimen en lt

Se extrae el espécimen del molde y se pone a secar, teniendo cuidado de no perder material en la manipulación, a una temperatura constante de 100 a 110° C - hasta peso constante. Se deja enfriar el material y se pesa nuevamente para calcular la humedad con la siguiente fórmula:

$$w = \frac{P_i - P_t - P_s}{P_s} \times 100$$

DONDE: w = Contenido de humedad, en por ciento

P_s = Peso del material seco en gramos

El peso volumétrico seco se calcula con la fórmula:

$$\gamma_s = \frac{w}{100 + w} \times 100$$

DONDE: γ_s = Peso volumétrico seco en kg/m³.

La humedad puede determinarse también mediante un testigo tomado del espécimen.

En caso de que en la segunda determinación no se humedezca la base del molde al aplicar la carga máxima, se prepara una nueva muestra incrementando la cantidad de agua en 80 cc con respecto a la cantidad empleada anteriormente y se repite el proceso de compactación.

Este mismo proceso de la prueba se continúa hasta lograr que se inicie el humedecimiento de la base del molde.

DETERMINACION DEL PESO VOLUMETRICO EN EL LUGAR

La prueba consiste en excavar una cala (pozo) en el terraplén; para materiales finos que pasen por la malla No. 4, de quince (15) centímetros de diámetro ó de lado y quince (15) centímetros de profundidad ó profundidad igual al espesor de la capa de suelo.

Para materiales con agregado grueso hasta de 2.54 cm (1") la cala será; veinticinco a treinta (25 y 30) centímetros de diámetro ó de lado y veinte (20) centímetros de profundidad ó profundidad igual al espesor de la capa de suelo.

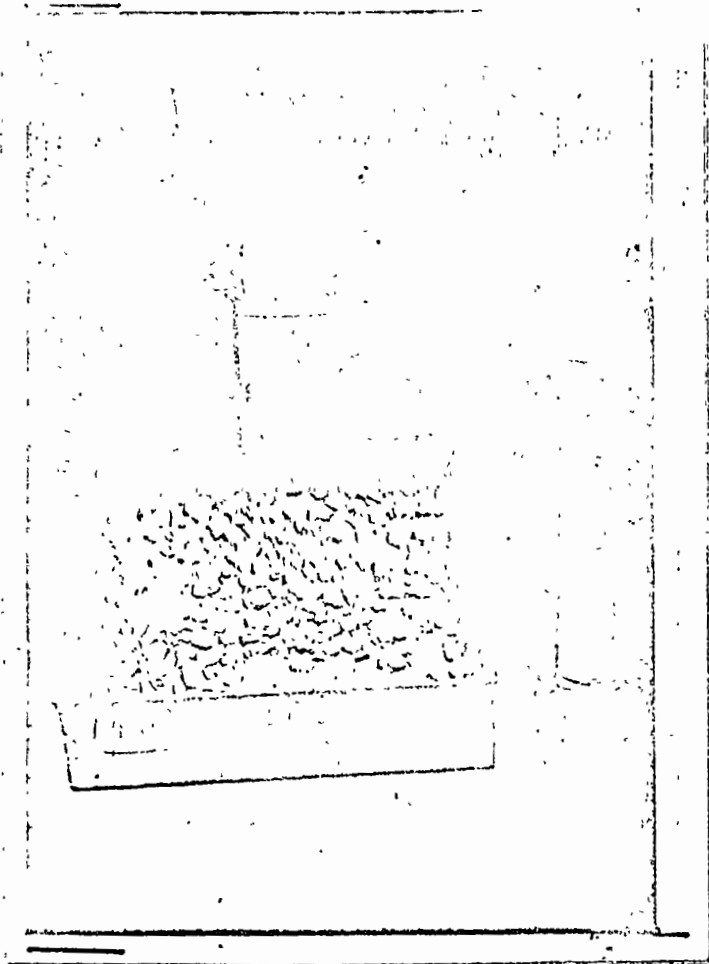
Cuando se pretenda determinar el peso volumétrico en el lugar de un material que contenga partículas mayores de 2.54 cm (1") será necesario hacer la determinación únicamente del peso volumétrico del material menor del tamaño indicado. En este caso todo el material extraído de la excavación deberá cribarse por la malla de 2.54 mm (1") y el retenido deberá colocarse dentro de la arena al tiempo que se vaya vaciando ésta dentro de la excavación. En esta forma quedará cubicado el volumen del material que pasa la malla ya mencionada. Esta porción deberá pesarse para calcular el peso volumétrico, al mismo tiempo se determinará el contenido de agua del material.

El peso volumétrico seco se calcula, dividiendo el peso de los sólidos secos contenidos en la cala entre el volumen de la misma.

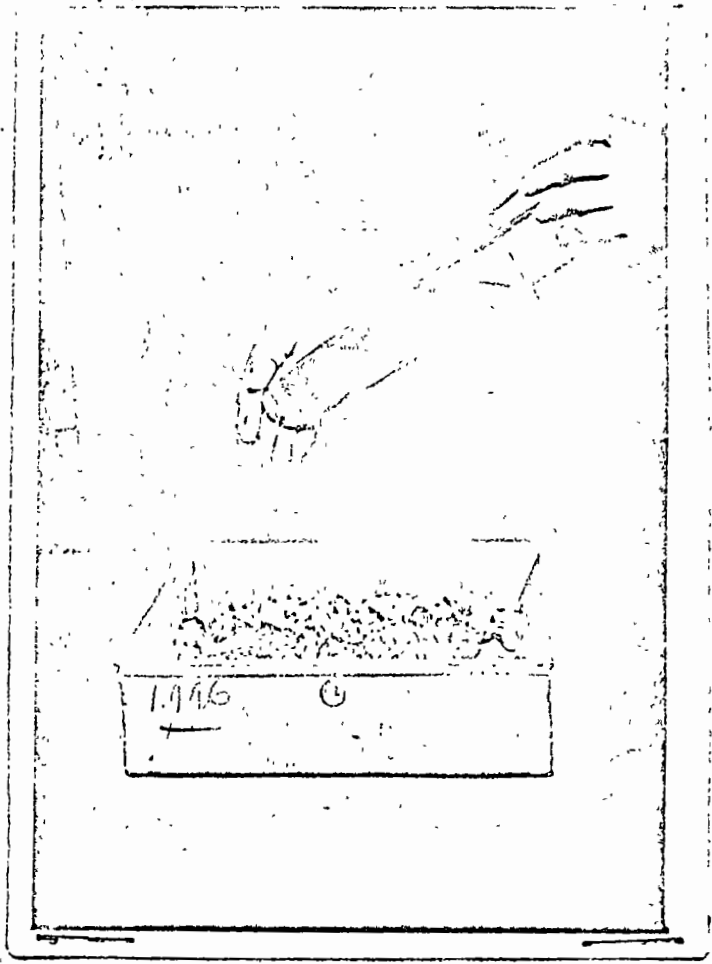
El volumen de la cala puede determinarse con arena de Ottawa, que pasa la malla No. 20 (0.84 mm) y es retenida en la malla No. 30 (0.59 mm) ó cualquier arena uniforme de granos redondeados cuya granulometría sea parecida a la arena de Ottawa.

OFICINA DE NORMAS Y CONTROL
DE CALIDAD.

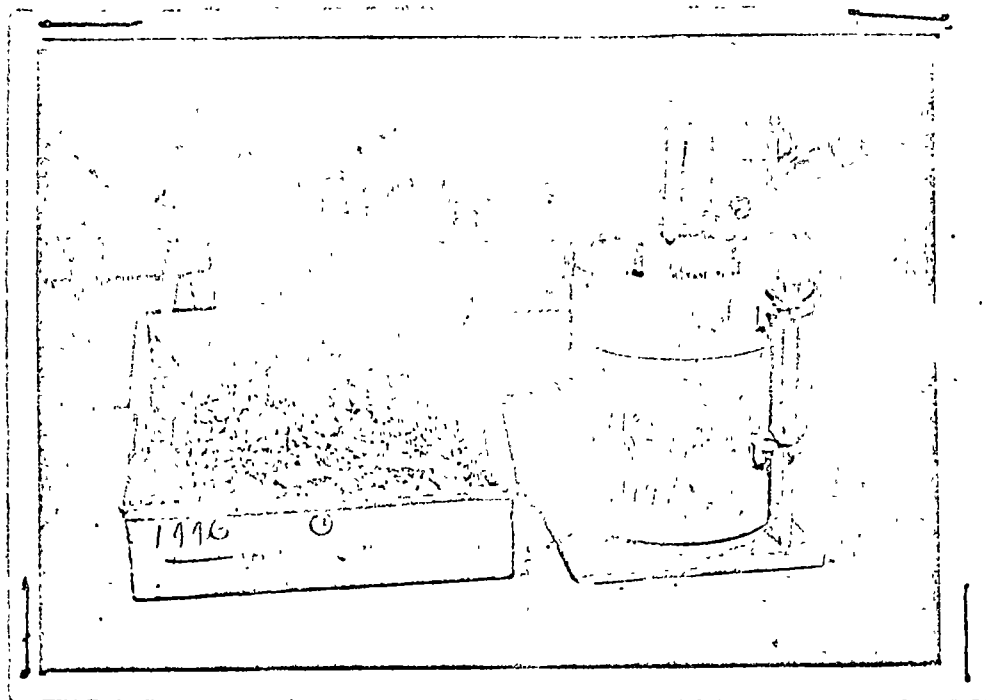
México, D. F., Septiembre de 1971.



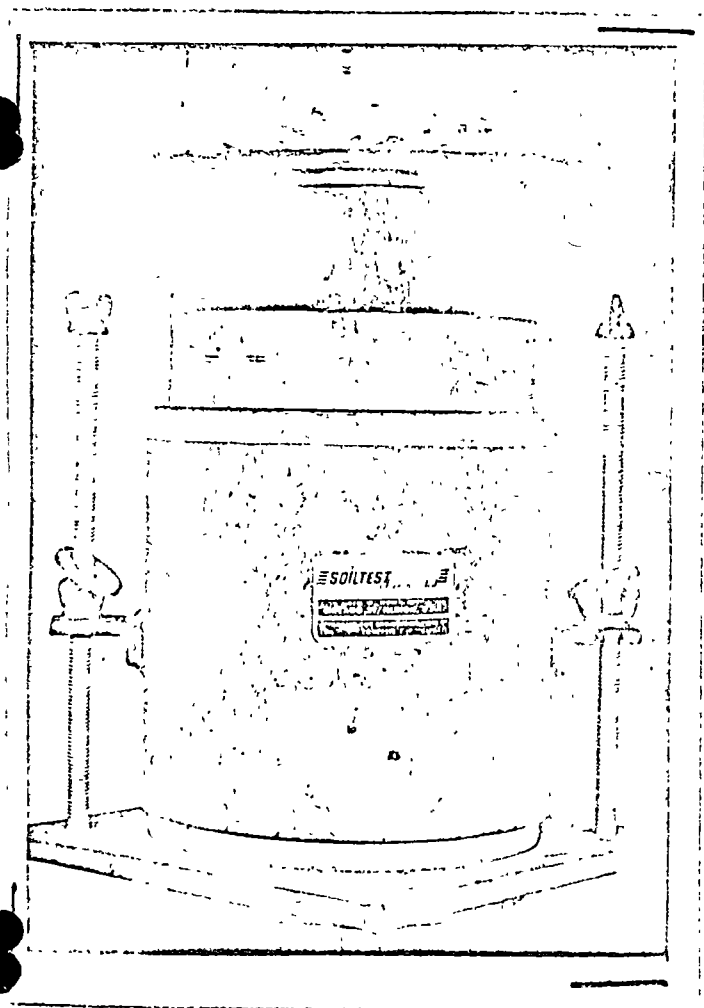
Fotografía N° 1
EQUIPO Y MUESTRA PREPARADA



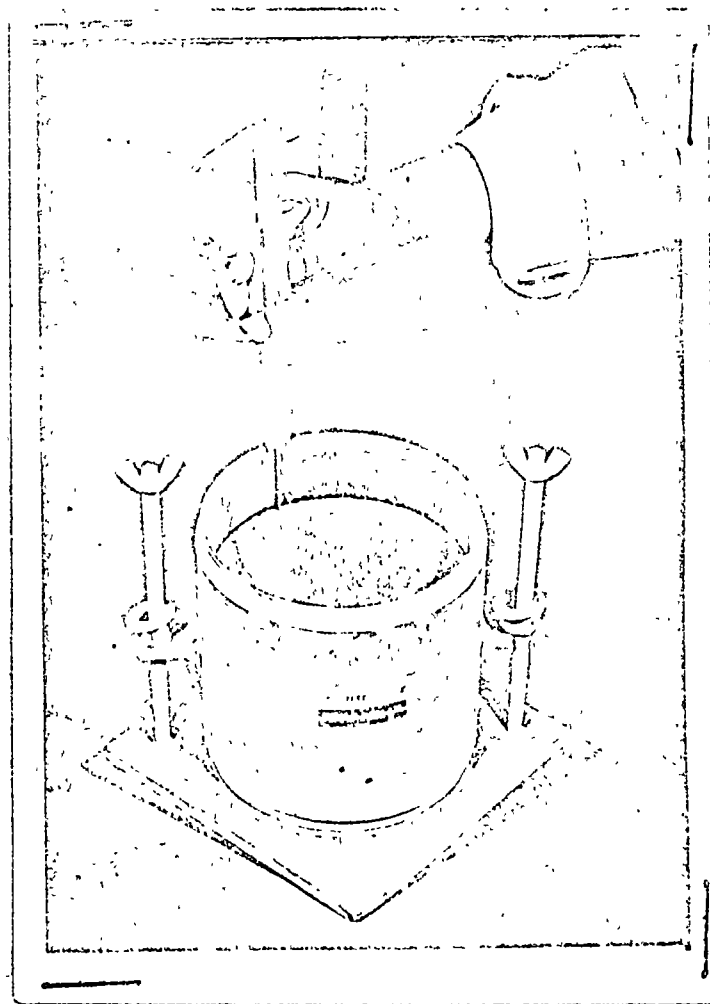
Fotografía N° 2
AGREGANDO AGUA AL MATERIAL



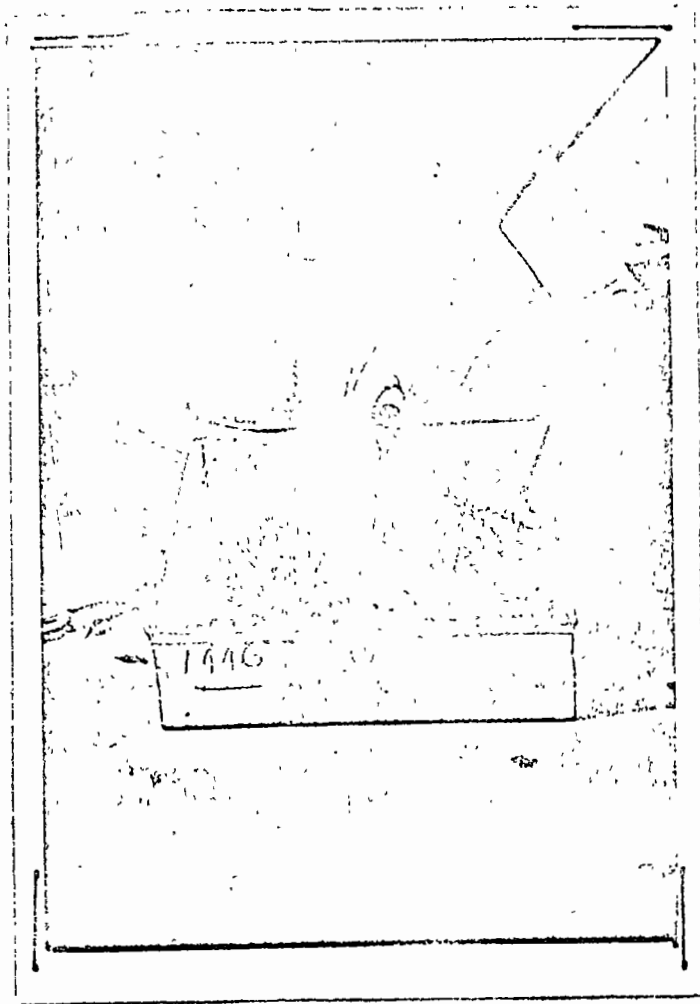
Fotografía N° 5
ACOMODANDO EL MATERIAL CON LA VARILLA DE ACERO



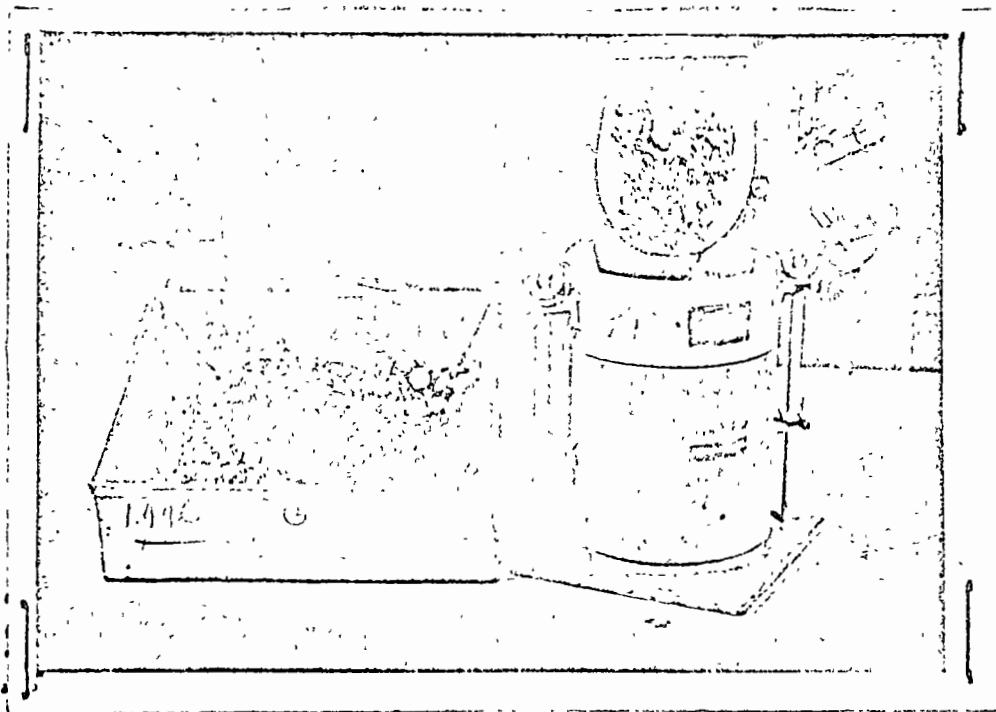
Fotografía N° 6
COMPACTANDO EL MATERIAL POR MEDIO
DE LA PRENSA



Fotografía N° 7
MIDIENDO LA ALTURA DEL MATERIAL PARA
DETERMINAR SU PESO VOLUMETRICO

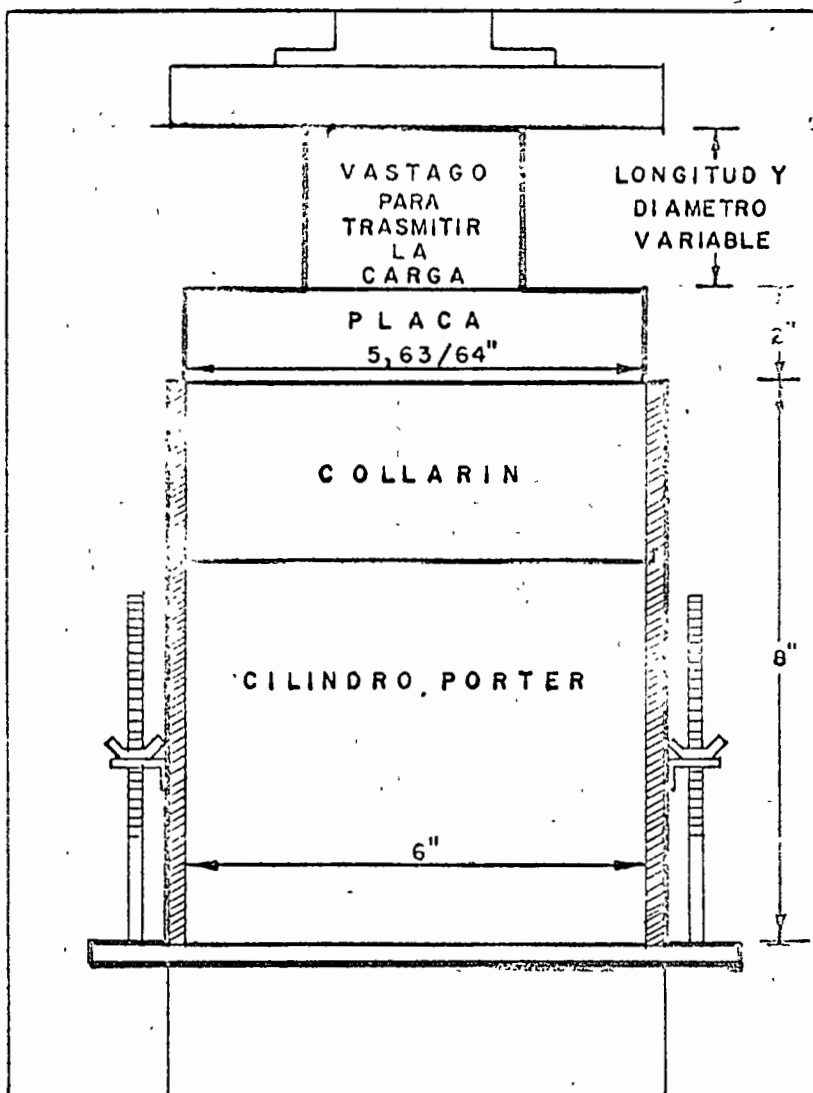


Fotografía N°3
UNIFORMIZANDO EL CONTENIDO DE AGUA EN EL MATERIAL



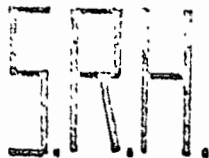
Fotografía N°4
COLOCANDO EL MATERIAL EN EL CILINDRO PORTER

PRENSA PARA PROBAR CILINDROS



USO DEL CILINDRO PORTER ADAPTADO A UNA PRENSA PARA PROBAR CILINDROS DE CONCRETO

ANEXO Nº 1



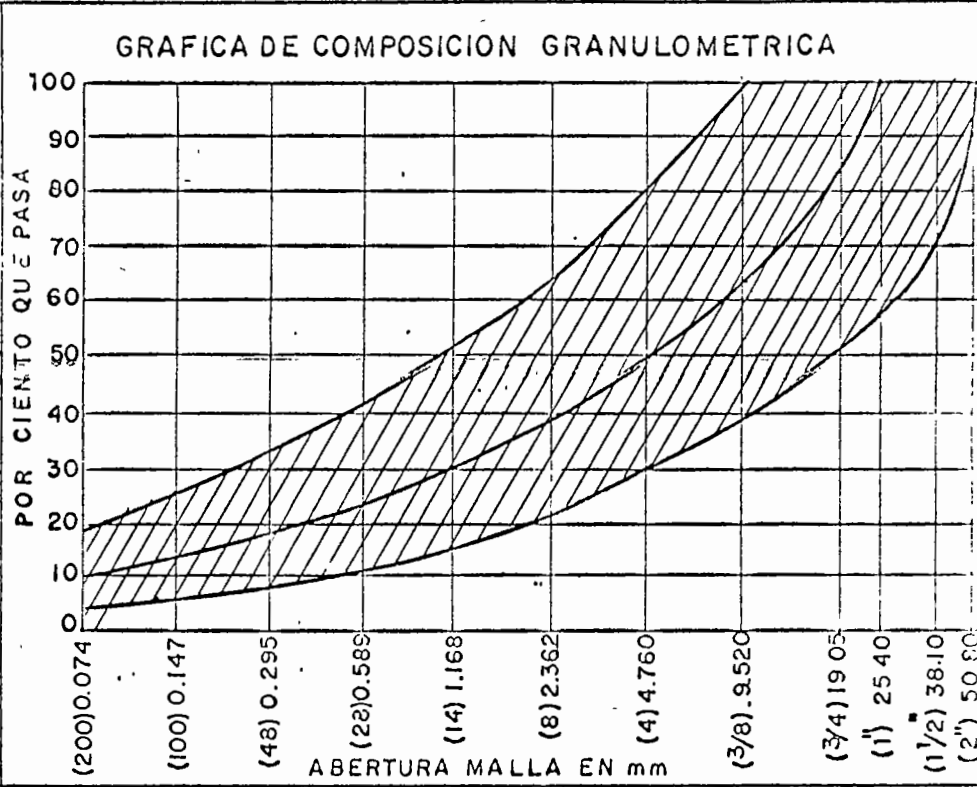
DIRECCION DE PROYECTOS

DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
OFICINA DE NORMAS Y CONTROL DE CALIDAD

INFORME DE ENSAYE DE MATERIALES PARA REVESTIMIENTO DE CAMINOS

MATERIAL _____
 PROCEDENCIA _____ ESTACION _____
 BANCO _____ POZO _____ PROFUNDIDAD _____
 IDENTIFICACION LABORATORIO _____ MUESTRA _____
 FECHA RECIBO _____ FECHA INFORME _____

PESO VOLUMETRICO SUELTO _____ Kg/m³
 PESO VOLUMETRICO MAXIMO _____ Kg/m³
 HUMEDAD OPTIMA _____ POR CIENTO
 DESPERDICIO EN LA MUESTRA _____ POR CIENTO
 POR CIENTO QUE PASA MALLA
 50.80 (2") _____
 38.10 (1 1/2") _____
 25.40 (1") _____
 19.05 (3/4") _____
 9.520 (3/8") _____
 4.760 (Nº4) _____
 2.362 (Nº8) _____
 1.168 (Nº14) _____
 0.589 (Nº28) _____
 0.295 (Nº48) _____
 0.147 (Nº100) _____
 0.074 (Nº200) _____



C. B. R. (ESTANDAR) POR CIENTO _____
 POR CIENTO EXPANSION _____
 CLASIFICACION DE SUELOS (SUCS) _____

PRUEBAS EN MATERIAL MAYOR 9.520 mm (3/8")
 ABSORCION _____
 DENSIDAD _____
 COMPACTACION POR CIENTO _____
 HUMEDAD DEL LUGAR POR CIENTO _____
 PRUEBAS EN MATERIAL MENOR 0.420 mm (Nº 40)
 LIMITE LIQUIDO _____
 LIMITE PLASTICO _____
 INDICE PLASTICO _____

RECOMENDACIONES:
 La zona ashurada es la recomendada para revestimiento de caminos.
 El Material a emplear deberá tener las siguientes características.
 L.L. ≤ 35 por ciento.
 I.P. 6 a 9
 Tamaño > 2" como máximo 5 por ciento.

EL LABORATORISTA: _____
 EL JEFE DE LABORATORIO _____

Cálculo estructural del sifón.

Se revisará bajo dos condiciones de carga:

- 1.- Barril lleno.
- 2.- Barril vacío.

La primera condición implica que el sifón está trabajando con el gasto normal pero sin relleno de tierra.

La segunda condición corresponde al sifón vacío pero soportando todas las cargas exteriores.

Análisis a barril lleno.

Recomendaremos que la sección del sifón es rectangular de 1.75×2.15 m. Supondremos para el cálculo un espesor de 0.30 m y carteles de 0.15×0.15 (ver Figura N° 1). Se revisará la sección central del sifón ya que ésta se considera que es la más crítica.

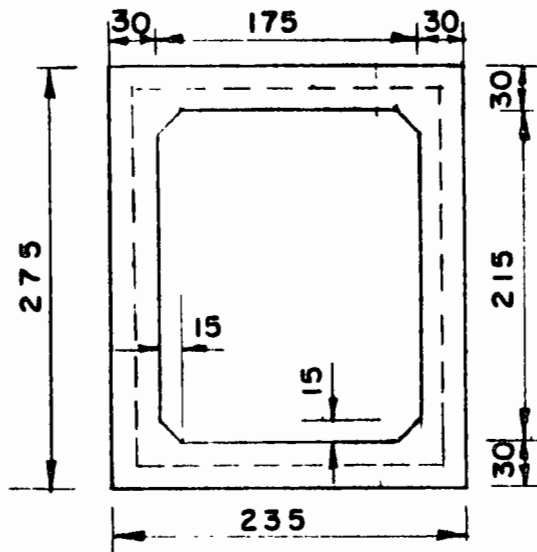


Fig. N° 1

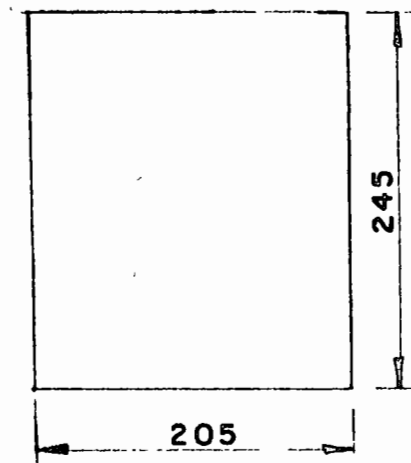


Fig. N° 2

El claro teórico que se considera es la distancia entre los ejes de la sección (ver figura N° 2).

Carga sobre la losa superior.

La resultante de las cargas verticales es igual a la pre-

sión hidrostática menos el peso propio de la losa. Como caso más desfavorable supondremos que el tirante a la entrada del conducto invade el bordo libre.

Presión hidrostática.

Elev. del agua a la entrada del conducto	=	1982.50 m
Elev. del lecho inf. de la losa superior	=	<u>1871.435 m</u>
Carga hidrostática	=	11.065 m

$$w_{ph} = 11.065 \times 1000 = 11065 \text{ kg/m}^2$$

Peso propio losa superior

$$w_{pp} = 0.30 \times 2400 = 720 \text{ kg/m}^2$$

$$w_1 = 11065 - 720 = 10\ 345 \text{ kg/m}^2$$

Carga sobre la losa inferior.

La resultante de la carga es:

la diferencia entre la reacción del terreno y las cargas verticales de abajo hacia arriba.

Presión hidrostática.

Elev. del agua a la entrada del conducto	=	1982.500 m
Elev. lecho sup de la losa inferior	=	<u>1969.285 m</u>
Carga hidrostática	=	13.215 m

$$w_{ph} = 13.215 \times 1000 = 13215 \text{ kg/m}^2$$

Peso propio del agua.

$$\text{Area hidráulica del conducto} = 3.718 \text{ m}^2$$

$$W_w = 3.718 \times 1000 = 3\ 718 \text{ kg/m}$$

Peso propio del conducto

$$w_{pc} = (2.75 \times 2.35 - 3.718) \times 2400 = 6587 \text{ kg/m}$$

Peso propio losa inferior

$$w_{pp} = 2400 \times 0.30 = 720 \text{ kg/m}^2$$

Reacción del terreno:

$$R_t = \frac{\text{Peso del conducto} + \text{peso del agua}}{\text{ancho del conducto}}$$

$$R_t = \frac{6587 + 3718}{2.35} = 4385 \text{ kg/m}^2$$

$$w_2 = 4385 - 13215 - 720 = 9550 \text{ kg/m}^2 \downarrow$$

Carga sobre las paredes laterales:

Es la misma sobre las dos piezas y constituye un diagrama trapecial, cuyas bases son los valores extremos de la carga hidrostática; - designaremos estos valores como w_3 y w_5 . Sus valores son:

$$w_3 = 11\ 065 \text{ kg/m}^2$$

$$w_5 = 13\ 215 \text{ kg/m}^2$$

$$w_4 = 13\ 215 - 11\ 065 = 2\ 150 \text{ kg/m}^2$$

Por lo expuesto el diagrama de cargas sobre el marco rígido es el siguiente (figura N° 3).

$$w_1 = 10\ 345 \text{ kg/m}^2$$

$$w_2 = 9\ 550 \text{ kg/m}^2$$

$$w_3 = 11\ 065 \text{ kg/m}^2$$

$$w_4 = 2\ 150 \text{ kg/m}^2$$

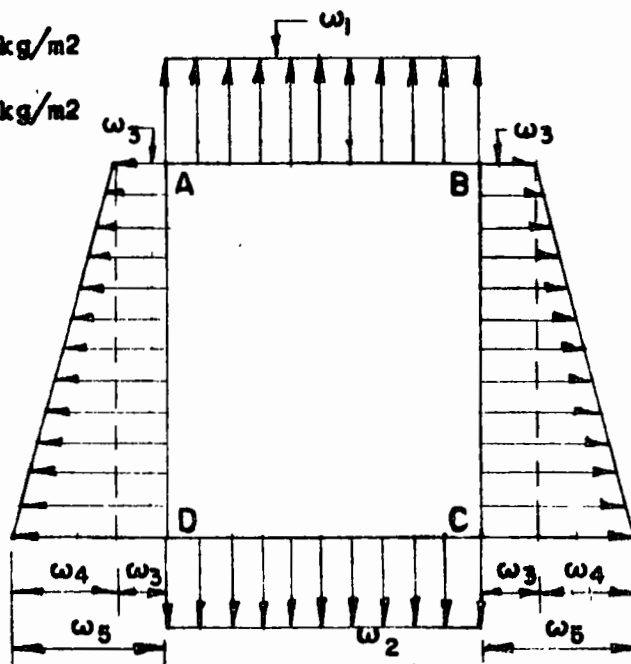


Figura N° 3

Momentos iniciales de empotramiento.

Barra A-B

$$M_{AB} = M_{BD} = \frac{v_1 l^2}{12} = \frac{10345 \times 2.05^2}{12} = 3623 \text{ kg-m}$$

Barra C-D

$$M_{CD} = M_{DC} = \frac{v_2 l^2}{12} = \frac{9550 \times 2.05^2}{12} = 3344 \text{ kg-m}$$

Barras (A-D) y (b-C)

$$M_{AD} = M_{BC} = \frac{v_3 l^2}{12} + \frac{v_4 l^2}{30} = \frac{11065 \times 2.45^2}{12} + \frac{2150 \times 2.45^2}{30}$$

$$M_{AD} = 5965 \text{ kg-m}$$

$$M_{DA} = M_{CB} = \frac{v_3 l^2}{12} + \frac{v_4 l^2}{20} = \frac{11065 \times 2.45^2}{12} + \frac{2150 \times 2.45^2}{20}$$

$$M_{DA} = 6180 \text{ kg-m}$$

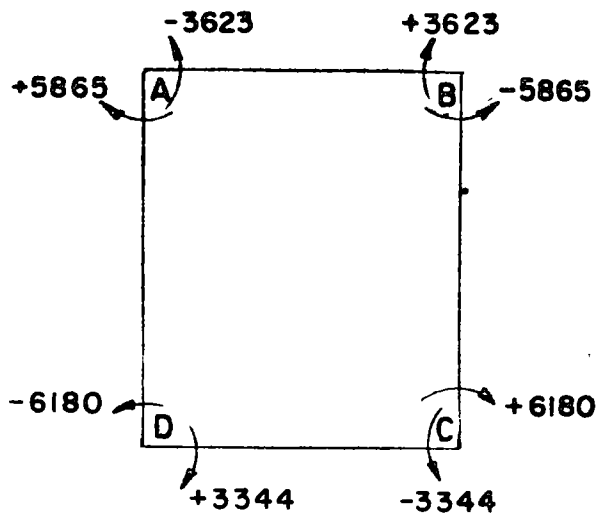


Figura N° 4

Aplicación del método de Cross al cálculo del marco rígido.

Rigideces.

$$K = \frac{4EI}{L}$$

$$K_{AB} = \frac{4EI}{2.05} = 1.951 EI \quad (\text{La suma se indica en la hoja siguiente})$$

$$K_{AD} = \frac{4 E I}{2.45} = 1.633 E I$$

$$\Sigma K = 3.584 E I$$

Factor de distribución

$$P. D = \frac{K}{\Sigma K}$$

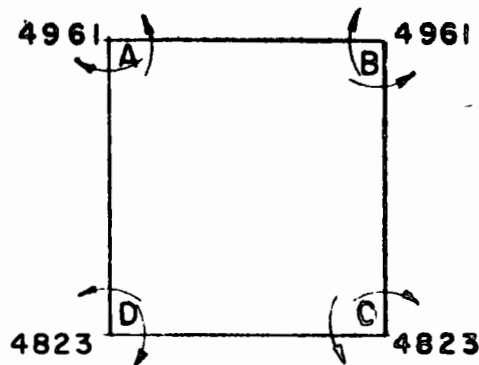
$$P.D.AB = \frac{1.951}{3.584} = 0.544$$

(barras horizontales)

$$P.D.AD = \frac{1.633}{3.584} = 0.456$$

(barras verticales)

Nudo	A		B		C		D	
Barra	A-D	A-B	B-A	B-C	C-B	C-D	D-C	D-A
F.D.	0.456	0.544	0.544	0.456	0.456	0.544	0.544	0.456
M_{inic}	+5965	-3623	+3623	-5965	+6180	-3344	+3344	-6180
	-1068	-1274	+1274	+1068	-1293	-1543	+1543	+1293
	+ 647	+ 637	- 637	- 647	+ 534	+ 772	- 772	- 534
	- 586	- 698	+ 698	+ 586	- 596	- 710	+ 710	+ 596
	+ 298	+ 349	- 349	- 298	+ 293	+ 355	- 355	- 293
	- 295	- 352	+ 352	+ 295	- 295	- 353	+ 353	+ 295
	+ 148	+ 176	- 176	- 148	+ 148	+ 177	- 177	- 148
	- 148	- 176	+ 176	+ 148	- 148	- 177	+ 177	+ 148
M_p	+4961	-4961	+4961	-4961	+4823	-4823	+4823	-4823

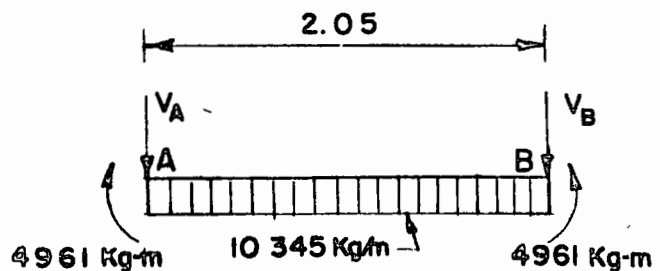


Cálculo de los cortantes a los ejes y al cartel así como los momentos a los paños y momentos positivos.

Barra A-B

Cortante Isostático

$$V_1 = \frac{10345 \times 2.05}{2} = 10604 \text{ kg}$$



Cortante Hiperestático

$$V_h = 0$$

$$V_A = 10604$$

$$V_B = 10604$$

Cortantes al cartel.

$$V_{AC} = V_{BC} = 10604 - 10345 \times 0.30 = 7501 \text{ kg}$$

Momentos a los paños

$$M_{AP} = M_{BP} = 10604 \times 0.15 - 10345 \times \frac{0.15^2}{2} - 4961 = -3487 \text{ kg-m}$$

Momento positivo

$$X = \frac{V}{v} = \frac{10604}{10345} = 1.025 \text{ m}$$

$$M_{(+)} = 10604 \times 1.025 - 10345 \times \frac{1.025^2}{2} - 4961 = 474 \text{ kg-m}$$

Barra C-D

Cortante Isostático

$$V_i = \frac{9550 \times 2.05}{2} = 9789 \text{ kg}$$

Cortante hiperestático

$$V_h = 0$$

$$V_C = 9789 \text{ kg}$$

$$V_D = 9789 \text{ kg}$$

Cortante al cartel

$$V_{CC} = V_{DC} = 9789 - 9550 \times 0.30 = 6494 \text{ kg}$$

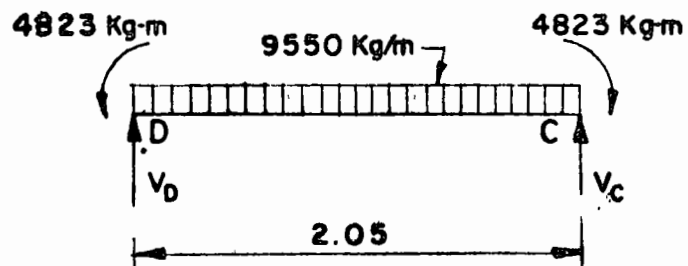
Momentos al paño

$$M_{CP} = M_{DP} = 9789 \times 0.15 - 9550 \times \frac{0.15^2}{2} - 4823 = 3462 \text{ kg-m}$$

Momento positivo

$$X = \frac{V}{v} = \frac{9789}{9550} = 1.025 \text{ m}$$

$$M_{(+)} = 9789 \times 1.025 - 9550 \times \frac{1.025^2}{2} - 4823 = 194 \text{ kg-m}$$



Barra A-D

$$v_3 = 11065 \text{ kh/m}^2$$

$$v_4 = 2150 \text{ kg/m}^2$$

Cortante isostático

$$V_{Ai} = \frac{v_3 \cdot l^2}{2} + \frac{v_4 \cdot l^2}{6}$$

$$V_{Ai} = \frac{11065 \times 2.45^2}{2} + \frac{2150 \times 2.45^2}{6} = 14433 \text{ kg}$$

$$V_{Di} = \frac{v_3 \cdot l^2}{2} + \frac{v_4 \cdot l^2}{3}$$

$$V_{Di} = \frac{1106 \times 2.45^2}{2} + \frac{2150 \times 2.45^2}{3} = 19311 \text{ kg}$$

Cortante hiperestático

$$V_h = \frac{4961 - 4823}{2.45} = 56 \text{ kg}$$

$$V_A = 14433 + 56 = 14489 \text{ kg}$$

$$V_D = 19311 - 56 = 19255 \text{ kg}$$

Cortante al cartel.

$$V = V_A - v_3 \times \frac{v_4 \cdot x}{2 \cdot L}$$

$$V_{AC} = 14489 - 11065 \times 0.30 = \frac{2150 \times 0.30}{2 \times 2.45} = 11038 \text{ kg}$$

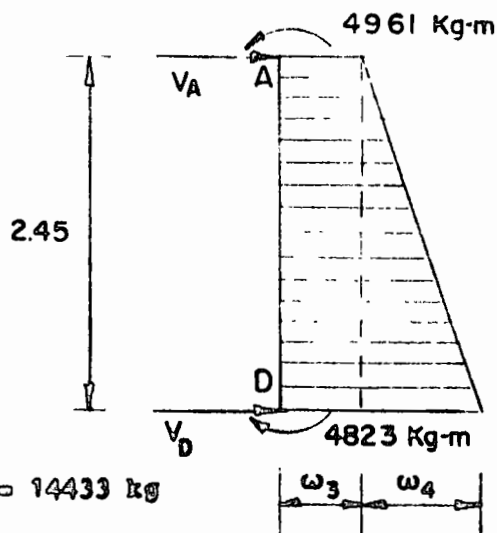
$$V_{BC} = 14489 - 11065 \times 2.15 = \frac{2150 \times 2.15}{2 \times 2.45} = -10244 \text{ kg}$$

Momentos a los paños.

$$M = (V_A) \cdot x - \frac{v_3 \cdot x^2}{2} - \frac{v_4 \cdot x^3}{6 \cdot L} \pm M_A$$

$$M_{AP} = 14489 \times 0.15 - \frac{11065 \times 0.15^2}{2} - \frac{2150 \times 0.15^3}{6 \times 2.45} - 4961 = -2913 \text{ kg-m}$$

$$M_{CP} = 14489 \times 2.30 - \frac{11065 \times 2.30^2}{2} - \frac{2150 \times 2.30^3}{6 \times 2.45} - 4961 = -2683 \text{ kg-m}$$



Momento positivo

$$X_A = \frac{v_3 \pm \sqrt{v_3^2 + \frac{2 v_A v_4}{L}}}{\frac{v}{L^4}}$$

$$X_A = \frac{-11065 \pm \sqrt{(11065)^2 + 2 \times \frac{14489 \times 2.50}{2.45}}}{\frac{2150}{2.45}} = 1.248$$

$$M_+ = 14489 \times 1.248 - \frac{11065 \times 1.248^2}{2} - \frac{2190 \times 1.248^3}{6 \times 2.45} = 4961$$

$$M_+ = 4\,221 \text{ kg-m}$$

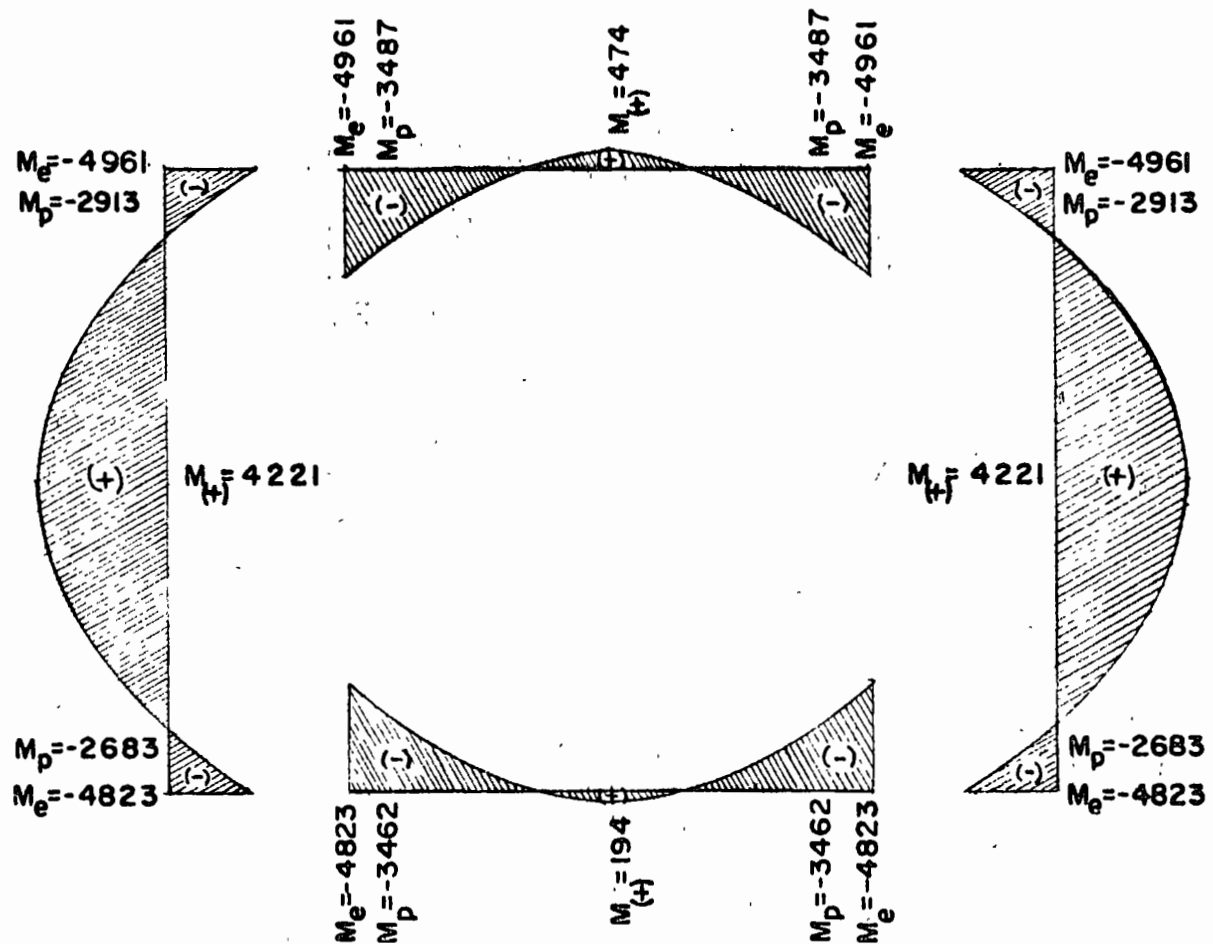


DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES

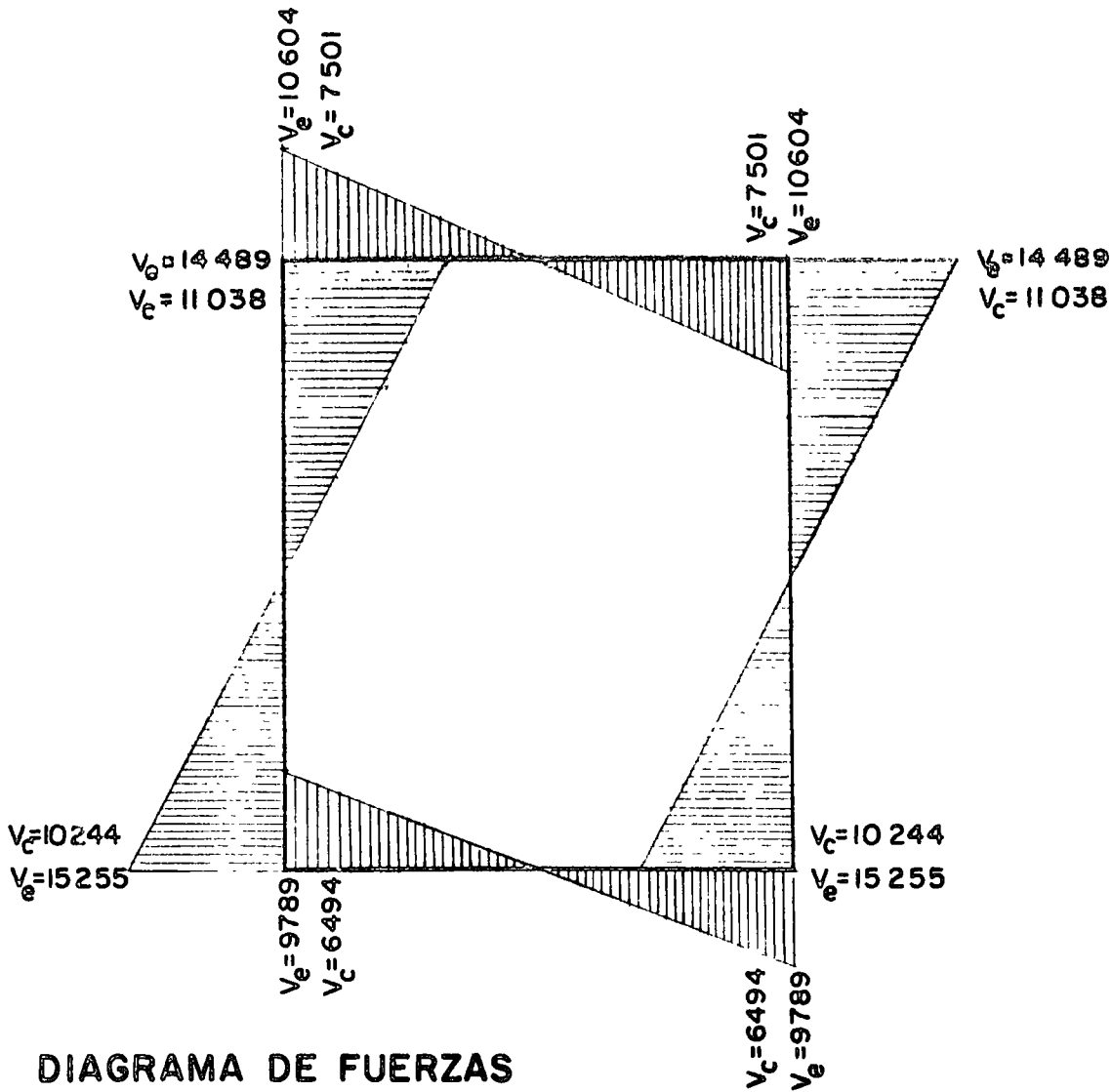


DIAGRAMA DE FUERZAS CORTANTES

Diseño.

Constantes de cálculo.

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.45 f'c = 94.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 87$$

$$h = 0.395$$

$$j = 0.868$$

$$R = 16.2 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_p = 0.292 \sqrt{f'c} = 4.23 \text{ kg/cm}^2$$

El peralte se calculará con el valor del momento máximo ◦

positivo o al paño, o con el valor del cortante al cartel.

$$M_{(-)} = 3\,487 \text{ kg-m}$$

$$M_{(+)} = 4\,221 \text{ kg-m}$$

$$V_{\text{max}} = 11\,038 \text{ kg}$$

Peralte por momento.

$$d_H = \sqrt{\frac{422\,100}{16.2 \times 100}} = 16 \text{ cm}$$

$$\text{Se adopta } d = 25 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

Revisión por cortante.

$$v = \frac{11\,038}{25 \times 100} = 4.4 \text{ kg/m}^2 \approx 4.23 \text{ kg/cm}^2$$

Acero de refuerzo negativo (parrilla interior).

El área de acero se calculará con el valor del momento máximo al paño o por adherencia con el valor del cortante máximo al cartel.

$$A_s = \frac{348\,700}{1400 \times 0.868 \times 25} = 11.5 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Vars. 5/8" @ 17

Revisión por adherencia

$$\mu_p = \frac{2.3 \sqrt{f'c}}{D} \leq 25 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu_p = \frac{2.3 \sqrt{210}}{1.6} = 20.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$\mu = \frac{11\,038}{1400 \times 0.868 \times 25} = 20.34 \text{ kg/cm}^2 < 20.83 \text{ kg/cm}^2$$

Acero positivo (parrilla exterior)

$$A_s = \frac{422\,100}{1400 \times 0.868 \times 25} = 13.9 \text{ cm}^2$$

Vars. 5/8" @ 14

Acero por temperatura

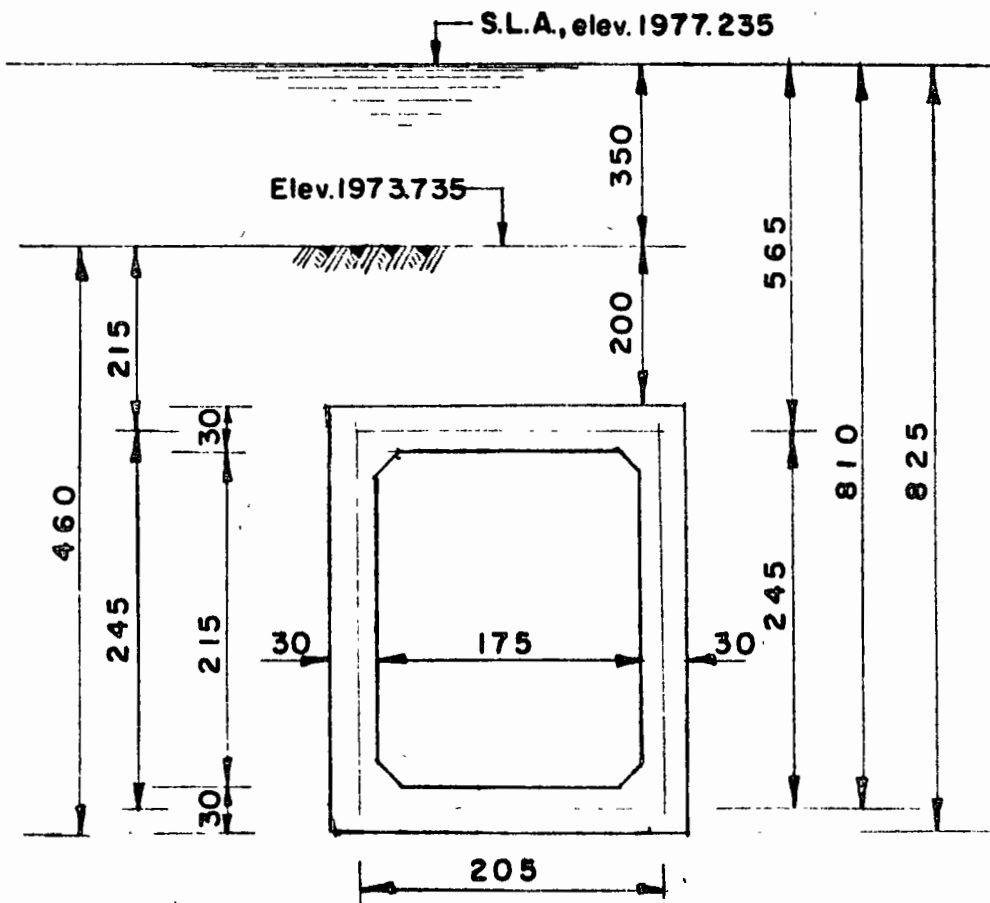
$$A_{ST} = 0.00125 \times 100 \times 30 = 3.75 \text{ cm}^2/\text{m}$$

VARB. $1/2'' \text{ } \phi$ @ en dos direcciones y en cada cara.

Análisis del conducto vacío y sujeto a cargas exteriores.

Datos del proyecto.

Elev. de la S.L.A. en el arroyo =	1977.235 m
Elev. de la rasante del arroyo =	1973.735 m
Elev. del lecho superior del conducto =	1971.735 m
Elev. plantilla del conducto =	1969.285 m
Elev. máxima del agua en el arroyo =	1977.235 m
Espesor supuesto de los elementos =	0.30 m
Peso volumétrico del agua =	1000 Kg/m ³
Peso volumétrico del material =	1800 kg/m ³
Peso volumétrico sumergido del material =	800 kg/m ³
Coefficiente de empuje activo del material =	0.286



12
Carga sobre la losa superior.

$$P_w = \text{peso del agua} = 5.50 \times 1000 = 5\,500 \text{ kg/m}^2$$

$$P_t = \text{peso de la tierra} = 2.00 \times 800 = 1\,600 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{ols} = \text{peso propio de la losa superior} = 0.30 \times 2400 = 720 \text{ kg/m}^2$$

$$W_1 = 5500 + 1600 + 720 = 7\,820 \text{ kg/m}^2$$

Carga sobre la losa inferior.

$$P_{pc} = \text{Peso propio del conducto} = (2.75 \times 2.35 - 3.718) \frac{2404}{2.35} = 2\,803 \text{ kg/m}^2$$

$$S_p = \text{subpresión} = 1000 \times 8.25 = 8\,250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{R.T. reacción del terreno} = P_w + P_t + P_{pc} - S_p$$

$$\text{R.T.} = 5500 + 1600 + 2803 - 8250 = 1653 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{pli} = \text{Peso propio de la losa inferior} = 0.30 \times 2400 = 720 \text{ kg/m}^2$$

$$W_2 = \text{carga sobre la losa inferior} = \text{RT} + S_p - W_{pp}$$

$$W_2 = 1653 + 8250 - 720 = 9183 \text{ kg/m}^2$$

Cargas sobre las paredes laterales.

Presión hidrostática.

$$P_1 = 5.65 \times 1000 = 5650 \text{ kg/m}^2$$

$$P_2 = 8.10 \times 1000 = 8100 \text{ kg/m}^2$$

Presión de la tierra.

$$P_1 = 0.286 \times 800 \times 2.15 = 492 \text{ kg/m}^2$$

$$P_2 = 0.286 \times 800 \times 4.60 = 1052 \text{ kg/m}^2$$

$$W_3 = 5650 + 492 = 6142 \text{ kg/m}^2$$

$$W_5 = 8100 + 1052 = 9152 \text{ kg/m}^2$$

$$v_4 = 9152 - 6142 = 3010 \text{ kg/m}^2$$

$$v_1 = 7820 \text{ kg/m}^2$$

$$v_2 = 9183 \text{ kg/m}^2$$

$$v_3 = 6142 \text{ kg/m}^2$$

$$v_4 = 3010 \text{ kg/m}^2$$

Momentos iniciales de empotramiento.

Barra A-B

$$M_A = M_B = \frac{v_1 l_1^2}{12} = \frac{7820 \times 2.05^2}{12} = 2739 \text{ kg-m}$$

Barra C-D

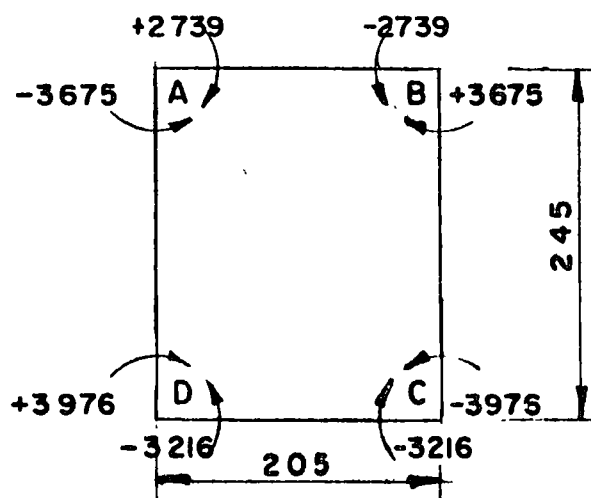
$$M_C = M_D = \frac{v_2 l_1^2}{12} = \frac{9183 \times 2.05^2}{12} = 3216 \text{ kg-m}$$

Barras (A-D) y (B-C)

$$M_{AD} = M_{BC} = \frac{v_3 l_2^2}{12} + \frac{v_4 l_2^2}{30} = \frac{6142 \times 2.45^2}{12} + \frac{3010 \times 2.45^2}{30} = 3675 \text{ kg-m}$$

$$M_{DA} = M_{CB} = \frac{v_3 l_2^2}{12} + \frac{v_1 l_2^2}{20}$$

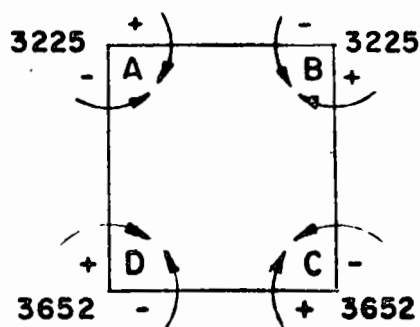
$$M_{DA} = M_{CB} = \frac{6142 \times 2.45^2}{12} + \frac{3010 \times 2.45^2}{20} = 3976 \text{ kg-m}$$



Aplicación del Método de Cross.

14

NUDO	A		B		C		D	
	A-D	A-B	B-A	B-C	C-B	C-D	D-C	D-A
F.D.	0.456	0.544	0.544	0.456	0.456	0.544	0.544	0.456
Mi	-3675	+2739	-2739	+3675	-3976	+3216	-3216	+3976
	+ 427	+ 509	- 509	- 427	+ 347	+ 413	- 413	- 347
	- 174	- 255	+ 255	+ 174	- 214	- 207	+ 207	+ 214
	+ 196	+ 233	- 233	- 196	+ 192	+ 229	- 229	- 192
	- 96	+ 117	+ 117	+ 96	- 98	- 115	+ 115	+ 98
	+ 97	+ 116	- 116	- 97	+ 97	+ 116	- 116	- 97
	- 49	- 58	+ 58	+ 49	- 49	- 58	+ 58	+ 49
	+ 49	+ 58	- 58	- 49	+ 49	+ 58	- 58	- 49
Mi	-3225	+3225	-3225	+3225	-3652	+3652	-3652	+3652



Cálculo de los cortantes a los ejes y al cartel, así como los momentos a los paños y momentos positivos.

Cortantes a los ejes.

Cortante isostático

$$V_1 = \frac{7820 \times 2.05}{2} = 8016 \text{ kg}$$

Cortante hiperestático

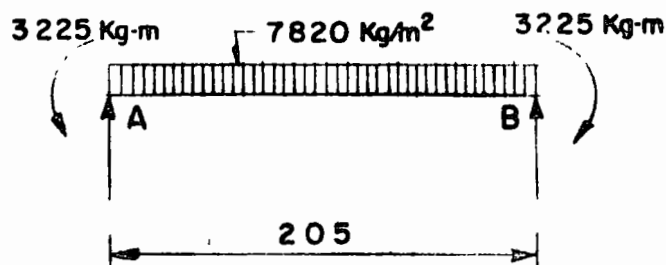
$$V_h = 0$$

$$V_A = 8016 \text{ kg}$$

$$V_B = 8016 \text{ kg}$$

Cortante al cartel.

$$V_{AC} = V_{BC} = 8016 - 7820 \times 0.30 = 5670 \text{ kg}$$



15
Momentos a los paños.

$$M_{AP} = M_{BP} = 8016 \times 0.15 - \frac{7820 \times 0.15^2}{2} - 3225 = -2111 \text{ kg-m}$$

Momento positivo.

$$x = \frac{V_A}{v} = \frac{8016}{7820} = 1.025 \text{ m}$$

$$M_{(+)} = 8016 \times 1.025 - \frac{7820 \times 1.025^2}{2} - 3225 = 883 \text{ kg-m}$$

Barra C-D

Cortantes a los ejes.

Cortantes isostáticos.

$$V_1 = \frac{9183 \times 2.05}{2} = 9413 \text{ kg}$$

Cortante hiperestático

$$V_h = 0$$

$$C = 9413 \text{ kg}$$

$$D = 9413 \text{ kg}$$

Cortantes al cartel

$$CC = V_{DC} = 9413 - 9183 \times 0.30 = 6658 \text{ kg}$$

Momentos a los paños.

$$M_p = 9413 \times 0.15 - \frac{9183 \times 0.15^2}{2} - 3652 = -2343 \text{ kg-m}$$

Momento positivo.

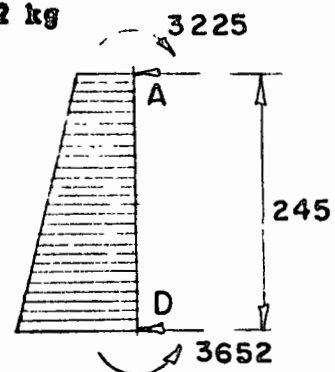
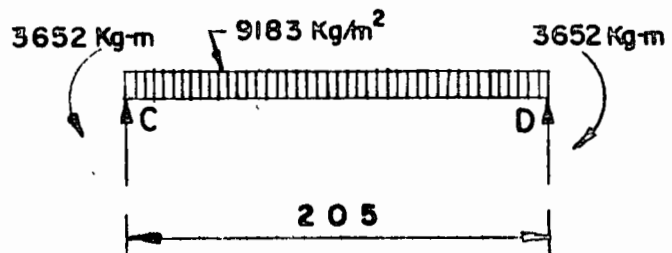
$$x = \frac{9413}{9183} = 1.025 \text{ m}$$

$$M_{(+)} = 9413 \times 1.025 - \frac{9183 \times 1.025^2}{2} - 3652 = 1172 \text{ kg}$$

Barras (A-D) y (B-C)

$$v_3 = 6142 \text{ kg/m}^2$$

$$v_4 = 3010 \text{ kg/m}^2$$



Cortantes a los ejes

Cortante Isostático

$$V_{A_1} = \frac{w_3 \cdot l_2}{2} + \frac{w_4 \cdot l_2}{6} = \frac{6142 \times 2.45}{2} + \frac{3010 \times 2.45}{6} = 8\ 753 \text{ kg}$$

$$V_{D_1} = \frac{w_3 \cdot l_2}{2} + \frac{w_4 \cdot l_2}{3} = \frac{6142 \times 2.45}{2} + \frac{3010 \times 2.45}{3} = 9\ 982 \text{ kg}$$

Cortante hiperestático.

$$V_h = \left(\frac{3652 - 3225}{2.45} \right) = 174 \text{ kg}$$

$$V_A = 8753 - 174 = 8\ 579 \text{ kg}$$

$$V_B = 9982 + 174 = 10156 \text{ kg}$$

Cortantes al cartel.

$$V_c = V_A - w_3 X - \frac{w_4 X}{2 L}$$

$$V_{A_c} = 8579 - 6142 \times 0.30 - \frac{3010 \times 0.30}{2 \times 2.45} = 6\ 552 \text{ kg}$$

$$V_{D_c} = 8579 - 6142 \times 2.15 - \frac{3010 \times 2.15}{2 \times 2.45} = -5\ 947 \text{ kg}$$

Momento a los paños.

$$M_p = V_A X - \frac{w_3 X^2}{2} - \frac{w_4 X^3}{6 L} \pm M_A$$

$$M_{A_p} = 8579 \times 0.15 - \frac{6142 \times 0.15^2}{2} - \frac{3010 \times 0.15^3}{6 \times 2.45} - 3225 = -2\ 008 \text{ kg-m}$$

$$M_{D_p} = 8579 \times 2.30 - \frac{6142 \times 2.30^2}{2} - \frac{3010 \times 2.30^3}{6 \times 2.45} - 3225 = -2\ 230 \text{ kg-m}$$

Momentos positivos

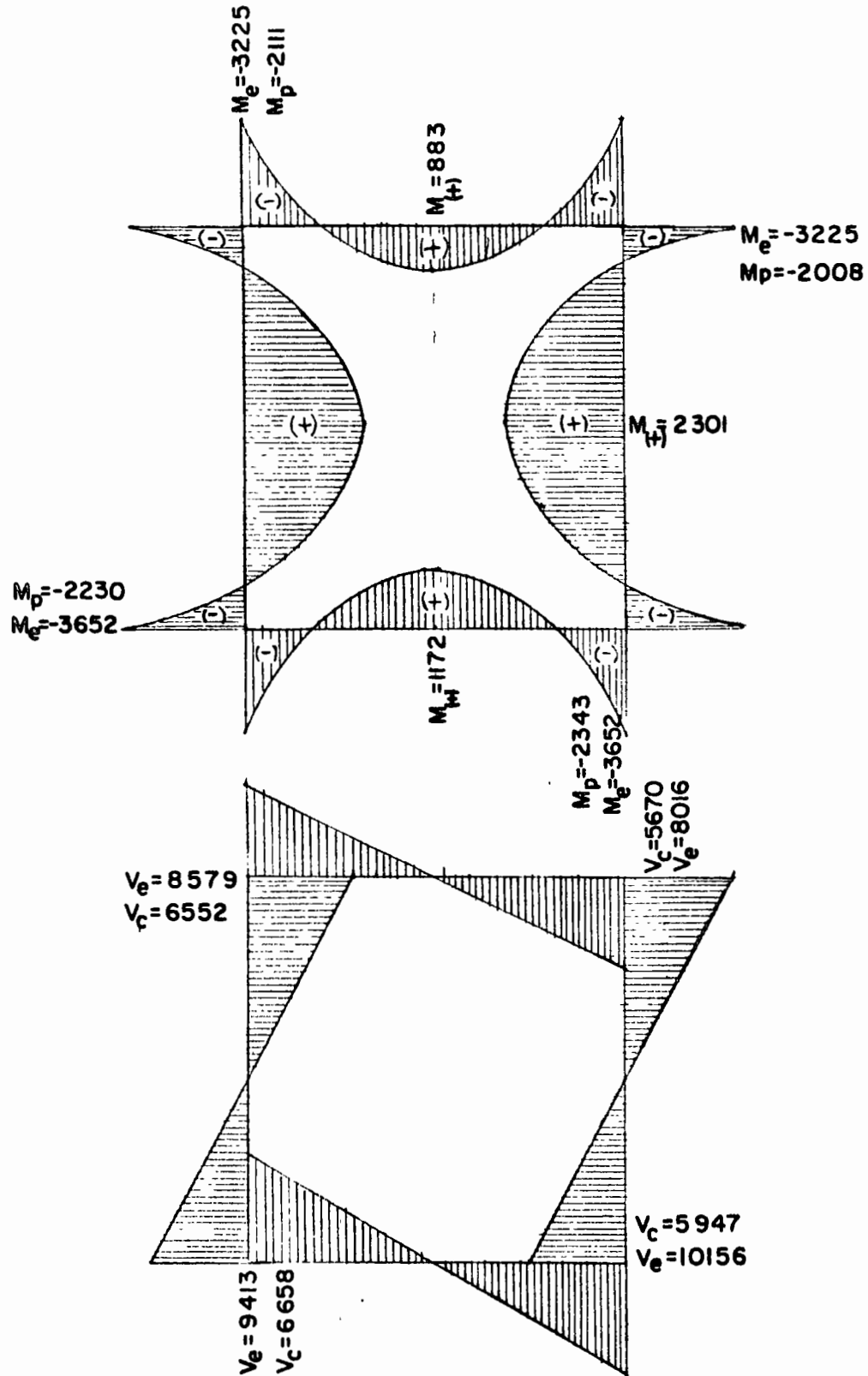
$$X_A = \frac{-w_3 \pm \sqrt{w_3^2 + \frac{2 V_A w_4}{L}}}{\frac{w_4}{L}}$$

$$X_A = \frac{-6142 + \sqrt{(6142)^2 + \frac{2 \times 8579 \times 3010}{2.45}}}{\frac{3010}{2.45}} = 1.248 \text{ m}$$

17

$$M_+ = 8579 \times 1.242 - \frac{6142 \times 1.242^2}{2} - \frac{3010 \times 1.242^3}{6 \times 2.45} - 3225 =$$

$$M_+ = 2301 \text{ kg-m}$$



Diseño.

Constantes de cálculo.

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.45 f'c = 94.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 9.7$$

$$k = 0.395$$

$$j = 0.868$$

$$K = 16.2$$

$$v_p = 0.292 \sqrt{f'c} = 0.292 \sqrt{210} = 4.23 \text{ kg/cm}^2$$

El peralte se calculará con el valor del momento máximo positivo o al paño, o con el valor del cortante al cartel.

$$M_{(-)} = - 2\,343 \text{ kg-m}$$

$$V = 6\,658 \text{ kg}$$

$$M_{(+)} = 2\,301 \text{ kg-m}$$

Peralte por momento.

$$d_M = \sqrt{\frac{234\,300}{16.2 \times 100}} = 12 \text{ cm}$$

$$\text{Se adopta } d = 25 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$h = 30 \text{ cm}$$

Revisión por cortante.

$$v = \frac{6\,658}{25 \times 100} = 2.66 \text{ kg/cm}^2 < 4.23 \text{ kg/cm}^2$$

Acero de refuerzo negativo (parrilla superior)

El área de acero se calculará con el valor del momento máximo al paño o por adherencia con el valor del cortante máximo al cartel.

$$A_s = \frac{234\,300}{1400 \times 0.868 \times 25} = 7.71 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Vars. } 5/8'' @ 25$$

Revisión por adherencia.

$$u_p = \frac{2.3 \sqrt{f'c}}{D} \leq 25 \text{ kg/cm}^2$$

$$u_p = \frac{2.3 \sqrt{210}}{1.6} = 20.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$u = \frac{6 \ 658}{20 \times 0.868 \times 25} = 15.34 \text{ kg/cm}^2 < 20.83 \text{ kg/cm}^2$$

Acero de refuerzo positivo. (parrilla inferior).

$$A_s = \frac{230 \ 100}{1400 \times 0.868 \times 25} = 7.97 \text{ m}^2/\text{m}$$

Vars. 5/8" ϕ @ 25

Resumen.

1. Cargas interiores

Parrilla exterior = Vars. 5/8" ϕ @ 14

Parrilla interior = Vars. 5/8" ϕ @ 17

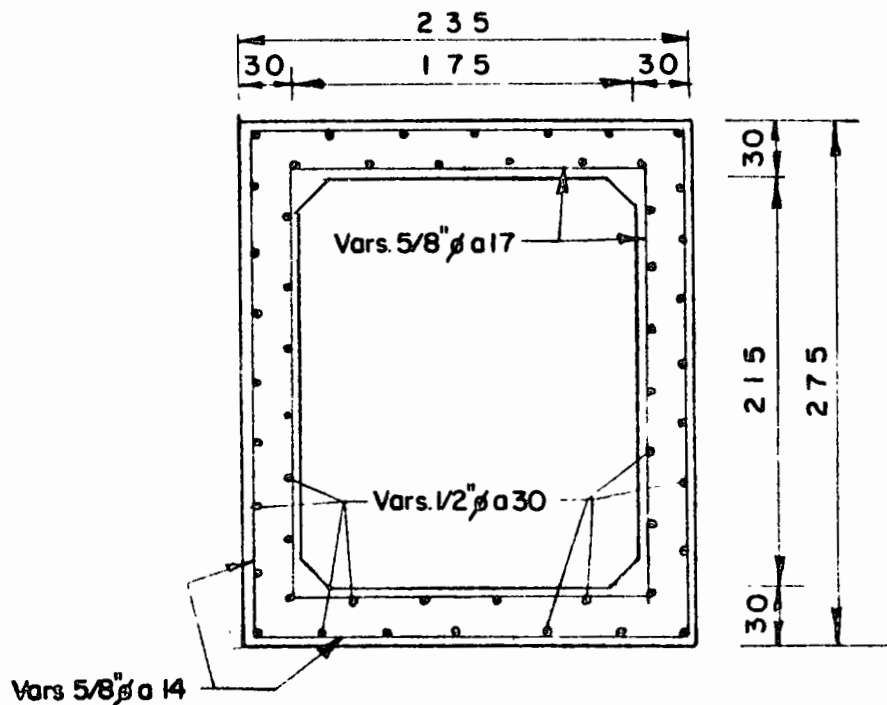
Sifón lleno rígido

2. Cargas exteriores

Parrilla exterior = Vars. 5/8" ϕ @ 25

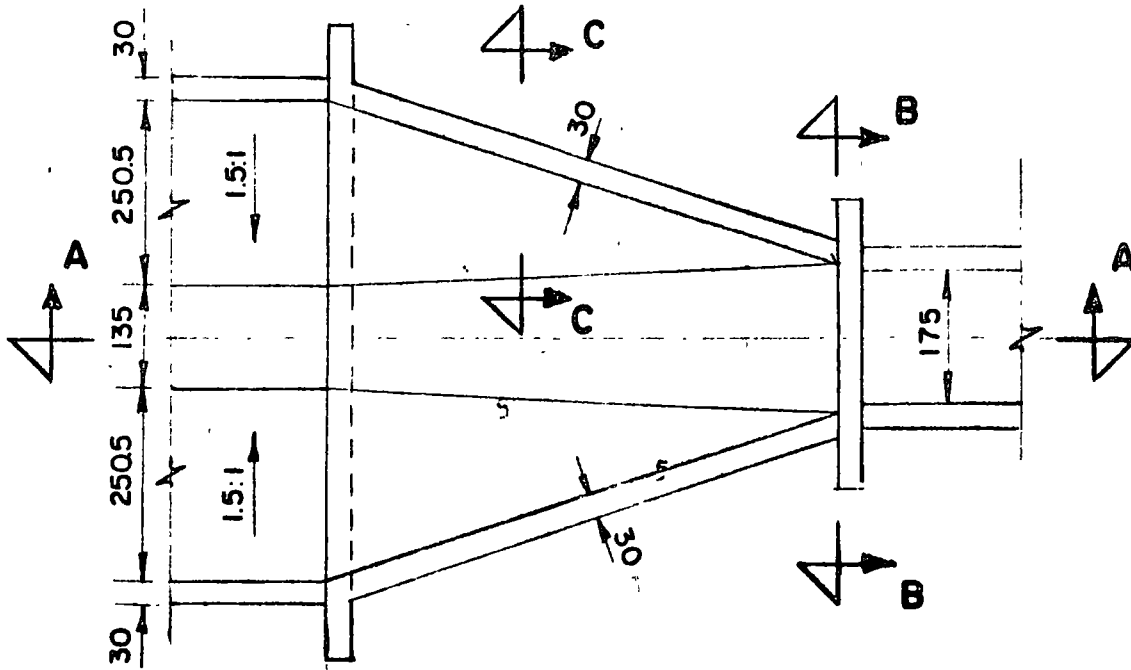
Parrilla interior = Vars. 5/8" ϕ @ 25

El conducto se armará con el refuerzo debido a cargas interiores ya que es el más crítico.

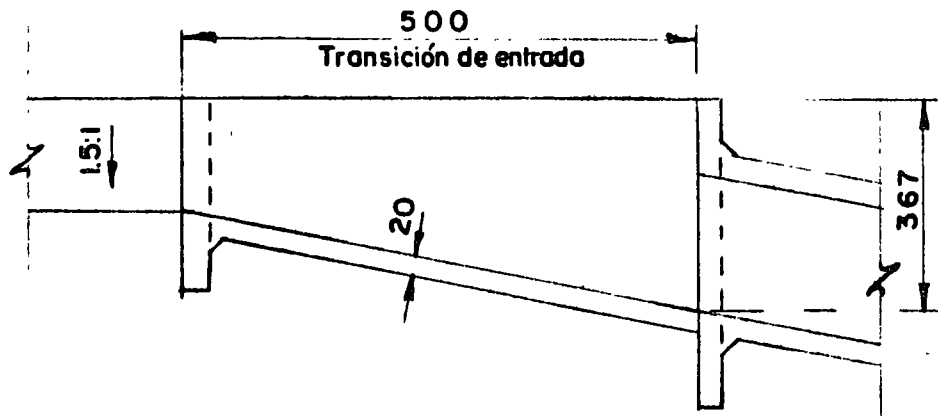


Cálculo estructural de las transiciones

20



P L A N T A



C O R T E A - A

El análisis los haremos como muro de sostenimiento aplicando la teoría de Rankine para el empuje de tierras.

El valor del empuje activo cuando se considera sobrecarga por carga viva está dado por la fórmula siguiente:

$$E = \frac{K}{2} \rho v h^2$$

Siendo:

- E = Empuje total
 v = Peso volumétrico del material
 h = Altura del muro

El valor del coeficiente K_o depende de la inclinación del paramento del muro en contacto con el terreno y el ángulo de reposo de éste.

Cuando el paramento citado es vertical el valor de K_o para el empuje activo está dado por la fórmula siguientes:

$$K_a = \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi}$$

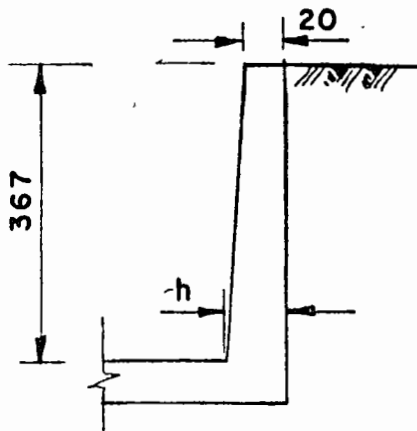
siendo ϕ el ángulo de fricción interna del material que forma el relleno.

Cuando el paramento en contacto con el terreno está inclinado hacia éste, entonces el valor de K_o está dado por la fórmula siguiente:

$$K_o = \frac{\cos^2 (\phi + \theta)}{\cos^3 \theta \left(1 + \frac{\operatorname{sen} \phi}{\cos \theta} \right)^2}$$

- ϕ = ángulo de reposo del material
 θ = ángulo de inclinación del paramento del muro de contacto con el terreno, con respecto a la vertical.

Cálculo de la sección y acero de refuerzo según corte B-B.



CORTE B-B

Supondremos que nuestro muro vertical trabaja como un cantiliver. Para poder valuar el valor del empuje que actúa sobre el muro supondremos, $\phi = 33^{\circ}41'20''$ y con este valor calculamos el coeficiente activo de Rankine, sobre un muro vertical de pared lisa.

$$k_o = \frac{1 - \operatorname{sen} \phi}{1 + \operatorname{sen} \phi}$$

Peso volumétrico del material = 1800 kg/m³

Nuestro empuje valdrá entonces:

$$E = \frac{0.286}{2} \times 1800 \times 3.67^2 = 3467 \text{ kg/m}$$

$$y = \frac{h}{3} = \frac{3.67}{3} = 1.223 \text{ m}$$

$$M = E y = 1.223 \times 3467 = 4\ 240 \text{ kg-m}$$

Diseño.

Constantes de cálculo.

$$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_c = 0.45 f'c = 94.5 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 9.7$$

$$k = 0.395$$

$$j = 0.868$$

$$k = 16.2$$

$$v_p = 0.292 \sqrt{f'c} = 4.23 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del peralte por momento.

$$d = \sqrt{\frac{424\ 000}{16.2 \times 100}} = 16.1 \text{ cm}$$

$$\text{Se adopta } d = 20 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$h = 25 \text{ cm}$$

Revisión por cortante.

$$v = \frac{3\ 467}{20 \times 100} = 1.7 \text{ kg/cm}^2 < 4.23 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo del refuerzo.

$$A_s = \frac{424\ 000}{1400 \times 0.868 \times 20} = 17.4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Vars. } 5/8" \phi @ 11$$

Revisión por adherencia.

$$u_p = \frac{2.3 \sqrt{f'c}}{D} < 25 \text{ kg/cm}^2$$

$$u_p = \frac{2.3 \sqrt{210}}{1.6} = 20.83 \text{ kg/cm}^2$$

$$u = \frac{3\ 467}{50 \times 0.868 \times 20} = 4.0 \text{ kg/cm}^2 < 20.83 \text{ kg/cm}^2$$

Sección económica donde podemos cortar la mitad del acero principal del refuerzo.

Procedemos por tanteos suponiendo "h".

$$h = 2.86 \text{ m}$$

$$E = \frac{0.286}{2} \times 1800 \times 2.86^2 = 2105 \text{ kg/m}$$

$$y = \frac{2.86}{3} = 0.953 \text{ m}$$

Momento

$$u = 2105 \times 0.953 = 2006 \text{ kg-m}$$

$$h = 23.9 \text{ cm}$$

$$r = 5 \text{ cm}$$

$$d = 18.9 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{200600}{1400 \times 0.868 \times 18.9} = 8.73 \text{ cm}^2/\text{m}$$

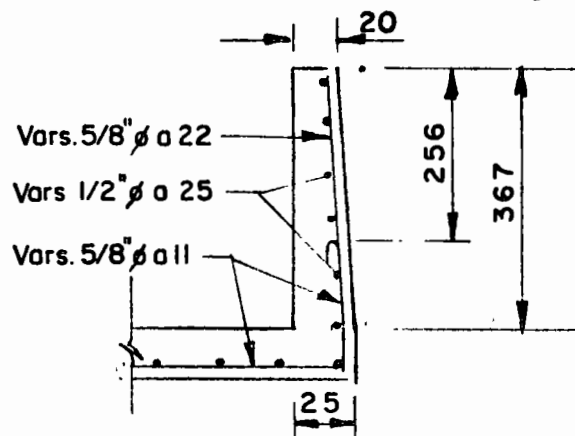
Vars. $5/8'' \phi @ 22$

$$h' = 286 - 0.30 = 2.56 \text{ m}$$

Acero por temperatura

$$A_{st} = 0.0025 \left[\left(\frac{20 + 25}{2} \right) \right] \times 100 = 4.4 \text{ cm}^2$$

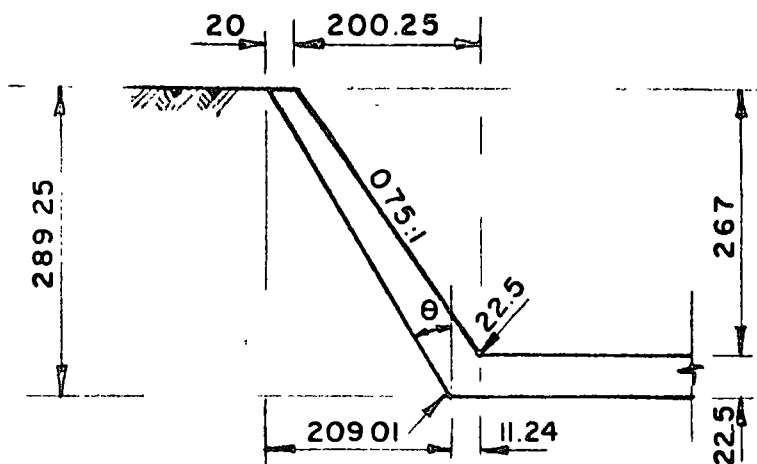
Se colocaron Vars. $1/2'' \phi @ 25$ $A_s = 4.9 \text{ cm}^2/\text{m}$



Corte B - B

Cálculo del refuerzo en la sección media de la transición
(Corte C-C).

A partir del corte A-A determinamos las dimensiones de la sección.



CORTE C - C

Con estos datos procedemos a valuar el valor del empuje de tierras sobre el muro. Ahora el valor del coeficiente activo estará dado por la fórmula:

$$K_0 = \frac{\cos^2 (\phi + \theta)}{\cos^3 \theta \left(1 + \frac{\sin \phi}{\cos \theta}\right)^2}$$

Del corte C-C

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{209.01}{289.5} = 0.72197$$

$$\theta = 35^\circ 49' 41''$$

$$(\phi + \theta) = (33^\circ 41' 20'') + (35^\circ 49' 41'') = 69^\circ 31' 01''$$

$$\cos (\phi + \theta) = 0.34993$$

$$\cos^2 (\phi + \theta) = 0.12245$$

$$\cos \theta = 0.81074$$

$$\cos^3 \theta = 0.5329$$

$$\frac{\sin \phi}{\cos \theta} = \frac{\sin 33^\circ 41' 20''}{\cos 35^\circ 49' 31''} = \frac{0.55468}{0.81074} = 0.68417$$

$$\left(1 + \frac{\sin \phi}{\cos \theta}\right)^2 = (1 + 0.68417)^2 = 2.83643$$

$$K_0 = \frac{0.12245}{0.5329 \times 2.83643} = 0.081$$

Ya valuado el valor de K_0 determinamos al valor del empuje.

75

$$E = \frac{0.081}{2} \times 1800 \times 2.67^2 = 520 \text{ kg/m}$$

$$y = \frac{2.67}{3} = 0.89 \text{ m}$$

$$u = 0.09 \times 520 = 463 \text{ kg/m}$$

$$d_H = \sqrt{\frac{46300}{16.2 \times 100}} = 5.3 \text{ cm}$$

Se adopta $d = 17.5 \text{ cm}$

$$r = 5.0 \text{ cm}$$

$$h = 22.5 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{46300}{1400 \times 0.868 \times 17.5} = 1.5 \text{ cm}^2$$

Se armará por temperatura

Vars. $1/2'' \phi @ 25$



SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION DE PROYECTOS.
DEPARTAMENTO DE CANALES

VERTEDOR DE LA PRESA SAN JOSE DE LAS CAÑAS.

Se trata de obtener el tránsito de la avenida máxima registrada sobre el vertedor de la Presa San José de Las Cañas.

Por el Método de Variaciones de Niveles hagamos este tránsito, para ello necesitamos conocer la curva de descarga del vertedor.

Para conocer la curva de descarga del vertedor, empleamos la ecuación de Francis $Q = C L H^{3/2}$.

Siendo Q = Gasto de descarga en m^3/seg

C = Coeficiente de descarga

L = Longitud de la cresta vertedora

H = Carga sobre el vertedor.

Se tiene una elevación de 1693.921 en la losa de maniobras y una elevación en la cresta vertedora de 1692.124 m.

Consideremos una carga de proyecto $H = 1.00$ m sobre la cresta vertedora. O sea:

$$\begin{array}{r} 1692.124 + \\ \underline{1.000} \\ 1693.124 \text{ m} \end{array}$$

El valor del coeficiente de descarga " C " varía en función de:

- 1° Profundidad de llegada
- 2° Inclinación del paramento aguas arriba
- 3° Interferencia del tanque de amortiguamiento aguas abajo.
- 4° Relación de la forma real de la cresta a la de la lámina ideal.
- 5° El tirante de la corriente aguas abajo.

Este tipo de vertedor es de descarga libre (de caída recta), debido a que el agua descarga libremente sobre la cresta.

EFFECTO QUE PRODUCEN LAS PILAS Y LOS ESTRIBOS.

Cuando las pilas y estribos de la cresta tienen una forma que producen contracciones laterales sobre la descarga, la longitud efectiva L será menor que la longitud neta de la cresta.

Este efecto de las contracciones en los extremos puede tomarse en cuenta reduciendo la longitud neta de la cresta como sigue:

$$L = L^1 - 2 (N K_p + K_a) H_e$$

L = Longitud efectiva de la cresta

L^1 = Longitud neta de la cresta

N = Número de pilas

K_p = Coeficiente de contracción de las pilas

K_a = Coeficiente de contracción de los estribos

H_e = Carga total sobre la cresta

Para pilas de tajamar redonde $K_p = 0.01$

En la Pág. 307 Small Dams se tienen 2 gráficas para determinar los coeficientes de descarga para las crestas de ciencio en pared vertical, fig. - 189 y coeficientes de descarga para cargas diferentes de la de proyecto.

Del plano proporcionado del campo viendo la planta del vertedor de la Presa San José de Las Cañas calculamos la longitud de la cresta vertedera.

$$L = 8 \times 3.00 + 2.84 = 24 + 2.84 = 26.84 \text{ m}$$

Número de pilas = 8

$$L = 26.84 - 2 (8 \times 0.01 + 0) 1.00 = 26.68 \text{ m}$$

Longitud efectiva de la cresta = 26.68 m

elev. fondo vertedor = 1690.919 m

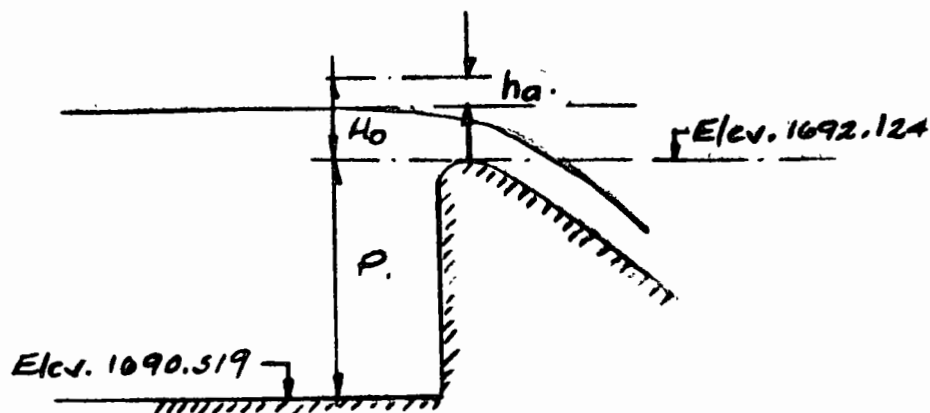


Fig. 189 Small Dams

$$Q = C \cdot L \cdot H_0^{3/2}$$

h_a = carga de velocidad (velocidad de llegada)

Considerando $h_a = 0$

$H_0 = 1.00$ m carga de proyecto

$P = 1692.124 - 1690.519 = 1.605$ m

$$\text{valor de } \frac{P}{H_0} = \frac{1.605}{1.00} = 1.605$$

Entrando a la gráfica Pág. 189 Small Dams $C_0 = 3.925$

Habrá que dividir el valor de $\frac{C_0}{\sqrt{3.28}}$ sistema métrico. $\frac{3.925}{\sqrt{3.28}} = 2.1672$

Considerando cargas de 0.20 m

Carga sobre la cresta $H_{e1} = 0.20$ m

$$\frac{H_{e1}}{H_0} = \frac{0.20}{1.00} = 0.20 \quad \frac{C}{C_0} = 0.853 \quad \text{Fig. 190 Small Dams Pág. 307}$$

$$\frac{C}{2.1672} = 0.853 \quad C = 2.1672 \times 0.853 = \underline{1.8486} \quad \text{para } H_e = 0.20 \text{ m}$$

Carga sobre la cresta $H_{e2} = 0.40$ m

$$\frac{H_{e2}}{H_0} = \frac{0.40}{1.00} = 0.40 \quad \frac{C}{C_0} = 0.90$$

$$\frac{C}{2.1672} = 0.90 \quad C = 2.1672 \times 0.90 = \underline{1.95048} \quad \text{para } H_e = 0.40 \text{ m}$$

Carga sobre la cresta $H_{e3} = 0.60$ m

$$\frac{H_{e3}}{H_0} = \frac{0.60}{1.00} = 0.60 \quad \frac{C}{C_0} = 0.94$$

$$\frac{C}{2.1672} = 0.94 \quad C = 2.1672 \times 0.94 = \underline{2.0371} \quad \text{para } H_e = 0.60 \text{ m}$$

Carga sobre la cresta $H_{e_4} = 0.80 \text{ m}$

$$\frac{H_{e_4}}{H_o} = \frac{0.80}{1.00} = 0.80 \quad \frac{C}{C_o} = 0.972$$

$$\frac{C}{2.1672} = 0.972 \quad C = 2.1672 \times 0.972 = \underline{2.1065} \quad \text{para } H_e = 0.80 \text{ m}$$

Carga sobre la cresta $H_{e_5} = 1.00 \text{ m}$

$$\frac{H_{e_5}}{H_o} = \frac{1.00}{1.00} = 1.00 \quad \frac{C}{C_o} = 1.0$$

$$\frac{C}{2.1672} = 1.00 \quad C = 2.1672 \times 1.00 = \underline{2.1672} \quad \text{para } H_e = 1.00 \text{ m}$$

Carga sobre la cresta $H_{e_6} = 1.20 \text{ m}$

$$\frac{H_{e_6}}{H_o} = \frac{1.20}{1.00} = 1.20 \quad \frac{C}{C_o} = 1.03$$

$$\frac{C}{2.1672} = 1.03 \quad C = 2.1672 \times 1.03 = \underline{2.2322} \quad \text{para } H_e = 1.20 \text{ m}$$

Carga sobre la cresta $H_{e_7} = 1.40 \text{ m}$

$$\frac{H_{e_7}}{H_o} = \frac{1.40}{1.00} = 1.40 \quad \frac{C}{C_o} = 1.05$$

$$\frac{C}{2.1672} = 1.05 \quad C = 2.1672 \times 1.05 = \underline{2.2755} \quad \text{para } H_e = 1.40 \text{ m}$$

Estos valores de C obtenidos anteriormente deben modificarse por el efecto del tanque aguas abajo fig. 193 Pág. 310. Small Dam, de la siguiente forma:

Para la primera carga $H_e = 0.20$ se obtuvo un gasto Q, con un valor de "C".

$$Q = C L H^{3/2} \quad C = 1.8486 \quad H_e = 0.20 \text{ m}$$

Para la corrección de este valor de "C" viendo la gráfica 193 vemos que la relación del coeficiente modificado al coeficiente de descarga libre $\frac{C}{C_o}$

varía de 0.76 a 1.00. Si suponemos un valor intermedio

$$\frac{C_s}{C} = 0.90 \quad C_s = 1.8486 \times 0.90 = 1.664$$

con este valor de C_s calculamos un Q .

$$Q = C_s L H^{3/2} \quad H = 0.20 \text{ m diferente puesto que obtenemos otro valor de } C.$$

Para calcular el tirante d_1 aguas abajo suponemos que la sección de control se encuentra al empesar la caída.

Se sabe que la plantilla del canal en este caso es la longitud de la cresta vertedora.

Se trata de un canal rectangular cuyo tirante crítico está dado por la fórmula

$$d_c = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g b^2}} \quad \frac{Q}{B} = q$$

Una vez conocido se calcula el Ac .

$$Ac = b \times d_c$$

$$p_c, r_c, r_c^{2/3}, \quad V_c = \frac{Q}{Ac} \quad h_c = \frac{V_c^2}{2g}$$

$$S_c = \left(\frac{V_c \times B}{r_c^{2/3}} \right)^2$$

Se conoce la elevación en el tanque 1690.009

Se conoce la elevación en la cresta 1692.124

Se calcula "Z"

$$Z = \frac{v_1^2}{2g} = \frac{v_0^2}{2g} + d_0 + (\text{Elev. A} - \text{Elev. B}) - d_1$$

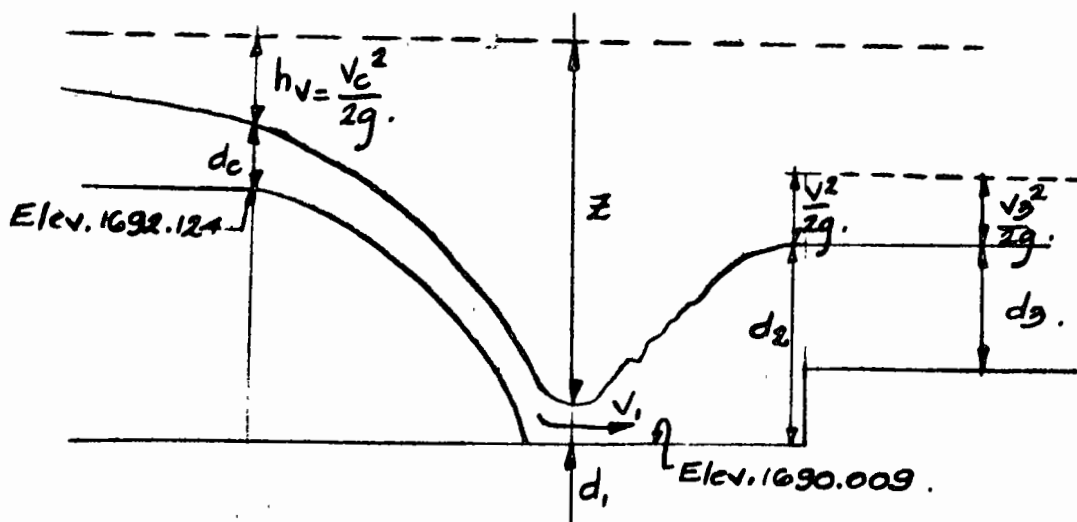
Suponemos un d_1

$$\frac{v_1^2}{2g} = Z \quad v_1 = \sqrt{2gZ} \quad \text{cálculo de la velocidad } v_1$$

$$A_1 = \frac{Q}{v_1}$$

Para comprobar el tirante d_1 aguas abajo (sección rectangular) conocemos d y B (ancho de la cresta)

$$d_1 \times B = A_1 \quad \frac{Q}{A_1} = v \text{ que debe de ser igual a } v_1$$



Una vez calculado d_1 aguas abajo cálculo $hd = \frac{v_1^2}{2g}$ Entrando con la gráfica 193 Small Dams, nos da un valor de $\frac{C}{C}$ que tiene que ser igual al su puesto, que es el que nos supusimos; o sea con la relación $\frac{hd + d}{H_e}$

Se vé que este refinamiento no vale la pena para cargas que oscilan entre 0 a 1.00 m para cargas mayores si se tomará en cuenta:

Carga "H"	"C"	L	$H^{3/2}$	Q
0.20	1.8486	26.68	0.0894	4.4113
0.40	1.95048	26.68	0.2529	13.1650
0.60	2.03710	26.68	0.4647	25.2595
0.80	2.1065	26.68	0.7155	40.2144
1.00	2.1672	26.68	1.000	57.8208
1.20	2.2322	26.68	1.3145	78.2871
1.40	2.2755	26.68	1.6565	100.5667

Del hidrograma unitario se obtuvo que la avenida máxima del Villacinto para una frecuencia de 10 años fue de 84.10 m³/seg correspondiéndole un volumen de 3'065,400 m³.

Actualmente se dispone de un canal que lo aprovecharemos como canal de derivación dándole una capacidad como primera alternativa de $Q = 40 \text{ m}^3/\text{seg.}$

O sea que transitaremos una avenida con un Q igual a la diferencia de: $Q_1 = 84.30 - 40.00 = 44.30 \text{ m}^3/\text{seg.}$

O sea que el nuevo hidrograma de entrada al vaso será como se muestra en la gráfica.

Haremos el tránsito de esta avenida considerando incrementos de - - tiempo de 1 hora.

Mediante el Método de Variación de Niveles se hará el tránsito método mostrado en la pág. 283 del Small Dams para ello se hace el estudio mediante la ecuación.

$$\overline{AS} = \overline{Q_1 At} - \overline{Q_0 At}$$

En la que:

AS = Volúmenes acumulados durante At

Q_1 = Gasto medio de las aportaciones durante At

Q_0 = Gasto medio de la descarga durante At .

CALCULO DE LA VARIACION DE NIVELES

Tiempo - Hras	At.en Horas	Gasto medio Qi para At me	Vol. medio de las aportaciones en m3/seg	Elev. de tanque en el vaso al final	Gasto medio de desc. Qo en m3/s.	Desc. me dia para At en Vol.	Aumento del Almc. AS.en Vol. m3	Almc. total en Vol. m3	Elev. en vaso al final de At	Observaciones.
0				1692.12				880000		
1	1.0	11.25	40500	1692.20	0.75	2700	37800	917800	1692.20	Correcto
2	1.0	30.00	108000	1692.40	4.50	16200	91800	1'009600	1692.40	Correcto
3	1.0	44.30	159480	1692.60	12.50	45000	114480	1'124080	1692.60	Correcto
4	1.0	39.75	143100	1692.75	22.50	81000	78480	1'186180	1692.75	Correcto
5	1.0	33.50	120600	1692.755	27.50	99000	21600	1'207780	1692.755	Correcto
6	1.0	24.50	88200	1692.74	27.00	97200	- 9000	1'198780	1692.74	Correcto
7	1.0	15.00	54000	1692.70	25.35	90900	- 36900	1'161880	1692.70	Correcto
8	1.0	5.00	18000	1692.60	20.75	74700	- 56700	1'105180	1692.60	Correcto
9	1.0	0	0	1692.50	14.75	53100	- 53100	1'052080	1692.50	Correcto
10	1.0	0	0	1692.40	9.75	35100	- 35100	1'016980	1692.40	Correcto
11	1.0	0	0	1692.35	6.50	23400	- 23400	993580	1692.35	Correcto
12	1.0	0	0	1692.32	5.00	18000	- 18000	975580	1692.32	Correcto
13	1.0	0	0	1692.30	4.00	14400	- 14400	965180	1692.30	Correcto
14	1.0	0	0	16.92.27	3.25	11700	- 11700	953480	1692.27	Correcto
15	1.0	0	0	1692.25	2.75	9900	- 9900	943580	1692.25	Correcto
16	1.0	0	0	1692.23	2.25	8100	- 8100	935480	1692.23	Correcto
17	1.0	0	0	1692.21	1.75	6300	- 6300	929180	1692.21	Correcto
18	1.0	0	0	1692.195	1.40	5040	- 5040	924140	1692.195	Correcto
19	1.0	0	0	1692.170	1.15	4140	- 4140	920000	1692.17	Correcto
24	5.0	0	0	1692.140	0.75	13500	- 13500	906500	1692.14	Correcto
34	10.0	0	0	1692.120	0.50	26000	- 26000	880000	1692.12	Correcto

Secuela de Cálculo:

1) Con el Hidrograma de la Avenida de Proyecto (Curva de Gastos en función -- del tiempo), se determinan los gastos medios para intervalos de 1 hora o -- sea si se pide el gasto de la hora 1, se busca el gasto medio en la gráfi- ca para un intervalo de 0 a 1, o sea el correspondiente a la 1/2 hora dán- donos un $Q_m = 11.25 \text{ m}^3/\text{seg}$ (Gráfica del Hidrograma de la Avenida del Villa- chuate para una frecuencia de 10 años Presa San José de las Cañas, Mpio. - Mich.), así se calculan los demás Q_m hasta un intervalo de 8 hs.

2) Convertimos este Q_m a un volumen por hora.

$$\text{o sea } V_1 = 11.25 \text{ m}^3/\text{seg} \times 3600 \text{ seg} = 40500 \text{ m}^3 \\ \text{1 hora}$$

3) De la gráfica de descarga del vertedor teniendo como origen la elevación -- de la cresta vertedera o sea la elev. 1692.12 m corresponde 0 de descarga del vertedor.

Se supone una elev. de tanteo eligiendo como primer tanteo la elev. -- - 1692.20.

De acuerdo con esta elev. de la gráfica de descarga del vertedor se obtie- ne un Q de descarga de $Q = 1.5 \text{ m}^3/\text{seg}$.

Para obtener un Q medio de descarga del vertedor la descarga correspondien- te a la elev. anterior o sea la elev. 1692.12 da un Q desc = 0 y el Q desc obtenido con la elev. 1692.20 $Q = 1.5 \text{ m}^3/\text{seg}$ obtenemos un promedio

$$Q \text{ medio descarga} = \frac{0 + 1.5}{2} = 0.75 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Para obtener el volumen medio de descarga en una hora multiplicamos este -- gasto de $0.75 \text{ m}^3/\text{seg}$ por el número de segundos que tiene una hora que son 3600 seg.

$$Q \text{ medio descarga en volumen} = 0.75 \text{ m}^3/\text{seg} \times 3600 \text{ seg} = 2700 \text{ m}^3.$$

4) Aplicando la fórmula

$AS = Aporta \text{ en } At - \text{descarga } At$
almacena en At.

$$AS = 40500 - 2700 = 37800 \text{ m}^3$$

Vol. almacenado = 37800 m³

- 5) Para obtener el volumen total, se tiene un Vol. de 880000 m³ en el vaso de la presa correspondiente a una elev. 1692.12 (Véase gráfica de Elevaciones-Capacidades del Vaso), el volumen total será:

$$V_t = 880000 + 37800 = 917800 \text{ m}^3$$

- 6) Entrando a la gráfica elev. capacidades del vaso, con un volumen $V_t = 917800 \text{ m}^3$ encontramos una elev. 1692.20 que concuerda con la que supusimos.

Suponiendo la elev. 1692.40 como primer tanteo.

Entrando a la gráfica de descarga del vertedor

$$Q_{\text{desc } 1692.40} = 7.5 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{desc } 1692.20} = 1.5 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{medio}} = \frac{7.5 + 1.5}{2} = 4.5 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Volumen hora} = 4.5 \text{ m}^3/\text{seg} \times 3600 = 16200 \text{ m}^3$$

$$AS = 108000 - 16200 = 91800 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen total acumulado} = 917800 + 91800 = 1'009600 \text{ m}^3$$

Entrando a la gráfica elevaciones-capacidades con un volumen

$V = 1'009600 \text{ m}^3$ encontramos una elevación 1692.40 m que concuerda con la que supusimos.

3° cálculo: suponiendo la elev. 1692.60 m

$$Q_{\text{desc } 1692.60} = 17.5 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{desc } 1692.40} = 7.5 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_m = \frac{17.5 + 7.5}{2} = 12.5 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Vol.} = 12.5 \text{ m}^3/\text{seg} \times 3600 \text{ seg} = 45000 \text{ m}^3$$

$$AS = 159480 - 45000 = 114480 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen total} = 1009600 + 114480 = 1'124080 \text{ m}^3$$

Entrando a la gráfica Elev.-Capacidades del vaso, con un volumen total de 1'124080 m³ obtenemos una elev. de 1692.60 igual a la supuesta.

4° cálculo: suponiendo una elev. 1692.75 m

$$Q_{\text{desc } 1692.75} = 27.5 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{desc } 1692.60} = 17.5 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_m = \frac{27.5 + 17.5}{2} = 22.50 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Vol.} = 22.50 \text{ m}^3/\text{seg} \times 3600 \text{ seg} = 81000 \text{ m}^3$$

$$\text{AS} = 143100 - 81000 =$$

$$\text{Vol. total} = 62100 + 1'124080 = 1'186180 \text{ m}^3$$

$$\text{Elev. Vol } 1'186180 \text{ m}^3 = 169275$$

5° Cálculo: suponiendo una elev. 1692.80

$$Q_{\text{desc } 1692.80} = 31.5 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{desc } 1692.75} = 27.5 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_m = \frac{31.5 + 27.5}{2} = 29.5 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Vol. descarga} = 29.5 \text{ m}^3/\text{seg} \times 36000 \text{ seg} = 106200 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol AS} = 120600 - 106200 = 14400 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol. total} = 14400 + 1'186180 = 1200580 \text{ m}^3$$

$$\text{Elev. } 1692.75 \neq 1692.80$$

Sup. elev. 1692.755

$$Q_{\text{desc. } 1692.755} = 27.5 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{desc. } 1692.75} = 27.5 \text{ m}^3/\text{seg} \quad Q_m = \frac{27.5 + 27.5}{2} = 27.5 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Vol. desc.} = 27.5 \text{ m}^3/\text{seg} \times 3600 \text{ seg} = 99000 \text{ m}^3$$

$$\text{AS} = 120600 - 99000 = 21600$$

$$\text{Vol. total} = 1'186180 + 21600 = 1'207780 \text{ m}^3$$

$$\text{Elev.} = 1692.755$$

6° Cálculo: Sup. elev. 1692.74

$$Q_{\text{desc. } 1692.74} = 26.5 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{desc. } 1692.75} = 27.5 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{medio}} = \frac{26.5 + 27.5}{2} = \frac{54}{2} = 27.00 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Vol descarga} = 27 \text{ m}^3/\text{seg} \times 3600 \text{ seg} = 97200 \text{ m}^3$$

$$\text{AS} = 88200 - 97200 = -9000 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol. total} = 1207780 - 9000 = 1'198780 \text{ m}^3$$

$$\text{Elev. } 1692.74$$

7° cálculo: suponiendo una elev 1692.70

$$Q_{\text{desc } 1692.70} = 24.00 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{desc } 1692.74} = 26.50 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_m = \frac{24.00 + 26.50}{2} = \frac{50.5}{2} = 25.25 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Vol. de descarga} = 25.25 \text{ m}^3/\text{seg} \times 3000 \text{ seg} = 75750 \text{ m}^3$$

$$\text{AS} = 54000 - 75750 = - 21750 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen total} = 1198780 - 21750 = 1177030 \text{ m}^3$$

Elev. 1692.70

8° cálculo: suponiendo una elev. 1692.60

$$Q_{\text{desc } 1692.60} = 17.5 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{desc } 1692.70} = 24.00 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{medio}} = \frac{17.5 + 24.00}{2} = 20.75 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Volumen de descarga} = 20.75 \text{ m}^3/\text{seg} \times 3600 \text{ seg} = 74700 \text{ m}^3$$

$$\text{AS} = 18000 - 74700 = - 56700 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen total} = 1177030 - 56700 = 1120330 \text{ m}^3$$

Elev. 1692.60

A partir de esta elevación ya no aporta nada la avenida estances tenenos para descarga

Suponiendo una elev. 1692.50

$$Q_{\text{desc } 1692.50} = 12.00 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{desc } 1692.60} = 17.50 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_m = \frac{12 + 17.50}{2} = 14.75 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Vol. descarga} = 14.75 \text{ m}^3/\text{seg} \times 3600 \text{ seg} = 53100 \text{ m}^3$$

$$\text{AS} = 0 - 53100 = - 53100 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol. total} = 1120330 - 53100 = 1067230 \text{ m}^3 \quad \text{Elev. 1692.50}$$

Suponiendo una elev 1692.40

$$Q_{\text{desc elev } 1692.40} = 7.5 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{desc. elev } 1692.50} = 12.0 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{medio}} = \frac{7.5 + 12.00}{2} = 9.75 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Vol. de descarga} = 9.75 \text{ m}^3/\text{seg} \times 3600 \text{ seg} = 35100 \text{ m}^3$$

$$\text{AS} = 0 - 35100 = - 35100 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen total} = 1'052080 - 3500 = 1'016980 \text{ m}^3$$

$$\text{Elev. } 1692.40$$

Suponiendo una elev. 1692.35

$$Q_{\text{desc } 1692.35} = 5.5 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{desc } 1692.40} = 7.5 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{medio}} = \frac{5.5 + 7.5}{2} = 6.5 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Vol. desc.} = 6.5 \text{ m}^3/\text{seg} \times 3600 \text{ seg} = 23\ 400 \text{ m}^3$$

$$\text{AS} = 0 - 23400 = - 23\ 400 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol. total} = 1'016980 - 23400 = 993580 \text{ m}^3$$

$$\text{Elev. } 1692.35$$

Suponiendo una elev. 1692.32

$$Q_{\text{desc } 1692.32} = 4.5 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{desc } 1692.35} = 5.5 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{medio}} = \frac{4.5 + 5.5}{2} = 5.0 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Vol. descarga} = 5.0 \text{ m}^3/\text{seg} \times 3600 \text{ seg} = 18000 \text{ m}^3$$

$$\text{AS} = 0 - 18000 \text{ m}^3 = - 18000 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol. total} = 993\ 580 - 18000 = 975580 \text{ m}^3$$

Suponiendo una elev. 1692.30

$$Q_{\text{duc } 1692.30} = 3.5 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{desc } 1692.32} = 4.5 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{medio}} = \frac{3.5 + 4.5}{2} = \frac{8.0}{2} = 4.00 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Vol. desc} = 4.00 \text{ m}^3/\text{seg} \times 3600 \text{ seg} = 14400 \text{ m}^3$$

$$\text{AS} = 0 - 14400 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol} = 975580 - 14400 = 961180 \text{ m}^3 \quad \text{Elev } 1692.30$$

Suponiendo una elev. 1692.27

$$Q_{\text{desc}} 1692.27 = 3.0 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{desc}} 1692.30 = 3.5 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{medio}} = \frac{3.0 + 3.5}{2} = 3.25 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Vol. descarga} = 3.25 \text{ m}^3/\text{seg} \times 3600 \text{ seg} = 11700 \text{ m}^3$$

$$\text{AB} = 0 - 11700 = -11700 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol. total} = 953480 - 11700 = 941780 \text{ m}^3 \quad \text{Elev. } 1692.27$$

Suponiendo una elev. 1692.25

$$Q_{\text{desc}} 1692.25 = 2.5 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{desc}} 1692.27 = 3.0 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{medio}} = \frac{2.5 + 3.0}{2} = 2.75 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Vol. desc} = 2.75 \text{ m}^3/\text{seg} \times 3600 \text{ seg} = 9900 \text{ m}^3$$

$$\text{AB} = 0 - 9900 = -9900 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol. total} = 953480 - 9900 = 943580 \text{ m}^3 \quad \text{Elev. } 1692.25$$

Suponiendo una elev. 1692.23

$$Q_{\text{desc}} 1692.23 = 2.0 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{desc}} 1692.25 = 2.5 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{medio}} = \frac{2.0 + 2.5}{2} = 2.25 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Vol. descarga} = 2.25 \text{ m}^3/\text{seg} \times 3600 \text{ seg} = 8100 \text{ m}^3$$

$$\text{AB} = 0 - 8100 = -8100 \text{ m}^3 \quad \text{Vol. total} = 943580 - 8100 = 935480$$

Elev. 1692.23

Suponiendo una elev. 1692.21

$$Q_{\text{desc}} = 1.5 \text{ m}^3/\text{seg} \\ 1692.21$$

$$Q_{\text{desc}} 1692.23 = 2.00 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{medio}} = \frac{1.5 + 2.0}{2} = 1.75 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Vol. desc} = 1.75 \text{ m}^3/\text{seg} \times 3600 \text{ seg} = 6300 \text{ m}^3$$

$$\text{AS} = 0 - 6300 = - 6300 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol. total} = 935480 - 6300 = 929180 \text{ m}^3 \quad \text{Elev. 1692.21}$$

Suponiendo una elev. 1692.195

$$Q_{\text{desc 1692.195}} = 1.30 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{desc 1692.21}} = 1.50 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_M = \frac{1.3 + 1.5}{2} = \frac{2.8}{2} = 1.4 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Vol. desc.} = 1.4 \text{ m}^3/\text{seg} \times 3600 \text{ seg} = 5040 \text{ m}^3$$

$$\text{AS} = 0 - 5040 = - 5040 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol. total} = 929180 - 5040 = 924140 \text{ m}^3 \quad \text{Elev. 1692.195}$$

Suponiendo elev. 1692.17

$$Q_{\text{desc 1692.17}} = 1.0 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{desc. 1692.195}} = 1.30 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_M = \frac{1.30 + 1.00}{2} = \frac{2.30}{2} = 1.15 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Vol. desc.} = 1.15 \text{ m}^3/\text{seg} \times 3600 \text{ seg} = 4140 \text{ m}^3$$

$$\text{AS} = 0 - 4140 \text{ m}^3 = - 4140 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol. total} = 924140 - 4140 = 920000 \text{ m}^3 \quad \text{Elev. 1692.17}$$

Suponiendo elev. 1692.14

$$Q_{\text{desc. 1692.14}} = 0.5 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{desc. 1692.17}} = 1.0 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q_{\text{medio}} = \frac{0.5 + 1.0}{2} = 0.75 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$\text{Vol. desc.} = 0.75 \text{ m}^3/\text{seg} \times 3600 \text{ seg} \times 5 = 13500 \text{ m}^3$$

$$\text{AS} = 0 - 13500 = - 13500 \text{ m}^3$$

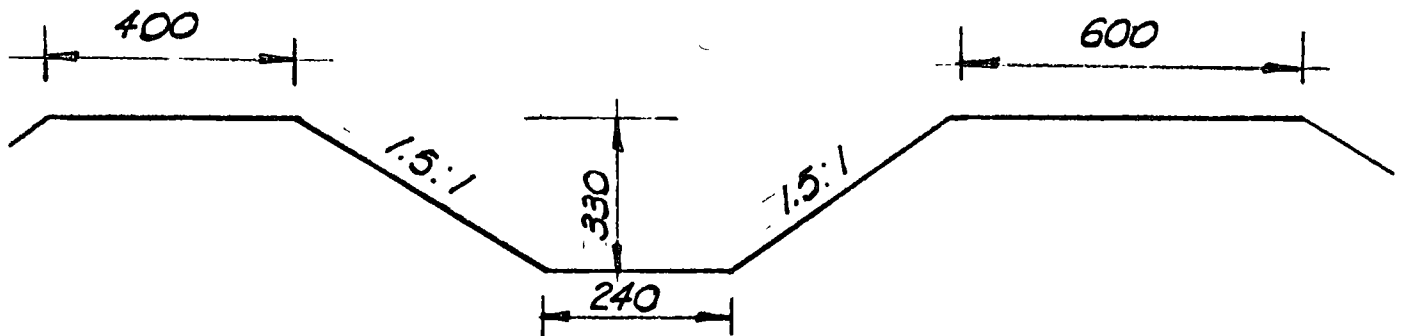
$$\text{Vol. total} = 920000 - 13500 = 906500 \quad \text{Elev. 1692.14}$$



SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION DE PROYECTOS.
DEPARTAMENTO DE CANALES

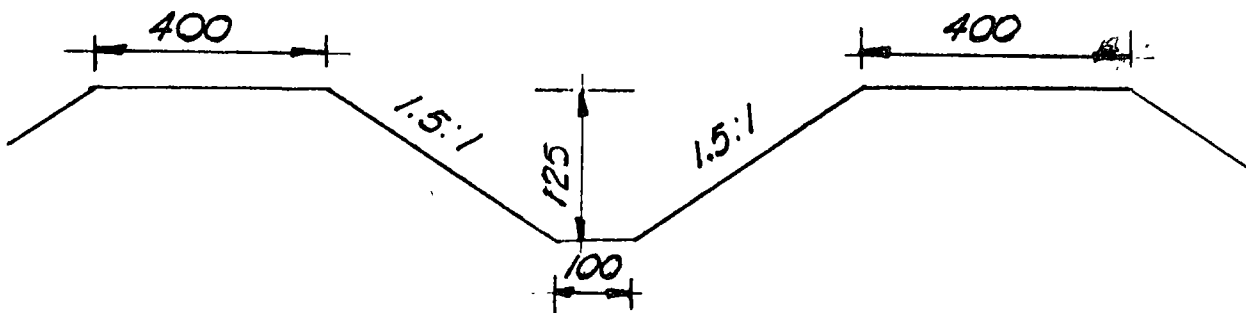
DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL PRINCIPAL "AZUA"

$Q = 18.070 \text{ m}^3/\text{seg}$
 $b = 2.40 \text{ m}$
 $n = 0.015$
 $s = 0.00015$
 $t = 1.5:1$



Datos hidráulicos del canal lateral derecha Km 19+880

$Q = 2.34 \text{ m}^3/\text{seg}$
 $b = 1.00 \text{ m}$
 $n = 0.015$
 $s = 0.0008$
 $t = 1.5:1$



Verificación de los datos hidráulicos del canal principal

Area hidráulica Suponiendo $d = 2.70$

$$A = bd + md^2 = 2.40 \times 2.70 + 1.5 \times 2.7^2 = 17.415 \text{ m}^2$$

Perímetro mojado

$$P = b + 2d \sqrt{1+m^2} = 2.40 + 2 \times 2.70 \sqrt{1+1.5^2} = 12.1349 \text{ m}$$

Radio hidráulico

$$R = \frac{A}{P} = \frac{17.415}{12.1349} = 1.435 \quad r^{2/3} = 1.272$$

Velocidad

$$v = \frac{1}{n} S^{1/2} R^{2/3} = \frac{1}{0.015} 0.00015^{1/2} 1.435^{2/3} = 1.0379$$

Gasto

$$Q = AV = 17.415 \times 1.0379 = 18.07 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Verificación de los datos hidráulicos del canal lateral

Area hidráulica Suponiendo $d = 0.90$

$$A = bd + md^2 = 1.0 \times .90 + 1.5 \times .90^2 = 2.115$$

Perímetro mojado

$$P = b + 2d \sqrt{1+m^2} = 1.0 + 2 \times .90 \sqrt{1+1.5^2} = 4.244 \text{ m}$$

Radio hidráulico

$$R = \frac{A}{P} = \frac{2.115}{4.244} = 0.498 \text{ m}$$

Velocidad

$$V = \frac{1}{n} S^{1/2} R^{2/3} = \frac{1}{0.015} 0.0008^{1/2} 0.498^{2/3} = 1.106 \text{ m/seg}$$

$$V = 1.106 \text{ m/seg} \quad hv = \frac{1.106^2}{19.62} = 0.062$$

Gasto:

$$Q = AV = 2.115 \times 1.106 = 2.34 \text{ m}^3/\text{seg}$$

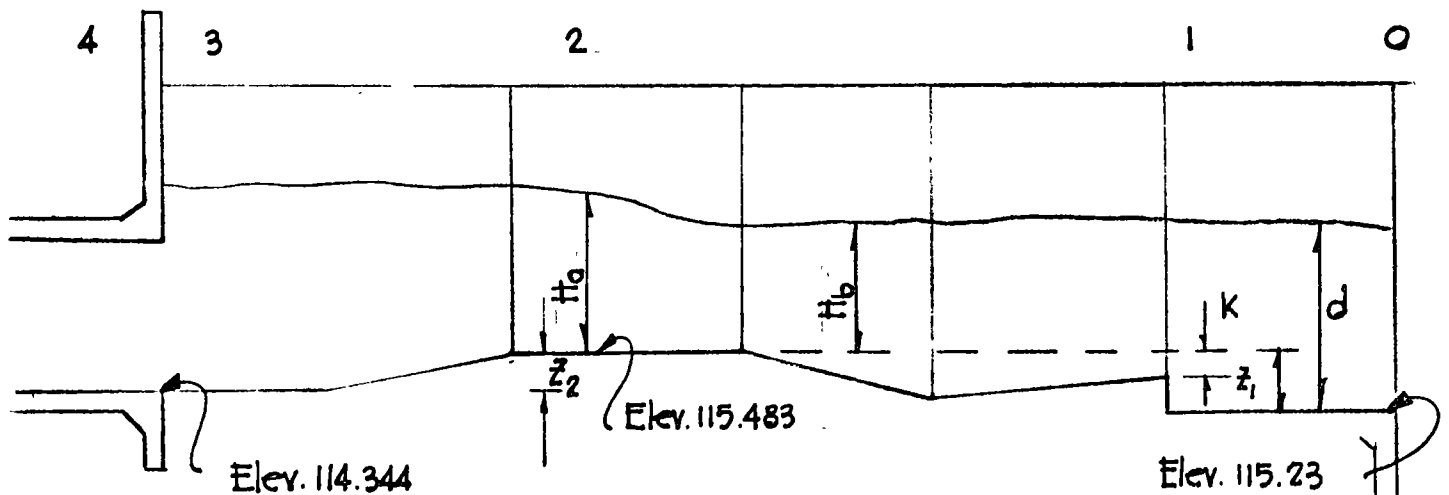
Proyecto de un medidor PARSHALL

1. Solución del tamaño del medidor

De acuerdo con el memorándum técnico N° 63 de la S.R.H. vienen las tablas y nomogramas para calcular medidores Parshall.

Teniendo en cuenta el gasto que va a pasar por la toma de $Q = 2.34 \text{ m}^3/\text{seg}$, vemos en la pág. N° 12 del memorándum cuál es el medidor más conveniente para este gasto

$W = 1.50$ cuyas medidas son las siguientes. Con este medidor se verificó, teniendo como conclusión de que no trabaja. Por lo que ahora suponemos el tamaño del medidor que es de 2.50 , por consiguiente encontramos las siguientes medidas.



$$d_1 + hv_1 - \Delta h_v = 0.928 + 0.0407 - 0.0063 = 0.962$$

$$\text{Se adopta} = 0.928$$

Bernoulli entre 1 y 2 (medidor)

$$d_1 + hv_1 + \text{Pérdidas} = Z_1 + H_a + hv_a$$

$$d_1 = 0.928 \quad hv_1 = 0.0407 \quad \text{Pérdidas} = 0.047 \text{ (nomograma)}$$

$$H_a = 0.66$$

$$b_a = 2.50 \quad (\text{tamaño del medidor})$$

$$A_a = 0.66 \times 2.50 = 1.650$$

$$V_a = \frac{Q}{A_a} = \frac{2.34}{1.650} = 1.4181$$

$$hv_a = \frac{1.4181^2}{19.62} = 0.1025$$

Substituyendo:

$$0.928 + 0.0407 + 0.047 = Z + 0.66 + .1025$$

$$1.0157 = Z + .7625$$

$$\therefore Z_1 = 1.0157 - .7625 = 0.253$$

Bernoulli entre 2 y 3 (transición de entrada)

$$Z_2 + H_a + hv_a + \Delta h_{2-3} = d_3 + hv_3$$

$$\text{Elev. } 115.23 + 0.253 = 115.483$$

$$Z_2 = \text{Elev. } 115.483 - \text{Elev. } 114.344 = 1.139$$

$$H_a = 0.66$$

$$\Delta hv_{2-3} = 0.3 (hv_a - hv_3)$$

$$hv_a = 0.1025$$

$$1.139 + 0.66 + 0.1025 = d_3 + hv_3 - \Delta hv_{2-3}$$

$$1.902 = d_3 + hv_3 - \Delta hv_{2-3}$$

$$\text{Suponiendo un } d_3 = 1.862$$

$$b_3 = 1.22$$

$$A_3 = 1.862 \times 1.22 = 2.2716$$

$$V_3 = \frac{Q}{A_3} = \frac{2.34}{2.2716} = 1.030$$

$$hv_3 = \frac{1.030^2}{19.62} = 0.0540$$

$$\Delta h_{2-3} = 0.3 (0.1025 - 0.0540) = \underline{0.0145}$$

Bernoulli entre 3 y 4 (salida de la toma)

$$d_3 + h_{v_3} + \Delta h_{3-4} = d_4 + h_{v_4} + \frac{P_4}{\rho}$$

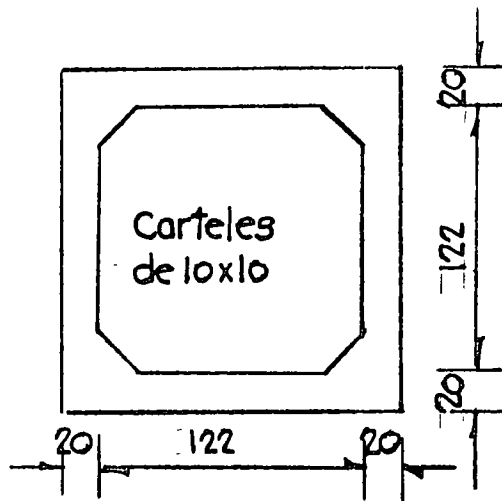
$$d_3 = 1.862$$

$$h_{v_3} = 0.0540$$

$$\Delta h_{3-4} = .3 (h_{v_4} - h_{v_3})$$

Cálculo hidráulico del conducto:

Suponiendo un conducto para alojar una compuerta de 1.22 x 1.22



Area hidráulica

$$d_4 = 1.22$$

$$b_4 = 1.22$$

$$A_4 = 1.22 \times 1.22 - 4 \left(\frac{.10 \times .10}{2} \right) = 1.508$$

Perímetro mojado

$$P = 2 (1.22 - .20) + 2 (1.22 - .20) + 4 \sqrt{.10^2 + .10^2} = 4.64$$

Velocidad:

$$v_4 = \frac{Q}{A} = \frac{2.34}{1.508} = 1.551$$

$$h_{v_4} = \frac{1.551^2}{19.62} = 0.1217$$

Radio hidráulico

$$R = \frac{A}{P} = \frac{1.508}{4.64} = 0.3266$$

$$R^{2/3} = 0.473$$

$$hf = \left(\frac{v n}{r^{2/3}} \right)^2 L$$

$$v = 1.551$$

$$hf = \left(\frac{1.551 \times 0.015}{0.473} \right)^2 750 = \underline{\underline{0.018}}$$

$$n = 0.015$$

$$r^{2/3} = 0.473$$

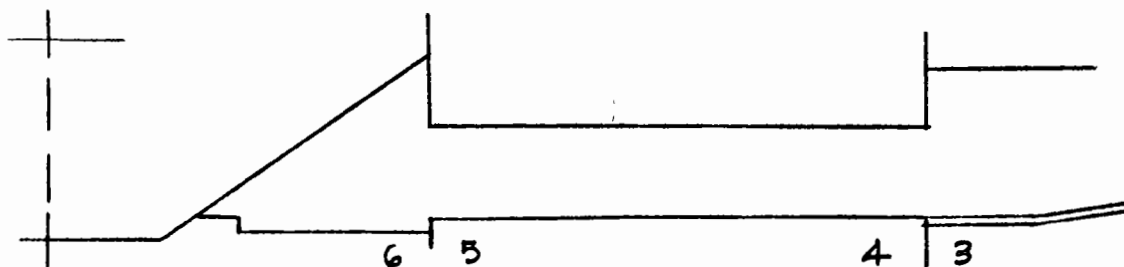
$$L = 750$$

$$\Delta hv_{3-4} = 0.3 (0.1217 - 0.0540) = \underline{\underline{0.020}}$$

$$1.862 + 0.054 + 0.020 = 1.22 + 0.1217 + \frac{P_4}{v}$$

$$1.936 = 1.341 + \frac{P_4}{v}$$

$$\therefore \frac{P_4}{v} = 1.936 - 1.341 = 0.595$$



Bernoulli entre 4 y 5 (conducto)

$$\underline{d_4} + \underline{hv_4} + \frac{P_4}{v} + hf = \underline{d_5} + \underline{hv_5} + \frac{P_5}{v}$$

$$\therefore \frac{P_5}{v} = \frac{P_4}{v} + hf$$

$$\frac{P_4}{v} = 0.595$$

$$hf = 0.018 \quad \frac{P_5}{v} = 0.595 + 0.018 = 0.613$$

Bernoulli entre 5 y 6 (entrada de la toma)

$$d_5 + hv_5 + \frac{P_5}{v} + h_{te} = d_6$$

$$d_5 = 1.22$$

$$hv_5 = 0.1217$$

$$h_{te} = 0.5 (hv_c) = 0.5 \times 0.1217 = \underline{\underline{0.0608}}$$

$$\frac{P_5}{v} = 0.613$$

$$1.22 + 0.1217 + 0.613 + 0.0608 = 2.0155$$

Resumen de Pérdidas:

Entrada	0.0608
Fricción	0.018
Salida	0.020
Transición de entrada Parshall	0.0145
Parshall	0.047
Transición salida	<u>0.0063</u>
	$\Sigma = 0.1666$

Energía necesaria

Elev. rasante a la salida	115.23
Tirante normal en el canal lateral	0.90
Carga de velocidad en el canal lateral	0.062
Suma de pérdidas	<u>0.1666</u>
	$\Sigma = 116.3586$

Energía disponible

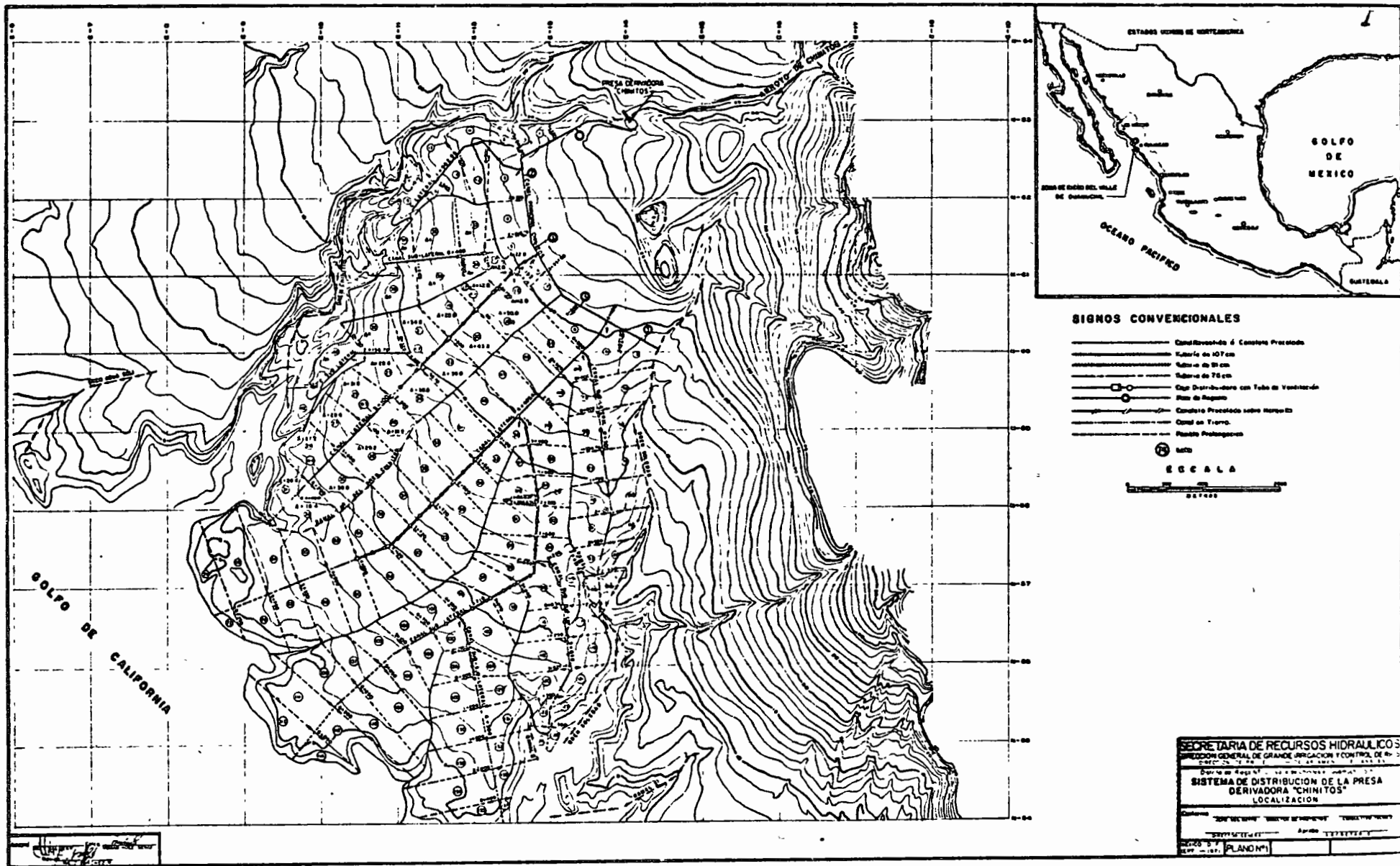
Elev. rasante del canal principal	113.844
Tirante normal en el canal	<u>2.70</u>
	$\Sigma = 116.544$

Carga disponible	116.544
	<u>116.3586</u>
	.1854

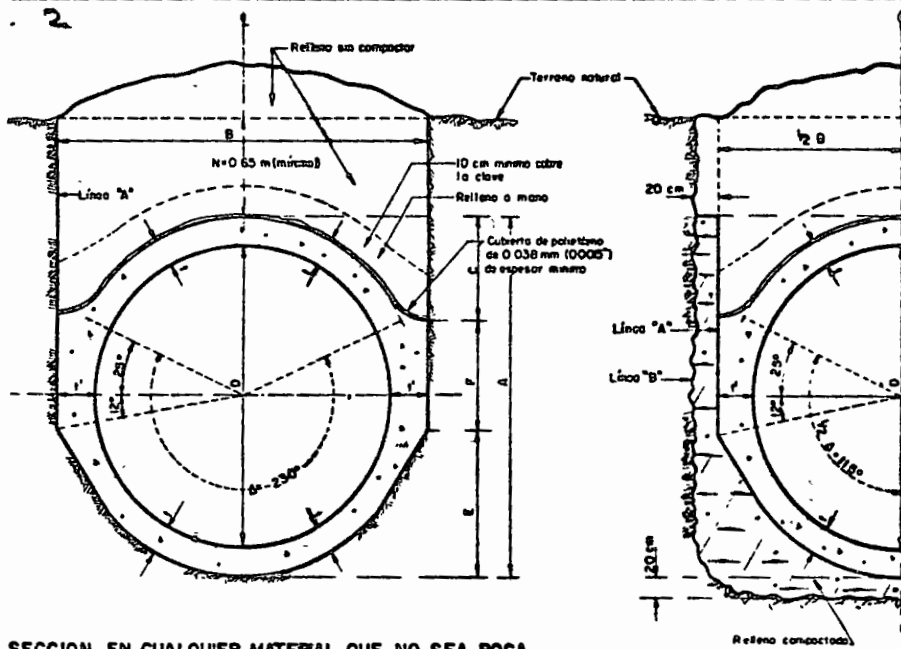
Carga disponible = 0.1854 cm

México, D. F., junio de 1972.





Forma 1007
 1007/1007
 1007/1007



SECCION EN CUALQUIER MATERIAL QUE NO SEA ROCA

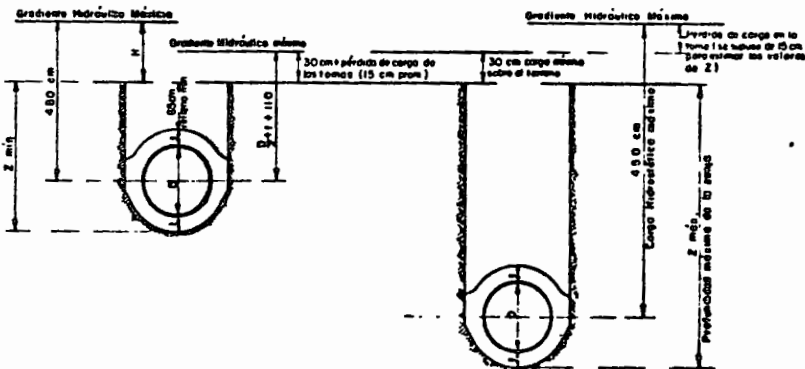
MEDIA SECCION EXCAVADA EN ROCA

DIMENSIONES EXPRESADAS EN CENTIMETROS													
D	I	I'	B	C	F	E	A	N	Z _{min}	Z _{max}	GRADIENTE H _z mín		
cm	pulg	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	cm	mínimo cm	máximo cm	
61	24	76	95	80	216	254	292	762	65	141	443	148	480
76	30	76	95	95	254	302	356	912	65	156	451	156	480
91	36	89	108	113	318	351	419	1088	65	174	459	164	480
107	42	102	121	131	388	411	495	1274	65	192	469	174	480
122	48	127	165	155	419	483	572	1474	65	212	479	194	480
137	54	140	191	175	470	532	648	1650	65	230	488	192	480
152	60	152	203	193	533	580	711	1824	65	247	496	201	480
183	72	178	216	226	635	700	851	2186	65	284	514	219	480

Z mín = D + 21 + 65
 Z máx = 1/2 D + 4405

NOTAS.— Todos los tubos serán operados con carga hidrostática de 450 m² menor y la línea de gradiente hidráulico deberá tener en los sitios de las tomas grana, como mínimo sobre la cota más alta del terreno por ser un cargo de 30 cm más las pérdidas propias de la toma — En el límite de 450 m fijado para el gradiente hidráulico, que son incluidas las sobrecargas por turbulencias, ondulaciones, golpe de ariete y otros fenómenos que los provocan — Cuando las excavaciones se ejecuten total o parcialmente en roca, se aumentará la sección de la zona incrementando las distancias B, en 40 cm y A y E en 20 cm — En ese caso la línea de corte en roca o "Línea B" tendrá una tolerancia de 10 cm para cualquier nivel la separación entre las líneas A y B será inferior a 20 cm, por lo que de la zona, se medirá verticalmente 60 cm. — La línea A es la del corte de la máquina excavadora, en material granoso consolidado por capas de 15 cm colocadas con la humedad óptima — Este relleno será como mínimo, desde el fondo de la zona (previamente labo de encuentros y piedras flotas) hasta la cota de la clave del tubo (+20 cm) y como máximo hasta la altura que con el corte de la máquina en cada caso proporcione apoyo total a la máquina impulsora del concreto que moldea el tubo — Cuando el corte de la zona se haga en material que no sea roca la línea A corresponde a la de corte de la máquina zanjadora.

En el caso de la zona profunda, cuando se presenten fenómenos de sobrecarga (golpe de ariete u otros fenómenos), deberá disminuirse la profundidad Z, para prever que la carga hidrostática estimada desde el centro del tubo, no sea mayor de los 450 m estipulados — Si la pérdida de carga en la toma de que se trata, es diferente de los 15 cm supuestos para estimación de los valores de Z, estos se modificarán aumentándolos en la diferencia si es menor a 15 cm, o disminuyéndolos en la diferencia cuando es mayor de los 15 cm.



PROFUNDIDADES LIMITES PARA TUBOS DE CONCRETO COLADOS EN ZANJA

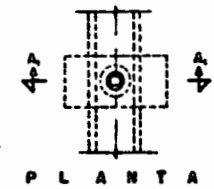
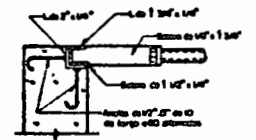
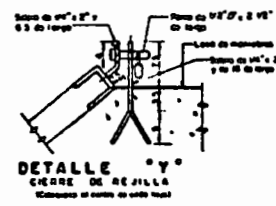
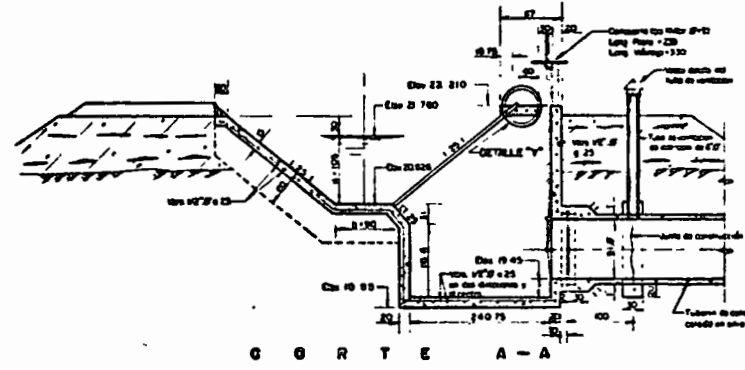
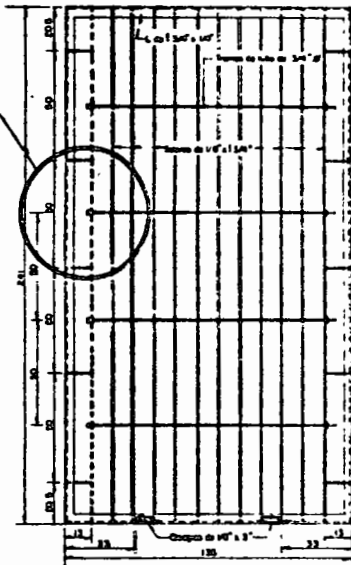
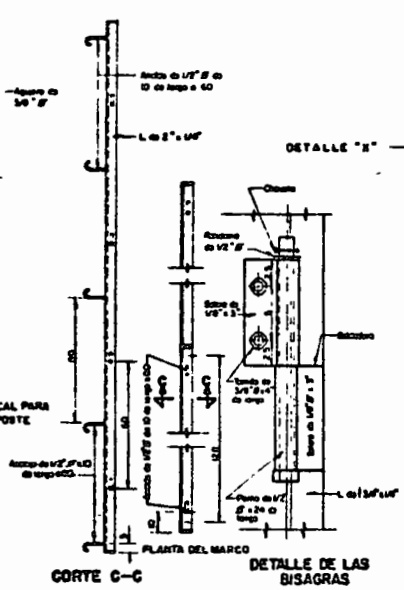
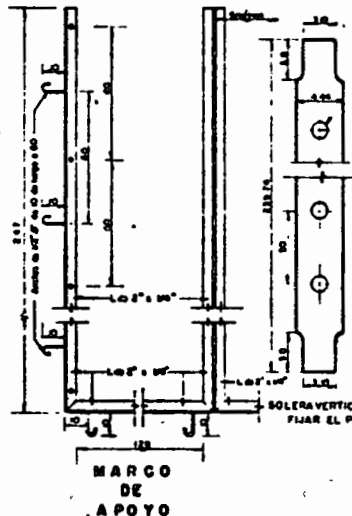
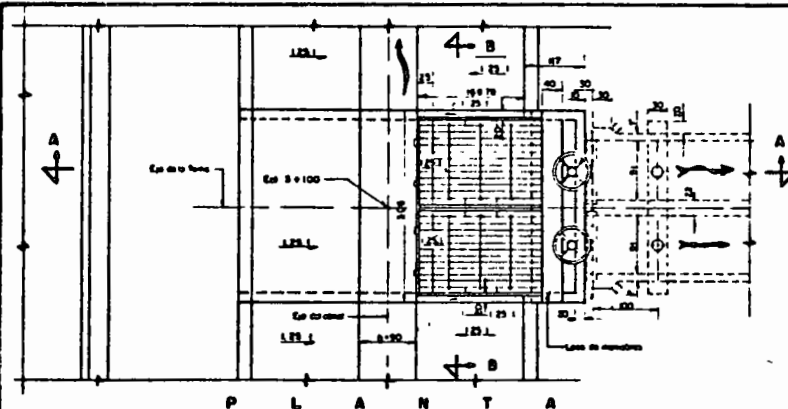
SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION Y CONTROL DE PISOS
 DIRECCION DE PROYECTOS — DEPARTAMENTO DE CANALES

Districto de Riego No. 10 Valle de Chimaltenango en Guatemala, Gu.

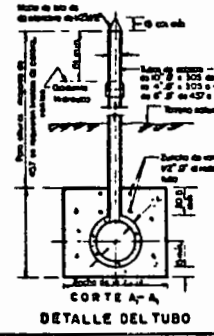
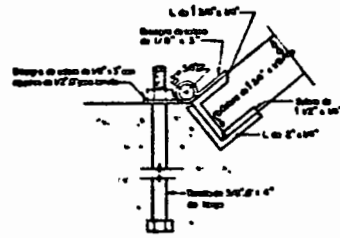
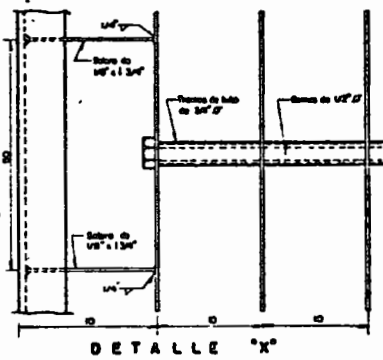
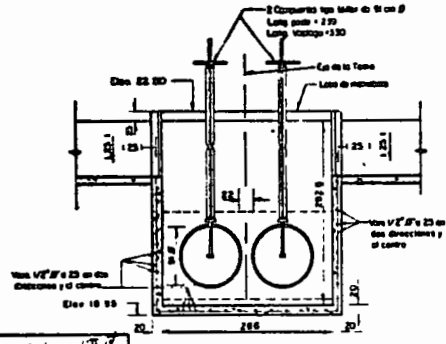
CARACTERISTICAS DE LA TUBERIA COLADA EN SITIO

Conforma: JEFE DEL DEPTO DIRECTOR DE PROYECTOS CONTRAJEVE TECNICO
 DIRECTOR GENERAL Aprobó SECRETARIO

MEDIO D 7 SEP - 1971 PLANO Nº 2

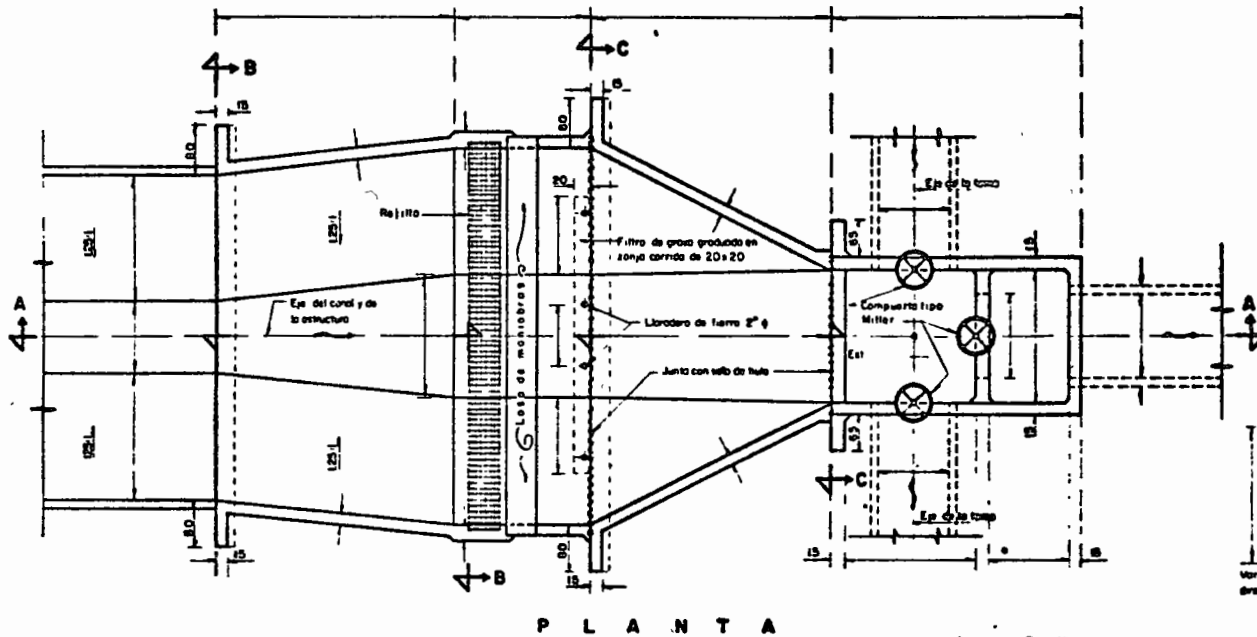


NOTAS:
 Resoluciones en concreto: según la estructura de obra civil. - Escaleras y revestidos en obra. - Usar concreto de f' = 450 kg/cm². - Pagar de alfileres de acero con churros con bridas de 50 ó como sea. - Dimensiones mínimas de los espesores de 1.3 cm de paredes y de los perfiles metálicos, salvo que sea mayor de lo que se indique una vez de acuerdo a los datos de planos de detalle y especialmente una vez de los planos de ejecución.

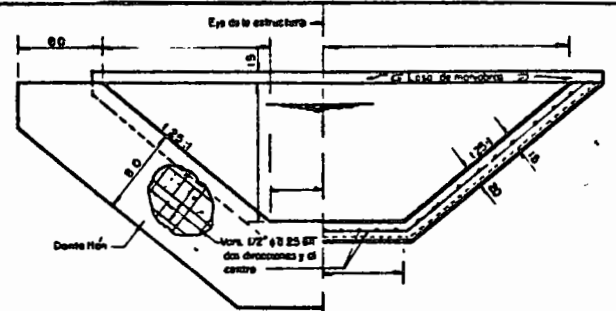


SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
 DIVISION DE PROYECTOS DE CRECIMIENTO DE CANALES
 Datos de Proyecto: - Toma de Agua de Canal Lateral
ESTRUCTURA DE TOMA CON REJILLA DEL CANAL LATERAL KM 3+100
 Contorno: 0.00 0.00 0.00 0.00
 Escala: 1:100 PLANO Nº 3

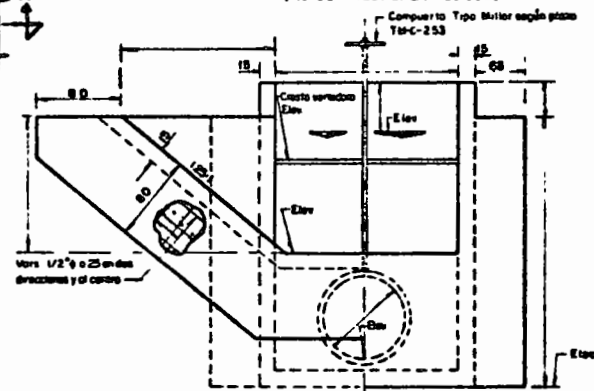
4



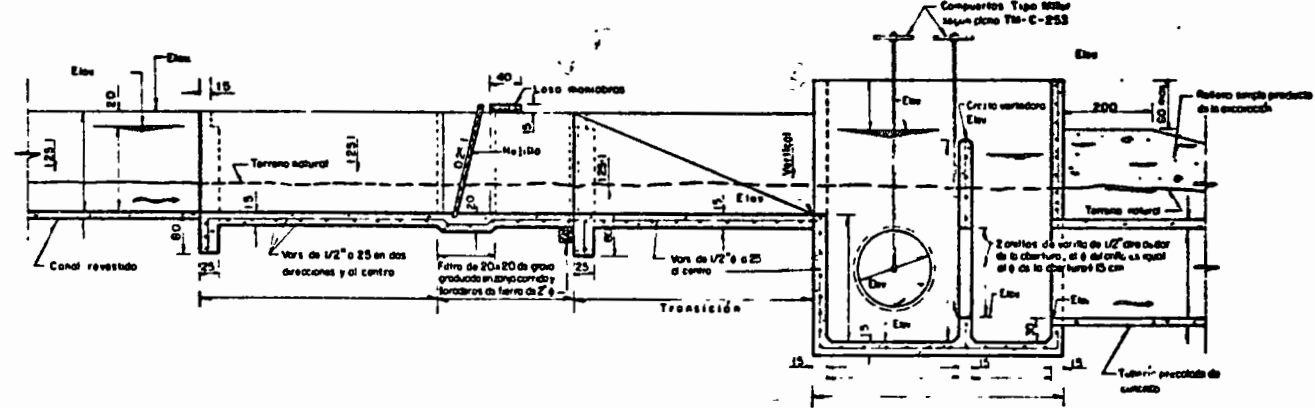
PLANTA



CORTE B-B
(NO SE MUESTRA LA REJILLA)



CORTE C-C



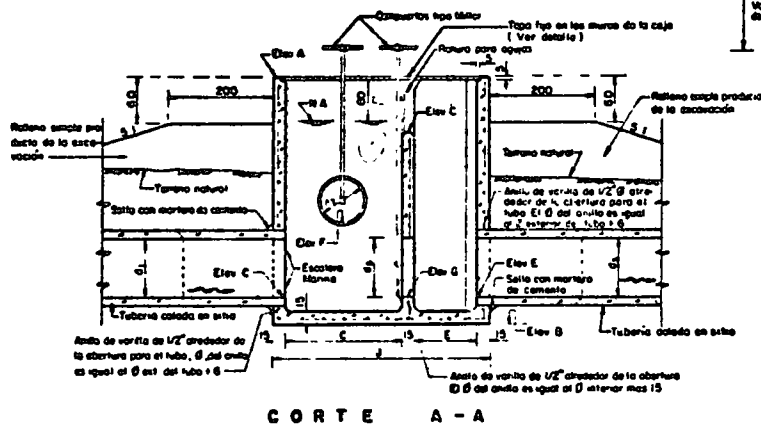
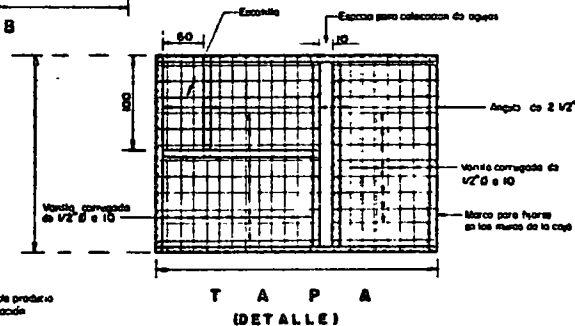
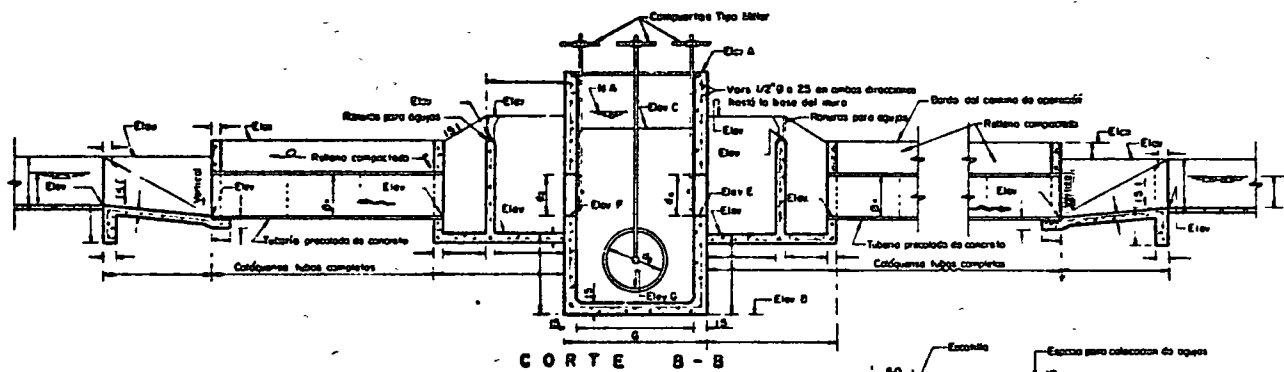
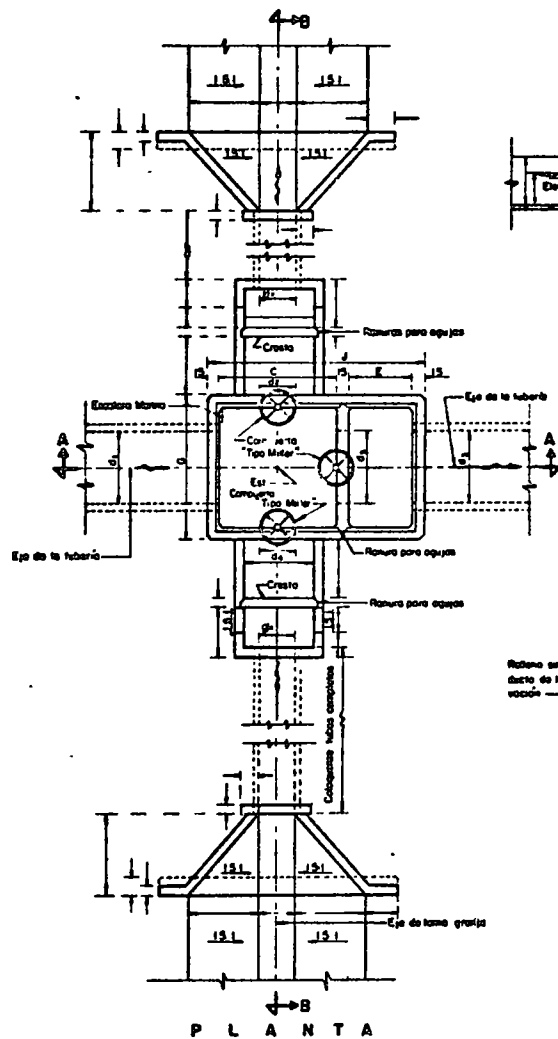
CORTE A-A

NOTAS: Acoraciones en centímetros - Estaciones y elevaciones en metros - Se usará concreto de 140 kg/cm².
 Los cables del fierro de refuerzo deben realizarse con rebobado
 mas de 4 veces el diametro de la espira - Los trocises tendran
 de 24 diámetros - Todos los compuertas serán Tipo Miller con altura
 de 15 cm como se indica - Remanense todos los cristas con
 chollones de 2.5 centímetros

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS	
DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION Y CONTROL DE AGUAS	
DIRECCION DE PROYECTOS - DEPARTAMENTO DE CANALES	
Distrito de Riego N°10 Valle de Chimaltenango, Guatemala, S.A.	
CAJA DE CONEXION	
CANAL REVESTIDO - TUBERIA	
Comisario	24 de Mayo
Director de Proyectos	Aprobado
MEXICO, D.F.	PLANO N° 4
(SEPT. 1971)	

Adoptó: [Signature] Cond. [Signature]
 [Signature] [Signature]

5



NOTAS - Acabados en concreto. Estaciones y elevaciones en metros. Se usará concreto de 15-40 Kg/cm². Los detalles del fierro de refuerzo de los realizados con varillas mínimas de 4 veces el ϕ de la varilla. Los trazo pes serán de 24 días. Todos los compartes serán "Tipo Meter" con el largo del vertido tal como se indican. Removense todas las aristas con chiflonas de 2.5 cms.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION Y CONTROL DE ROS
 DIRECCION DE PROYECTOS - DE PLANTAMIENTO DE CANALES

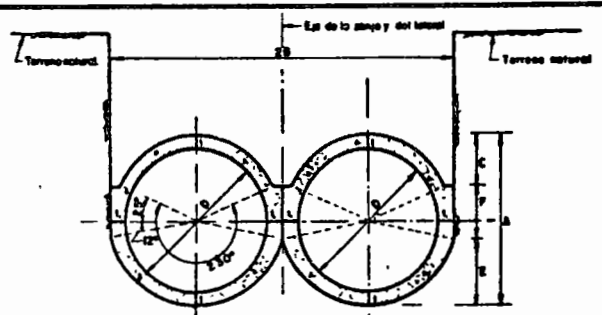
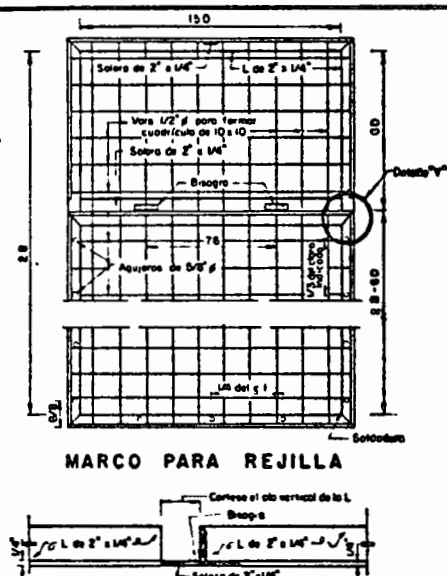
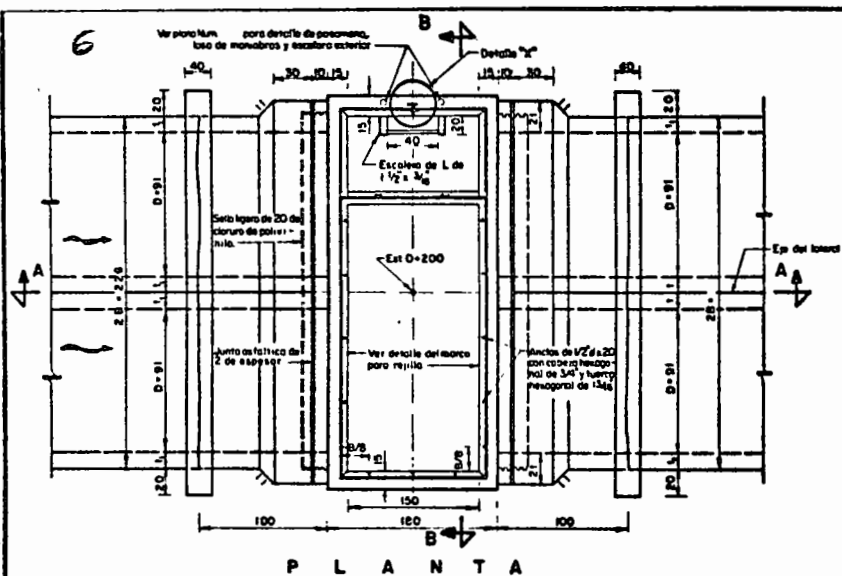
Distrito de Riego N°10 - Valle de Chuscos en Cuernavaca Sin

CAJA DISTRIBUIDORA CON TOMA GRANJA DOBLE Y VERTEDORES PARA AFOROS

Conforme: _____ JEFE DEL SERVICIO DIRECTOR DE PROYECTOS CONSULTIVO TECNICO
 _____ Aprobado
 DIRECTOR GENERAL _____ SECRETARIO

MEXICO DF PLANO N°15

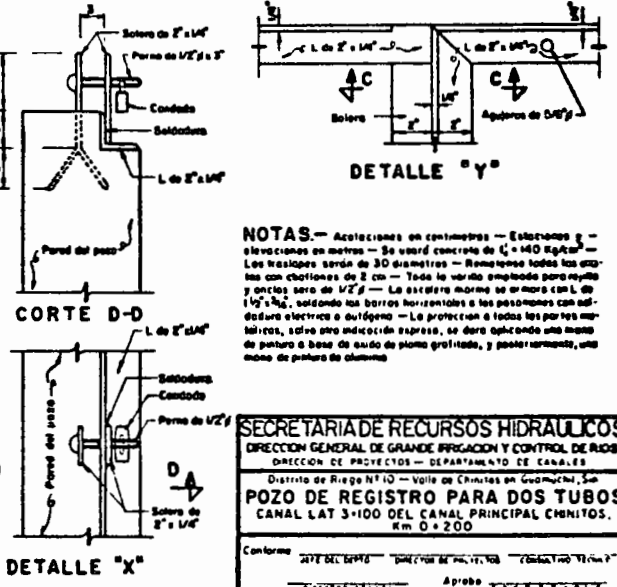
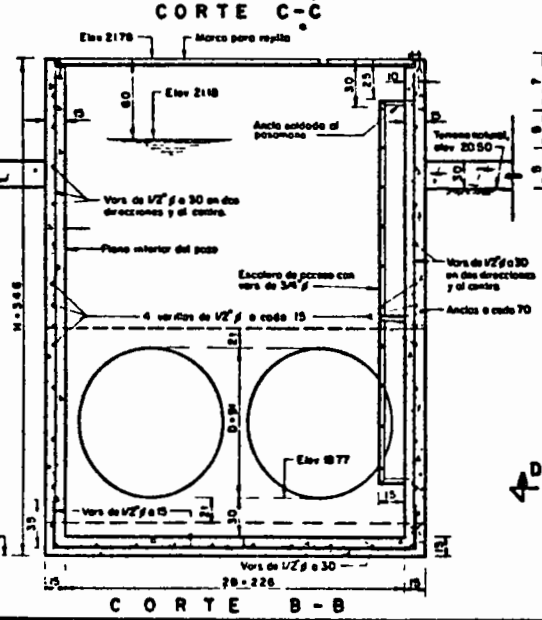
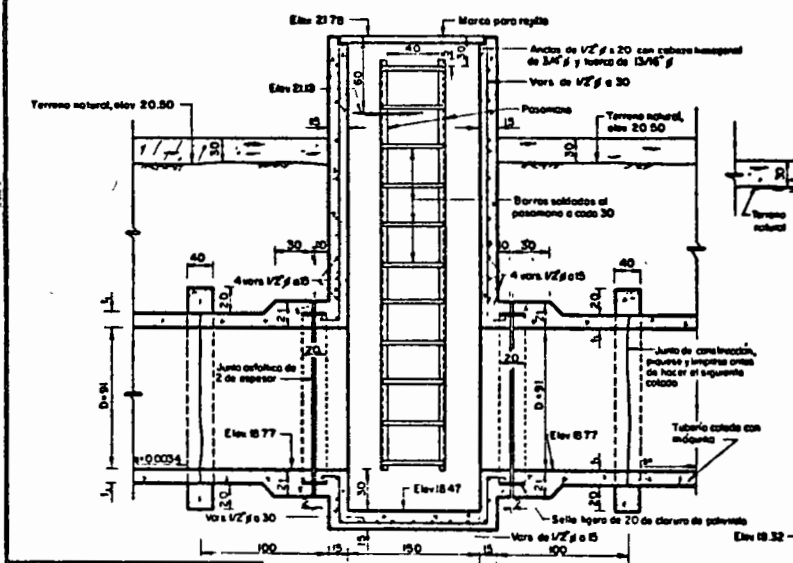
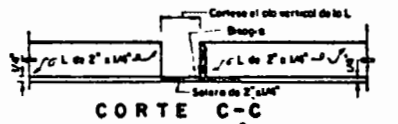
Asesorado: _____
 Diseñado: _____
 Revisado: _____



SECCION TIPO PARA TUBOS DE CONCRETO SIN JUNTAS COLADOS EN EL SITIO

CUADRO DE ESPECIFICACIONES GENERALES DEL TUBO DE CONCRETO SIN JUNTAS

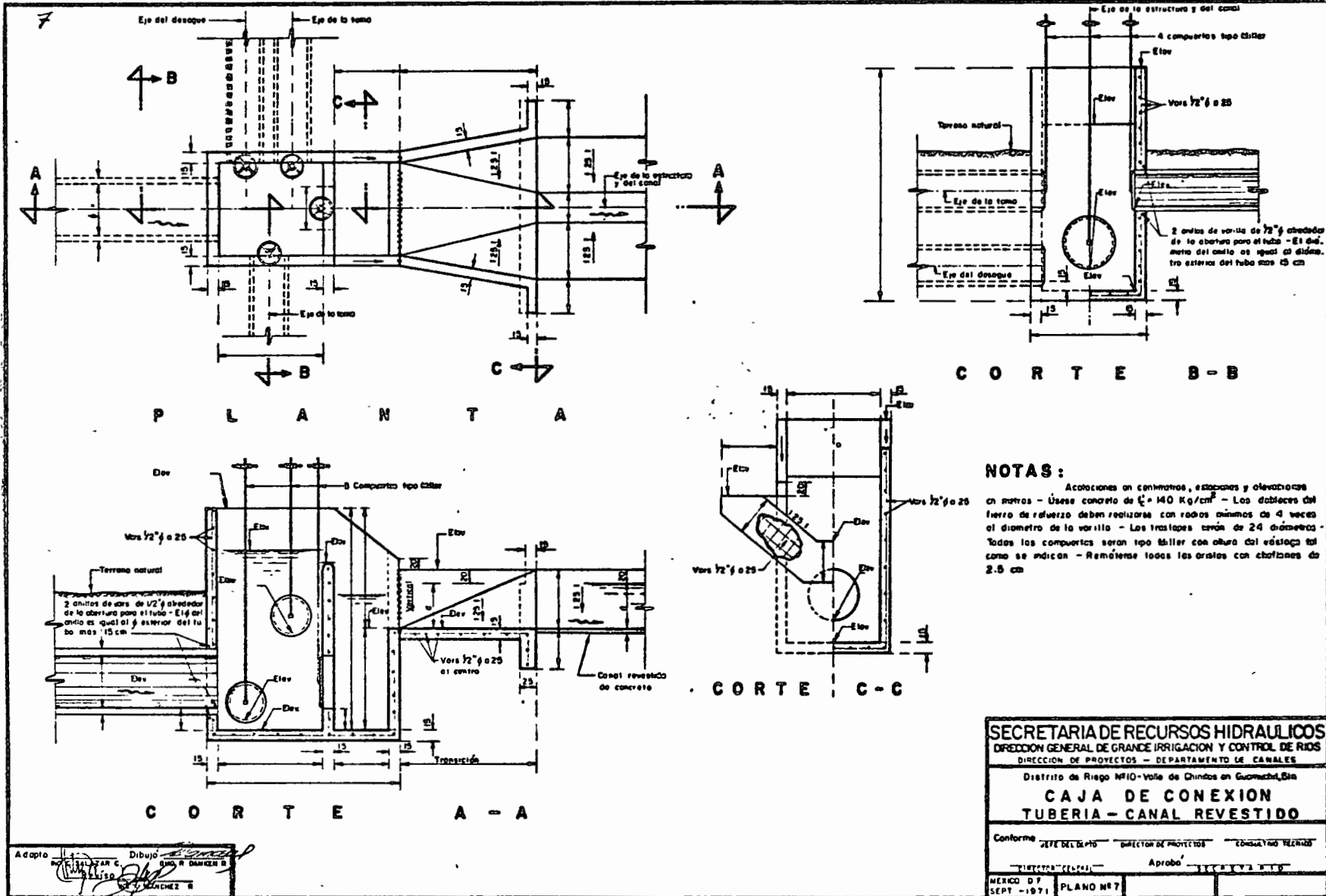
D	DIMENSIONES EN CENTIMETROS						
	1	1 ₁	B	C	F	E	A
76 (30")	76	95	95.0	25.4	30.2	35.6	81.4
91 (36")	89	108	113.0	31.8	35.1	41.9	109.4
107 (42")	102	121	131.0	36.8	41.1	48.9	127.1



NOTAS.- Aceleraciones en centímetros - Estaciones y elevaciones en metros - Se usó concreto de 140 kg/m³ - Los flejes serán de 30 cuadros - Remplazo sobre los anillos con chapales de 2 cm - Toda la varilla empleada para rejilla y anillos será de 1/2" - La escalera será de 1/2" x 15, soldando los barras horizontales a los posonamos con soldadura eléctrica de argón - La protección a todos los partes metálicas, sobre una indicación expresa, se hará aplicando una mano de pintura a base de óxido de zinc grisado, y posteriormente, una mano de pintura de aluminio

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
 DIRECCION DE PROYECTOS - DEPARTAMENTO DE CANALES
 Distrito de Riego N° 10 - Valle de Chinitas en Guzmán, San
POZO DE REGISTRO PARA DOS TUBOS
 CANAL LAT 3+100 DEL CANAL PRINCIPAL CHINITOS.
 Km 0 + 200

Conforma: **JOSE DEL ROSARIO** INGENIERO EN PROYECTOS DE OBRAS DE
APROBADO: **JUAN CARLOS...**
 DISEÑADO POR: **...**
PLANONS

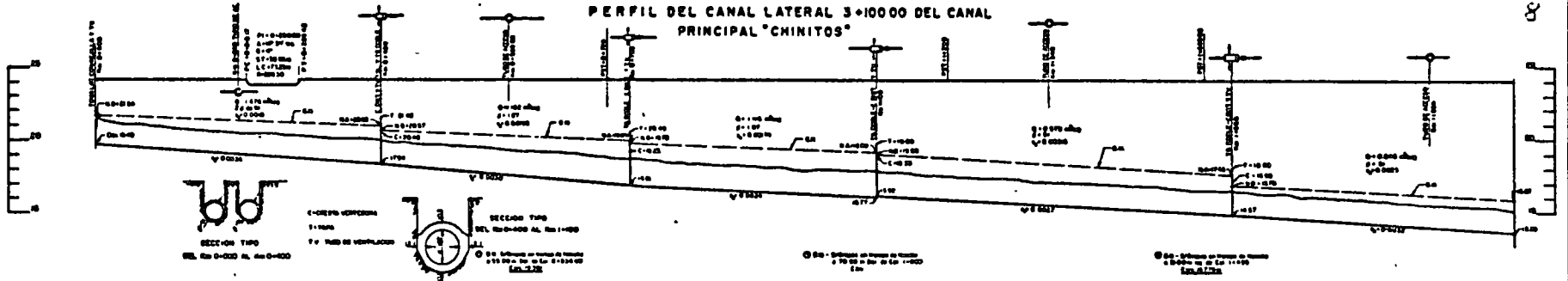


NOTAS:
 Acolaciones en continuas, estacas y elevaciones en metros - Úsese concreto de $f_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$ - Los doblados del fierro de refuerzo deben realizarse con radios mínimos de 4 veces el diámetro de la varilla - Los traslapes serán de 24 diámetros - Todas las compuertas serán tipo Miller con altura del voladizo tal como se indican - Rematense todas las orillas con chapales de 2.5 cm

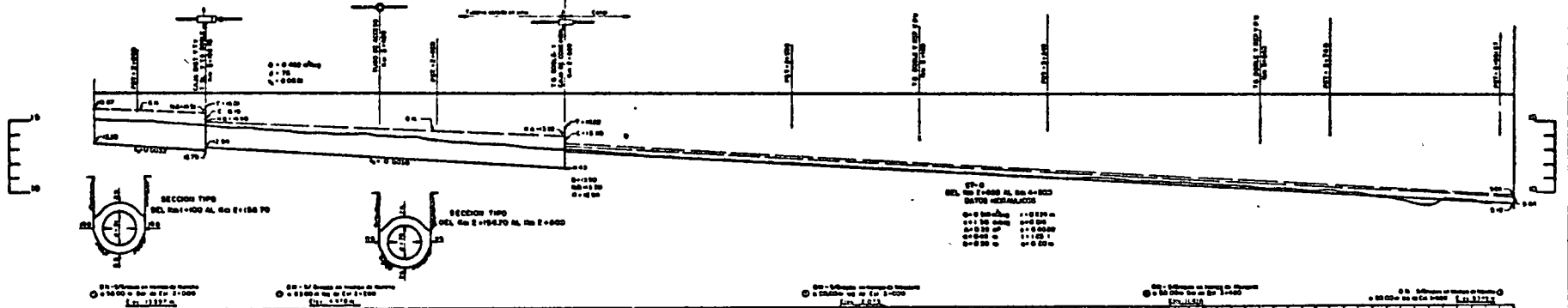
SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS		
DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS		
DIRECCION DE PROYECTOS - DEPARTAMENTO DE CANALES		
Distrito de Riego N°10 - Valle de Chindas en Guamuchil, Sin.		
CAJA DE CONEXION		
TUBERIA - CANAL REVESTIDO		
Conforme	JEFE DEL DPTO	DIRECTOR DE PROYECTOS
		CONSEJERO TECNICO
		Aprobo
MEXICO DF	PLANO N° 7	
SEPT - 1971		

Adopto *[Signature]* Dibujo *[Signature]*
 INGENIERO EN CARRETERAS
 INGENIERO EN CARRETERAS

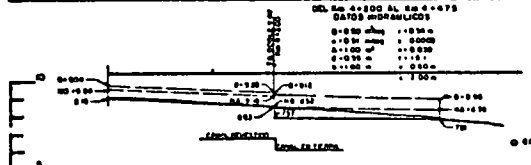
PERFIL DEL CANAL LATERAL 3+1000 DEL CANAL PRINCIPAL "CHINITOS"



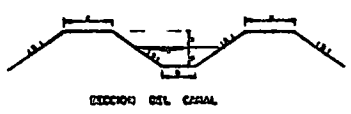
CORTE	RASANTE	TERRENO	ESTACION
0+000	0.00	0.00	0+000
0+050	0.05	0.05	0+050
0+100	0.10	0.10	0+100
0+150	0.15	0.15	0+150
0+200	0.20	0.20	0+200
0+250	0.25	0.25	0+250
0+300	0.30	0.30	0+300
0+350	0.35	0.35	0+350
0+400	0.40	0.40	0+400
0+450	0.45	0.45	0+450
0+500	0.50	0.50	0+500
0+550	0.55	0.55	0+550
0+600	0.60	0.60	0+600
0+650	0.65	0.65	0+650
0+700	0.70	0.70	0+700
0+750	0.75	0.75	0+750
0+800	0.80	0.80	0+800
0+850	0.85	0.85	0+850
0+900	0.90	0.90	0+900
0+950	0.95	0.95	0+950
1+000	1.00	1.00	1+000
1+050	1.05	1.05	1+050
1+100	1.10	1.10	1+100
1+150	1.15	1.15	1+150
1+200	1.20	1.20	1+200
1+250	1.25	1.25	1+250
1+300	1.30	1.30	1+300
1+350	1.35	1.35	1+350
1+400	1.40	1.40	1+400
1+450	1.45	1.45	1+450
1+500	1.50	1.50	1+500
1+550	1.55	1.55	1+550
1+600	1.60	1.60	1+600
1+650	1.65	1.65	1+650
1+700	1.70	1.70	1+700
1+750	1.75	1.75	1+750
1+800	1.80	1.80	1+800
1+850	1.85	1.85	1+850
1+900	1.90	1.90	1+900
1+950	1.95	1.95	1+950
2+000	2.00	2.00	2+000
2+050	2.05	2.05	2+050
2+100	2.10	2.10	2+100
2+150	2.15	2.15	2+150
2+200	2.20	2.20	2+200
2+250	2.25	2.25	2+250
2+300	2.30	2.30	2+300
2+350	2.35	2.35	2+350
2+400	2.40	2.40	2+400
2+450	2.45	2.45	2+450
2+500	2.50	2.50	2+500
2+550	2.55	2.55	2+550
2+600	2.60	2.60	2+600
2+650	2.65	2.65	2+650
2+700	2.70	2.70	2+700
2+750	2.75	2.75	2+750
2+800	2.80	2.80	2+800
2+850	2.85	2.85	2+850
2+900	2.90	2.90	2+900
2+950	2.95	2.95	2+950
3+000	3.00	3.00	3+000



CORTE	RASANTE	TERRENO	ESTACION
0+000	0.00	0.00	0+000
0+050	0.05	0.05	0+050
0+100	0.10	0.10	0+100
0+150	0.15	0.15	0+150
0+200	0.20	0.20	0+200
0+250	0.25	0.25	0+250
0+300	0.30	0.30	0+300
0+350	0.35	0.35	0+350
0+400	0.40	0.40	0+400
0+450	0.45	0.45	0+450
0+500	0.50	0.50	0+500
0+550	0.55	0.55	0+550
0+600	0.60	0.60	0+600
0+650	0.65	0.65	0+650
0+700	0.70	0.70	0+700
0+750	0.75	0.75	0+750
0+800	0.80	0.80	0+800
0+850	0.85	0.85	0+850
0+900	0.90	0.90	0+900
0+950	0.95	0.95	0+950
1+000	1.00	1.00	1+000
1+050	1.05	1.05	1+050
1+100	1.10	1.10	1+100
1+150	1.15	1.15	1+150
1+200	1.20	1.20	1+200
1+250	1.25	1.25	1+250
1+300	1.30	1.30	1+300
1+350	1.35	1.35	1+350
1+400	1.40	1.40	1+400
1+450	1.45	1.45	1+450
1+500	1.50	1.50	1+500
1+550	1.55	1.55	1+550
1+600	1.60	1.60	1+600
1+650	1.65	1.65	1+650
1+700	1.70	1.70	1+700
1+750	1.75	1.75	1+750
1+800	1.80	1.80	1+800
1+850	1.85	1.85	1+850
1+900	1.90	1.90	1+900
1+950	1.95	1.95	1+950
2+000	2.00	2.00	2+000
2+050	2.05	2.05	2+050
2+100	2.10	2.10	2+100
2+150	2.15	2.15	2+150
2+200	2.20	2.20	2+200
2+250	2.25	2.25	2+250
2+300	2.30	2.30	2+300
2+350	2.35	2.35	2+350
2+400	2.40	2.40	2+400
2+450	2.45	2.45	2+450
2+500	2.50	2.50	2+500
2+550	2.55	2.55	2+550
2+600	2.60	2.60	2+600
2+650	2.65	2.65	2+650
2+700	2.70	2.70	2+700
2+750	2.75	2.75	2+750
2+800	2.80	2.80	2+800
2+850	2.85	2.85	2+850
2+900	2.90	2.90	2+900
2+950	2.95	2.95	2+950
3+000	3.00	3.00	3+000

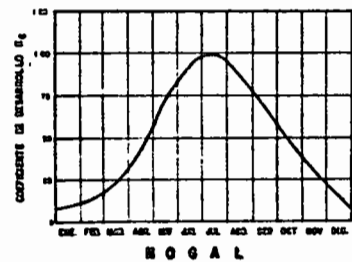
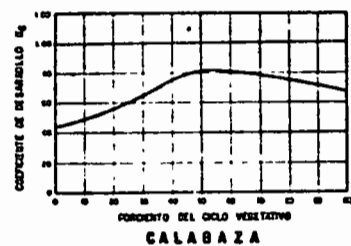
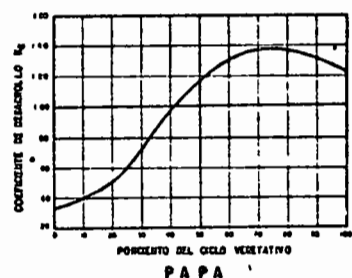
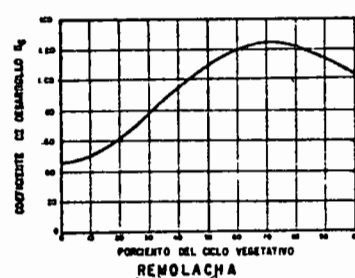
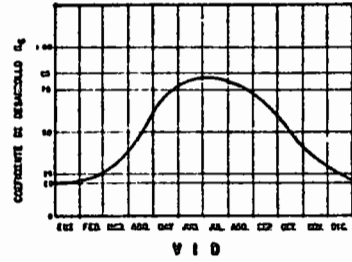
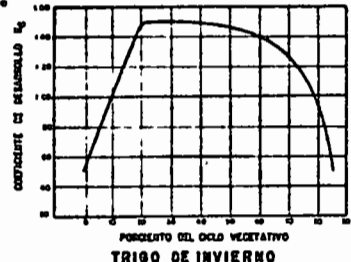
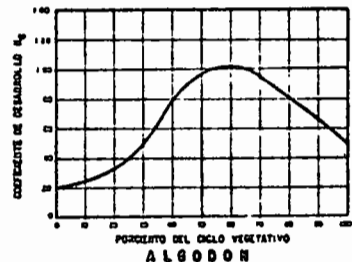
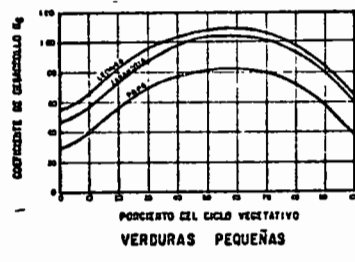
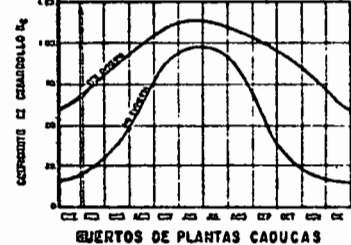
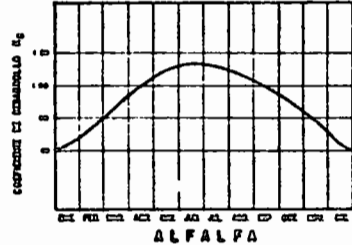
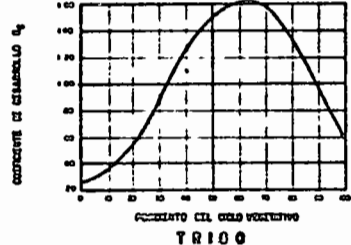
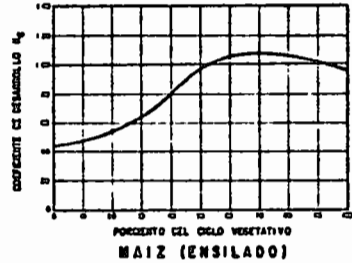
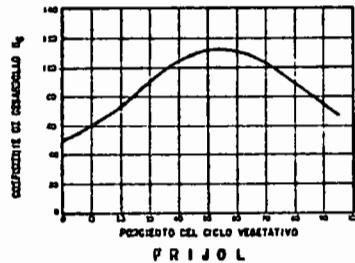
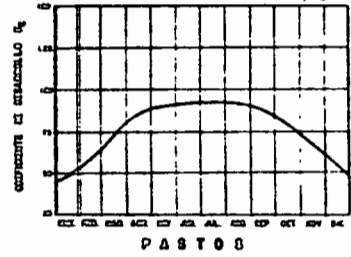
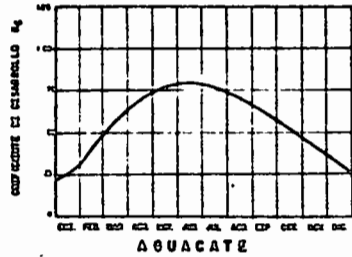
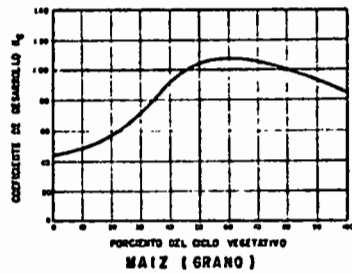
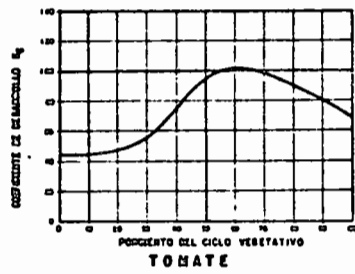


CORTE	RASANTE	TERRENO	ESTACION
0+000	0.00	0.00	0+000
0+050	0.05	0.05	0+050
0+100	0.10	0.10	0+100
0+150	0.15	0.15	0+150
0+200	0.20	0.20	0+200
0+250	0.25	0.25	0+250
0+300	0.30	0.30	0+300
0+350	0.35	0.35	0+350
0+400	0.40	0.40	0+400
0+450	0.45	0.45	0+450
0+500	0.50	0.50	0+500
0+550	0.55	0.55	0+550
0+600	0.60	0.60	0+600
0+650	0.65	0.65	0+650
0+700	0.70	0.70	0+700
0+750	0.75	0.75	0+750
0+800	0.80	0.80	0+800
0+850	0.85	0.85	0+850
0+900	0.90	0.90	0+900
0+950	0.95	0.95	0+950
1+000	1.00	1.00	1+000
1+050	1.05	1.05	1+050
1+100	1.10	1.10	1+100
1+150	1.15	1.15	1+150
1+200	1.20	1.20	1+200
1+250	1.25	1.25	1+250
1+300	1.30	1.30	1+300
1+350	1.35	1.35	1+350
1+400	1.40	1.40	1+400
1+450	1.45	1.45	1+450
1+500	1.50	1.50	1+500
1+550	1.55	1.55	1+550
1+600	1.60	1.60	1+600
1+650	1.65	1.65	1+650
1+700	1.70	1.70	1+700
1+750	1.75	1.75	1+750
1+800	1.80	1.80	1+800
1+850	1.85	1.85	1+850
1+900	1.90	1.90	1+900
1+950	1.95	1.95	1+950
2+000	2.00	2.00	2+000



NOTAS: -

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 DIRECCION GENERAL DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO
 PERFIL DEL CANAL LATERAL 3+1000 DEL CANAL PRINCIPAL "CHINITOS" DEL ABASTECIMIENTO DE AGUA DEL VALLE DE GUATEMALA



SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 DIRECCION GENERAL DE GRANDE REGULACION Y CONTROL DE RIOS
 DIRECCION DE INGENIERIA - ESTACIONAMENTO DE AEROS
 GRAFICAS DEL CICLO VEGETATIVO
 EN DIFERENTES CULTIVOS
 Escala: 1:1 (PLANO N° 5)

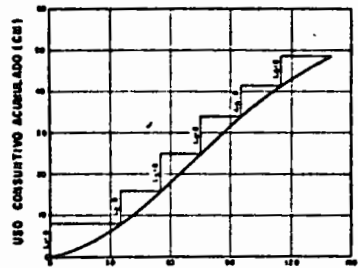


LÁMINA 6 6 7 6 10 9 8 RIEGOS
INTERVALO 15 25 20 25 25 140 DIAS

FRIJOL EN INVIERNO

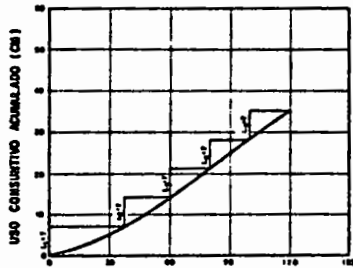


LÁMINA 7 7 7 7 7 5 RIEGOS
INTERVALO 15 25 25 25 20 120 DIAS

PAPA EN INVIERNO

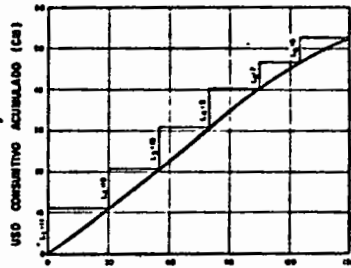


LÁMINA 11 10 10 10 7 5 RIEGOS
INTERVALO 10 25 25 25 27 150 DIAS

TRIGO EN INVIERNO

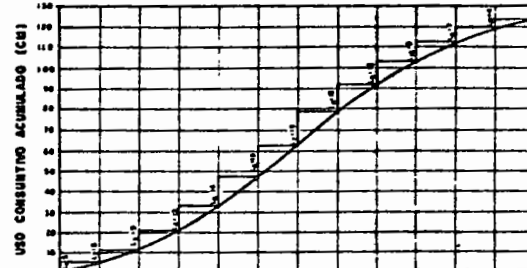


LÁMINA 5 6 8 13 14 15 15 12 9 7 4 12 RIEGOS
INTERVALO 10 30 30 30 30 30 30 30 30 30 30 PERENNE

ALFALFA

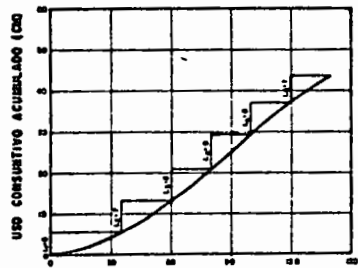


LÁMINA 6 7 6 6 7 6 RIEGOS
INTERVALO 15 25 20 25 25 140 DIAS

TOMATE VERDE EN INVIERNO

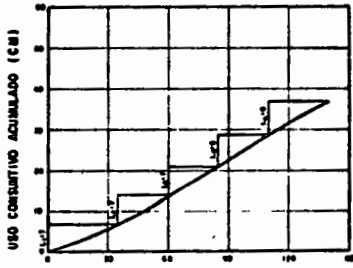


LÁMINA 7 7 7 6 4 5 RIEGOS
INTERVALO 15 25 25 25 30 140 DIAS

CHILE EN INVIERNO

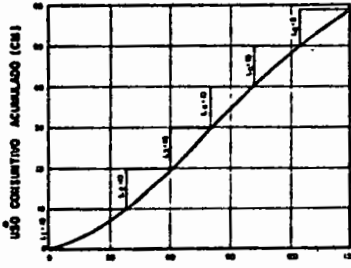


LÁMINA 6 6 10 10 10 6 RIEGOS
INTERVALO 10 20 25 25 25 150 DIAS

MAIZ EN VERANO

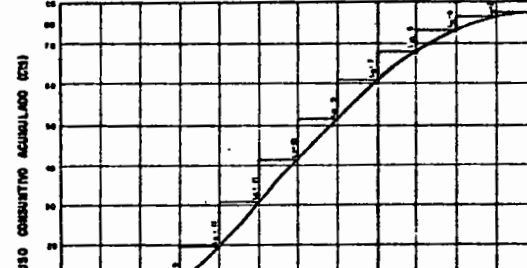


LÁMINA 2 4 4 4 4 11 10 10 15 4 12 12 RIEGOS
INTERVALO 30 30 30 30 30 30 30 30 30 30 30 PERENNE

AGUACATE

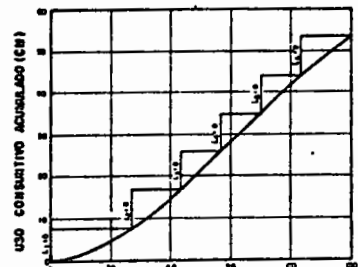


LÁMINA 6 6 7 6 10 9 8 RIEGOS
INTERVALO 15 25 20 20 25 150 DIAS

MAIZ EN INVIERNO

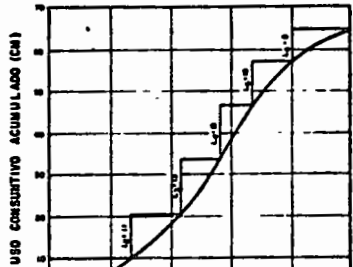


LÁMINA 10 11 11 10 9 8 RIEGOS
INTERVALO 10 25 25 25 20 130 DIAS

CEBADA EN INVIERNO

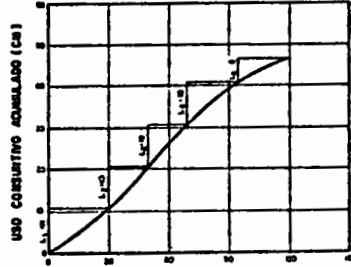


LÁMINA 11 10 10 10 6 5 RIEGOS
INTERVALO 10 20 25 25 25 20 DIAS

CHILE EN VERANO

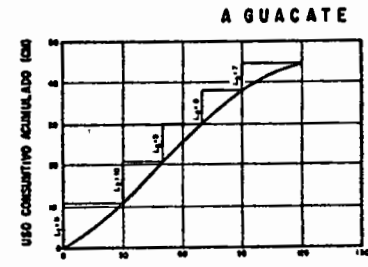


LÁMINA 11 10 10 10 7 5 RIEGOS
INTERVALO 10 20 20 20 30 20 DIAS

FRIJOL EN VERANO

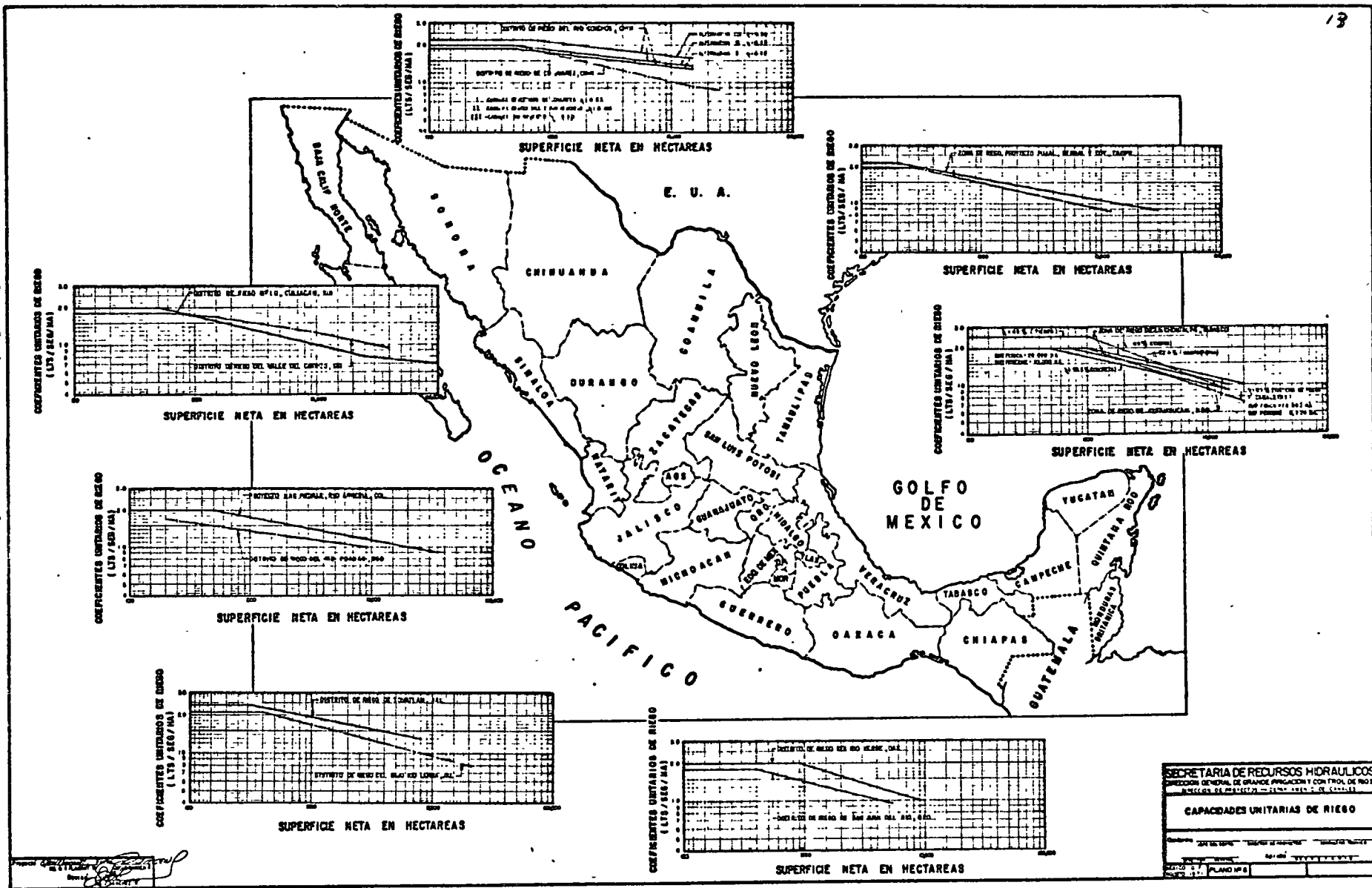
PLAN DE RIEGOS Y LEY DE DEMANDAS EN LA ZONA DE ALFAJAYUCAN, HGO.

CULTIVOS	MESES										MESES	CULTIVOS			
	SUP. HAS.	NOV.	DIC.	ENE.	FEB.	MAR.	ABR.	MAY.	JUN.	JUL.			AGS.	SEP.	OCT.
PAPA	1000	0.700	0.700	1.400	0.700		1.000	1.000	1.000	2.000	0.800			1000	MAIZ
PAPA	300		0.210	0.210	0.420	0.210				0.330	0.330	0.330			
CEBADA	650	0.390		0.650		0.715	1.690	1.170			0.715	1.300	0.650	650	CHILE
CEBADA	250				0.250	0.275	0.325	0.375	0.200			0.220	0.220		
TRIGO	700		0.770	1.400	0.630	0.490	0.420		0.770	1.330	0.560	0.490		700	FRIJOL
TRIGO	1000			1.100	2.000	0.900	0.700	0.600		0.245	0.245	0.245	0.245		
CHILE	650		0.455	0.455	0.455	1.040									
CHILE	650			0.455	0.455	0.775	0.520								
TRIGO	950		1.045	0.950	0.950	0.055	1.235								
FRIJOL	650				0.480	0.960	0.480	0.960							
FRIJOL	700				0.560	1.120	0.560	1.120							
TOMATE	750			0.450	0.525	0.600	1.200	0.525							
MAIZ	1000			0.600	0.900	0.900	1.800	0.900							
MAIZ	1000				0.900	0.900	1.800	0.900	0.900						
MAIZ	600			0.480		1.000	0.540	1.080							
FRUTALES	650 25%	0.065	0.035	0.035	0.085	0.098	0.140	0.170	0.179	0.163	0.146	0.114	0.081	650 25%	FRUTALES
ALFALFA	1550	1.085	0.620	0.775	0.430	1.305	2.015	2.170	2.325	2.325	2.015	1.860	1.395	1550	ALFALFA
VOL. NEC.	64.492	2240	3833	9158	9260	11953	14991	10619	6404	5810	4236	3704	2126	64402	VOL. NEC.
CORR. LLUV.	5369								1676	1195	1423	1073		5560	CORR. LLUV.
VOL. NETOS	78.923	2240	3833	9158	9260	11953	14991	10619	4616	4623	2813	2691	2126	78023	VOL. NETOS
VOL. BRUTOS n = 49%	161.067	4371	7022	18690	10890	24394	30594	21671	9420	9435	5741	5492	4330	161067	VOL. BRUTOS n = 49%
VOL. BRUTOS n = 452.5%	150330	4267	7301	17444	17638	22768	28554	20227	6792	8806	5359	5126	4050	150330	VOL. BRUTOS n = 452.5%
VOL. BRUTOS n = 59.5%	132644	3763	6442	13392	13363	20089	23193	17847	7758	7770	4728	4323	3573	132644	VOL. BRUTOS n = 59.5%
PORCENTAJES	100.000	284	486	1160	1173	315	1699	1345	383	586	356	1342	289	100000	PORCENTAJES

NOTA: Los volúmenes que se indican en este plano, expresados en millones de m³.

Fecha: 10/06/66

Presented by: [Signature]
 Approved by: [Signature]
 Director: [Signature]



SECRETARÍA DE RECURSOS HIDRÁULICOS
 DIRECCIÓN GENERAL DE GRANDES APPLICACIONES Y CONTROL DE RIEGOS
 CAPACIDADES UNITARIAS DE RIEGO
 ESTADO DE YUCATÁN
 PLANO Nº 8

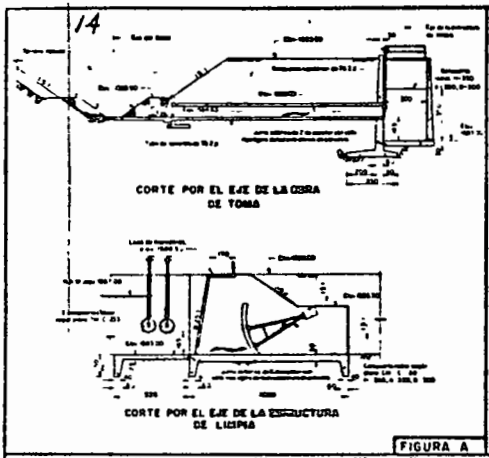


FIGURA A

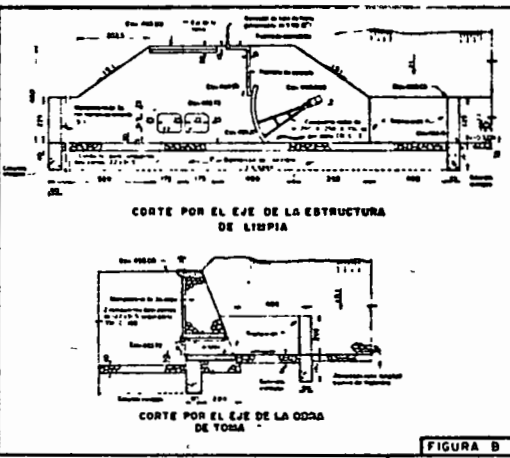


FIGURA B

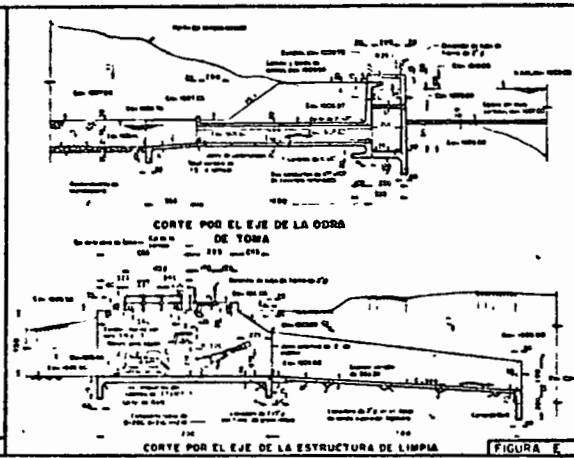


FIGURA E

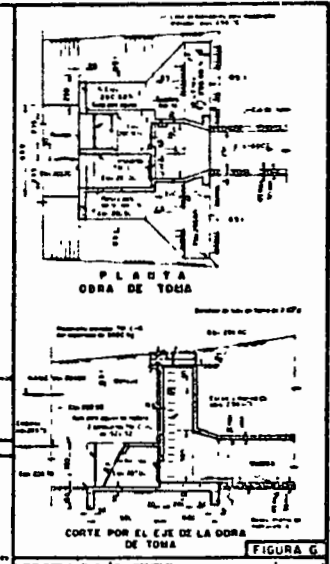


FIGURA G

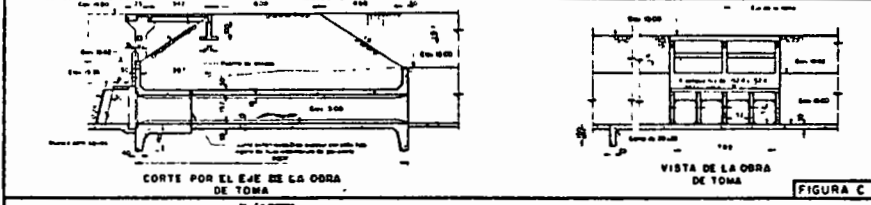


FIGURA C

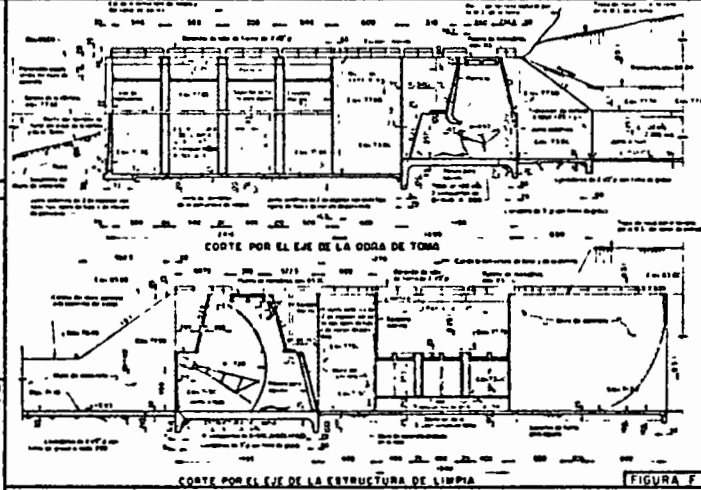


FIGURA F

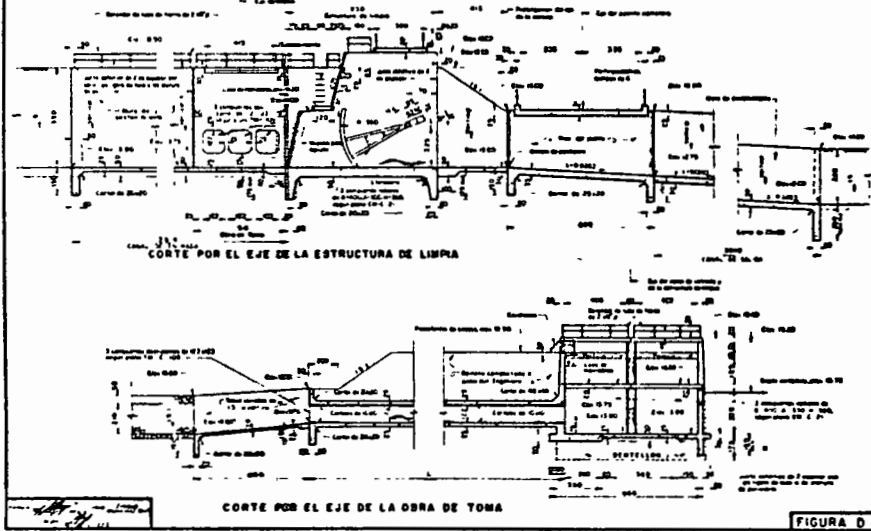


FIGURA D

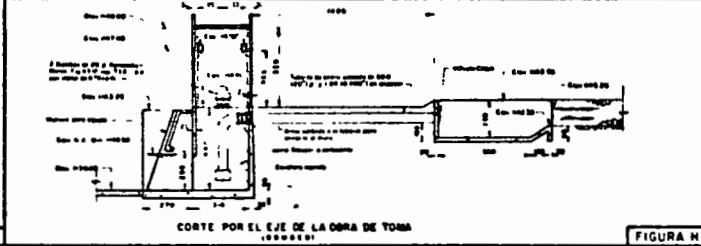


FIGURA M

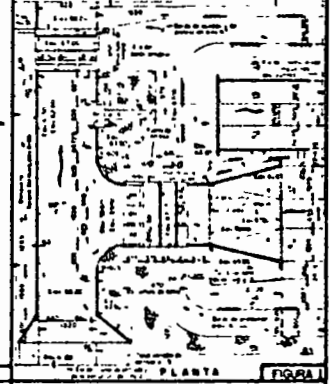
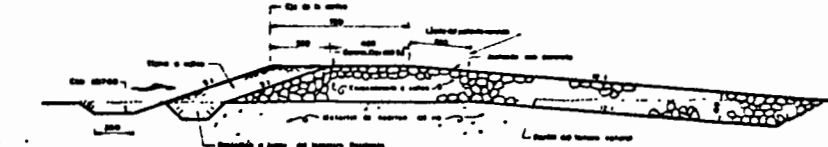


FIGURA J

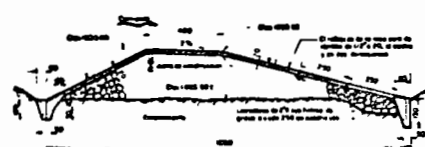
NOTAS

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 PRESAS DERIVADORAS
 ESTRUCTURAS DE TOMA Y DE LIMPIA

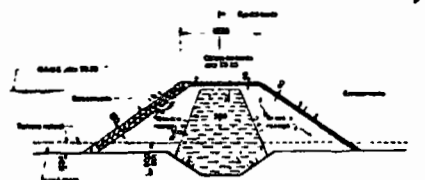
71/24
 BE



SECCION VERTEDORA "A"



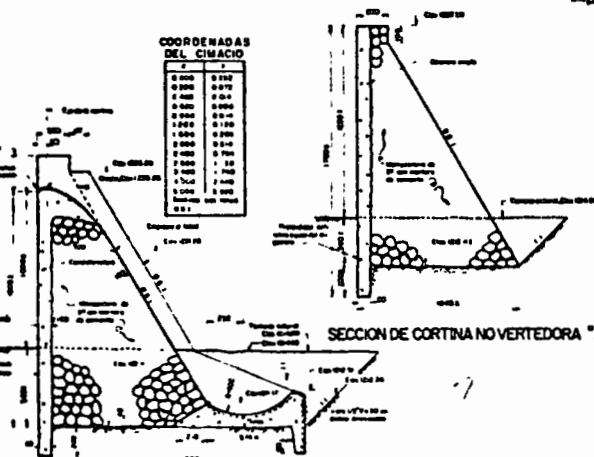
SECCION VERTEDORA "B"



SECCION DEL DIQUE TIPO I



SECCION VERTEDORA "C"



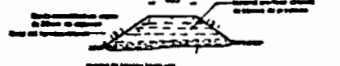
SECCION CORTINA VERTEDORA

COORDENADAS DEL CIMACIO

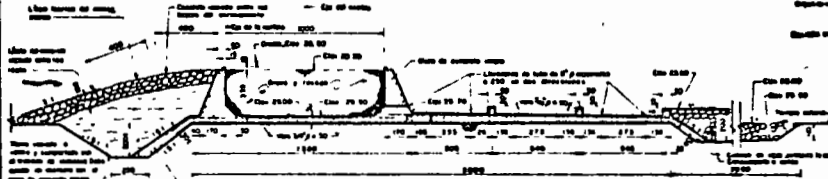
0+00	0+70
1+00	0+70
2+00	0+70
3+00	0+70
4+00	0+70
5+00	0+70
6+00	0+70
7+00	0+70
8+00	0+70
9+00	0+70
10+00	0+70
11+00	0+70
12+00	0+70
13+00	0+70
14+00	0+70
15+00	0+70
16+00	0+70
17+00	0+70
18+00	0+70
19+00	0+70
20+00	0+70
21+00	0+70
22+00	0+70
23+00	0+70
24+00	0+70
25+00	0+70
26+00	0+70
27+00	0+70
28+00	0+70
29+00	0+70
30+00	0+70

COORDENADAS DEL CIMACIO

0	0	0	0
1	0	0	0
2	0	0	0
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0
6	0	0	0
7	0	0	0
8	0	0	0
9	0	0	0
10	0	0	0
11	0	0	0
12	0	0	0
13	0	0	0
14	0	0	0
15	0	0	0
16	0	0	0
17	0	0	0
18	0	0	0
19	0	0	0
20	0	0	0
21	0	0	0
22	0	0	0
23	0	0	0
24	0	0	0
25	0	0	0
26	0	0	0
27	0	0	0
28	0	0	0
29	0	0	0
30	0	0	0



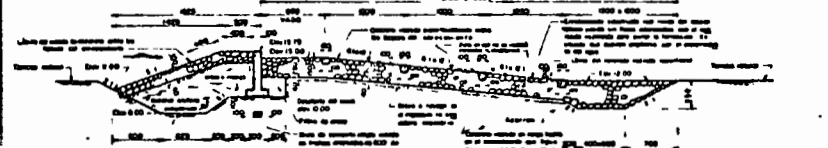
SECCION DIQUE TIPO II



SECCION VERTEDORA "D"



SECCION DIQUE TIPO III



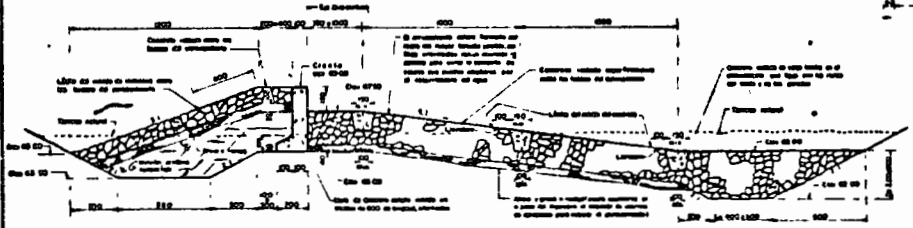
SECCION VERTEDORA "E"



SECCION VERTEDORA "F"



SECCION DIQUE TIPO IV



SECCION VERTEDORA "E1"



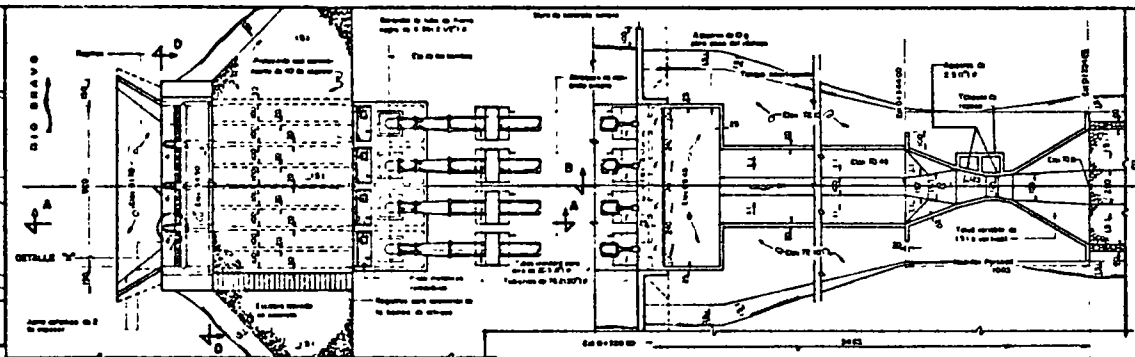
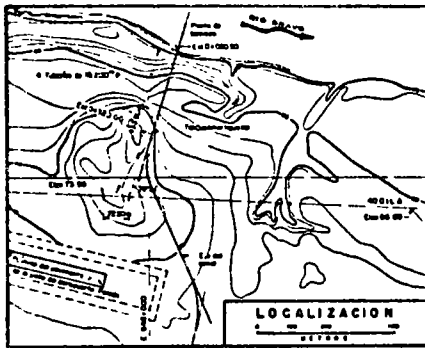
SECCION VERTEDORA "G"

COORDENADAS DEL CIMACIO

0	0	0	0
1	0	0	0
2	0	0	0
3	0	0	0
4	0	0	0
5	0	0	0
6	0	0	0
7	0	0	0
8	0	0	0
9	0	0	0
10	0	0	0
11	0	0	0
12	0	0	0
13	0	0	0
14	0	0	0
15	0	0	0
16	0	0	0
17	0	0	0
18	0	0	0
19	0	0	0
20	0	0	0
21	0	0	0
22	0	0	0
23	0	0	0
24	0	0	0
25	0	0	0
26	0	0	0
27	0	0	0
28	0	0	0
29	0	0	0
30	0	0	0

NOTAS. Indicar en cada caso el tipo de vertedora o dique a utilizar. La estructura a utilizar en cada caso debe ser la indicada en el presente. Se permite el uso de otros tipos de estructuras, siempre que sean aprobados por el Jefe de Proyecto.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 DIRECCION GENERAL DE OBRAS DE RECONSTRUCCION Y RECONSTRUCCION
 PRESAS DERIVADORAS
 SECCIONES VERTEADORAS NO VERTEADORAS Y DE DIQUES
 AREA DE PROYECTO: SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

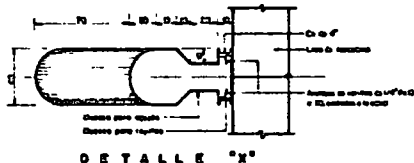
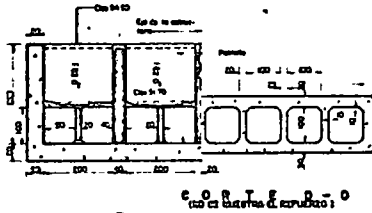
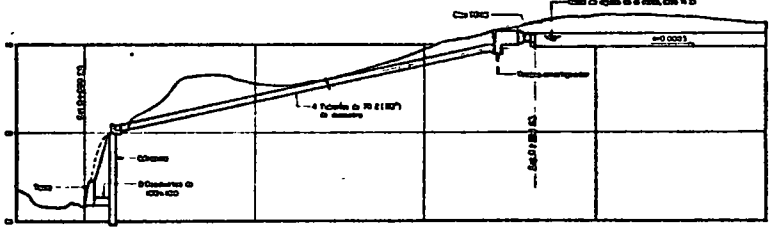
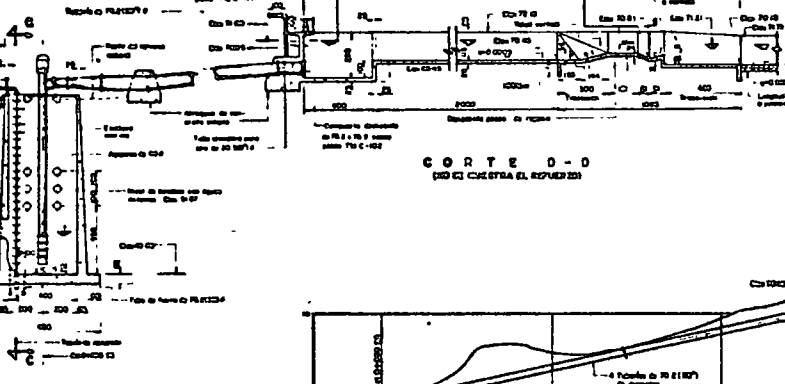
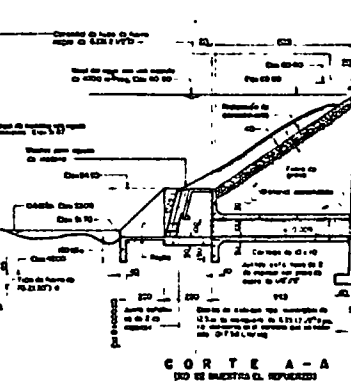
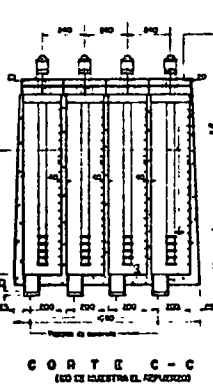
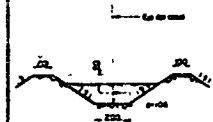


CANTIDADES ESTIMADAS

CONCEPTO	CANTIDAD UNIDAD
Concreto	25000 m ³
Hierro	250000 kg
Alumbrado	10000 m
Grava	10000 m ³
Cemento	100000 kg
Alambres de acero	10000 kg
Alambres de acero	10000 kg
Alambres de acero	10000 kg
Alambres de acero	10000 kg
Alambres de acero	10000 kg
Alambres de acero	10000 kg
Alambres de acero	10000 kg

DATOS DE PROYECTO

Caudal total por instalar	1200 m ³ /seg
Caída de cabeza	6 m
Radio por canal en cada sifón	0.500 m
Distancia entre sifones	10.00 m
Profundidad normal de bombeo	25.00 m
Profundidad máxima de bombeo	30.00 m
Distancia entre sifones	10.00 m
Distancia entre sifones	10.00 m
Distancia entre sifones	10.00 m
Distancia entre sifones	10.00 m
Distancia entre sifones	10.00 m



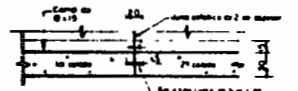
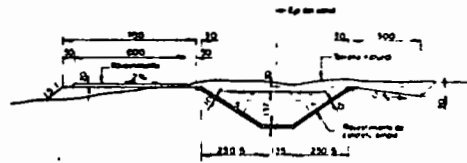
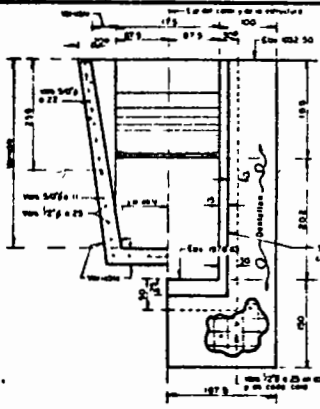
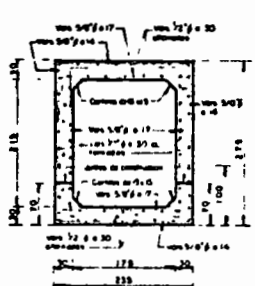
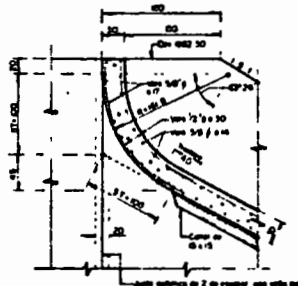
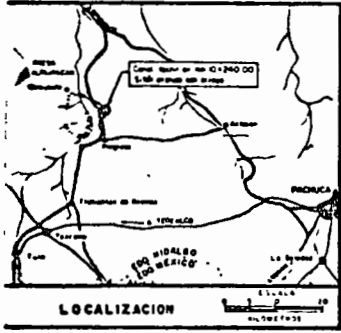
NOTAS

1. Dimensiones de los materiales, especificaciones y plantillas de concreto en el momento de la ejecución del trabajo y cambio de materiales a parte del proyecto. En caso de que el proyecto se modifique.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION GENERAL DE OBRAS Y PROYECTOS 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40, 41, 42, 43, 44, 45, 46, 47, 48, 49, 50, 51, 52, 53, 54, 55, 56, 57, 58, 59, 60, 61, 62, 63, 64, 65, 66, 67, 68, 69, 70, 71, 72, 73, 74, 75, 76, 77, 78, 79, 80, 81, 82, 83, 84, 85, 86, 87, 88, 89, 90, 91, 92, 93, 94, 95, 96, 97, 98, 99, 100

PLANTA DE BOMBEO No 1
PLANO GENERAL

PROYECTO: ...
Escala: 1:5000
FECHA: ...
AUTOR: ...
DISEÑADOR: ...
REVISOR: ...
APROBADO: ...
2416-C-570



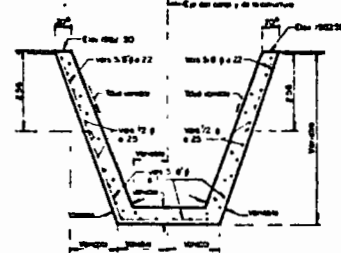
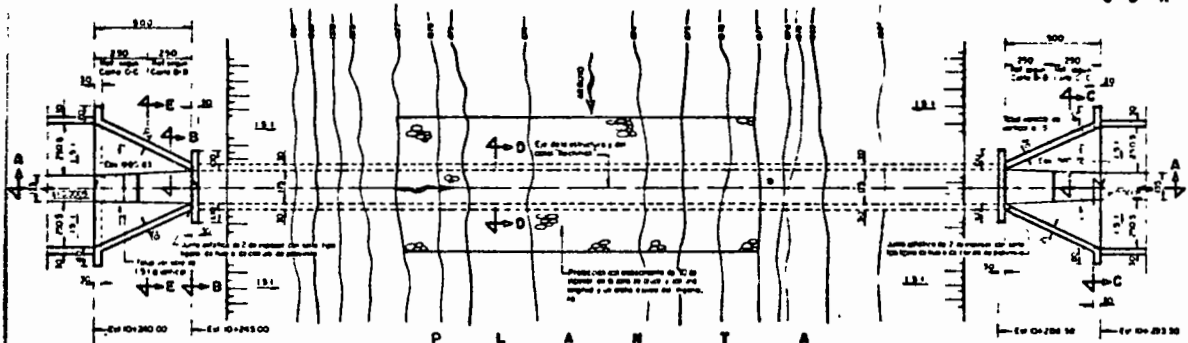
DETALLE "X"

CORTE D-D
(NO SE MUESTRA EL TERRENO NATURAL)

CORTE E-B-B

SECCION NORMAL DEL CANAL

DETALLE DE LAS JUNTAS
(NO SE MUESTRA EL REFORZADO)



CORTE E-E
(NO SE MUESTRA EL CONDUCTO)

DATOS HIDRAULICOS	
DEL CANAL	DEL CONDUCTO
1. 1.1 m	1.1 m
2. 1.1 m	1.1 m
3. 1.1 m	1.1 m
4. 1.1 m	1.1 m
5. 1.1 m	1.1 m

CANTIDADES ESTIMADAS	
C O N C E P T O	CANTIDAD
Excavación	1.1 m
Forma	1.1 m
Concreto de 1:2:4	1.1 m
Forma de madera	1.1 m
Barro para el fondo y las paredes	1.1 m
Barro para el fondo	1.1 m

PERDIDAS DE CARGA	
Perdida de fricción	0.003 m
Perdida de entrada	0.003 m
Perdida de salida	0.003 m
Perdida de codo	0.003 m
Perdida de válvula	0.003 m
Perdida de fondo	0.003 m
TOTAL	0.018 m

NOTAS

1. El canal y sifón se construyen en concreto armado con un espesor mínimo de 10 cm. El concreto debe ser de clase "B".

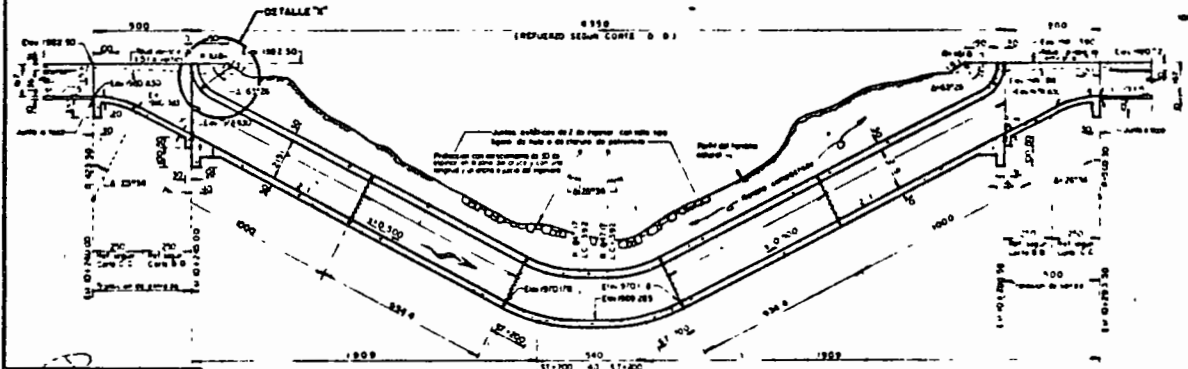
2. Las juntas de dilatación se colocan cada 10 m. Las juntas de construcción se colocan cada 5 m.

3. El fondo del canal y las paredes se revestirán con barro de 2 cm de espesor.

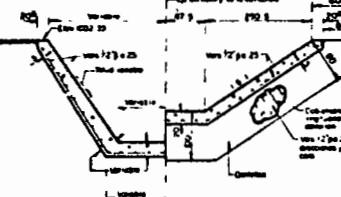
4. El sifón se construye con tuberías de concreto de 1.1 m de diámetro.

5. El canal debe tener una pendiente mínima de 0.001 m/m.

6. El terreno natural debe ser nivelado y compactado antes de la construcción del canal.



CORTE A-A
(NO SE MUESTRA EL REFORZADO)

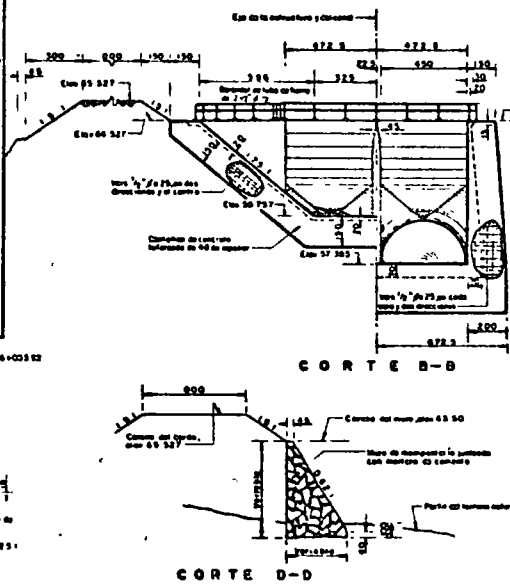
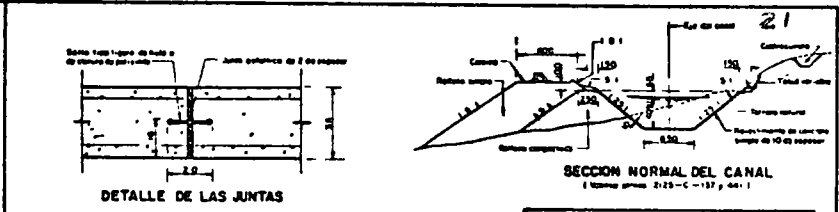
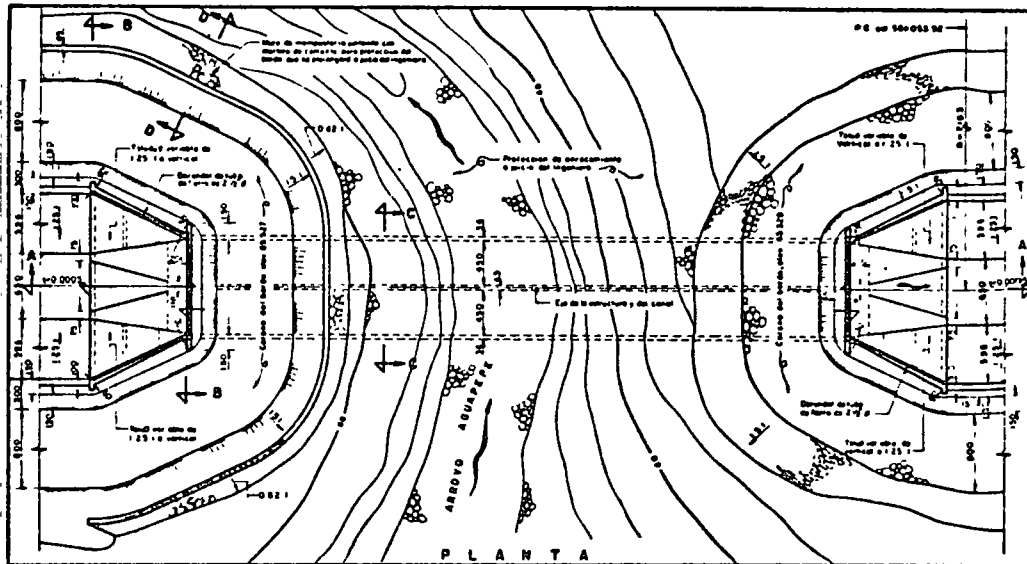


CORTE C-C

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION GENERAL DE GRANDE ARRIGACION Y CONTROL DE RIOS

CANAL XOCHITLAN, Km 10 + 240 DO
SIFON EN CRUCE CON ARROYO
PLANO GENERAL Y DETALLADO

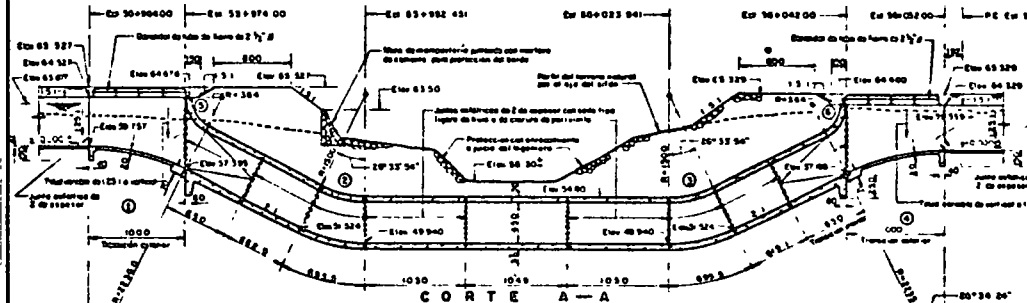
Escala: 1:1000
Fecha: 1960



DATOS HIDRAULICOS			
DEL CANAL		DEL SIFON	
Q=25.00 m ³ /seg	+2.824 m	Q=75.00 m ³ /seg	+0.019
Q=27.512 m ³	+0.0505	A=31.829 m ²	+1.125 m
Q=1.376 m ³ /seg	+1.251	A=2.336 m ² /seg	
Q=4.026 m ³		A=4.30 m ²	
Q=0.016			

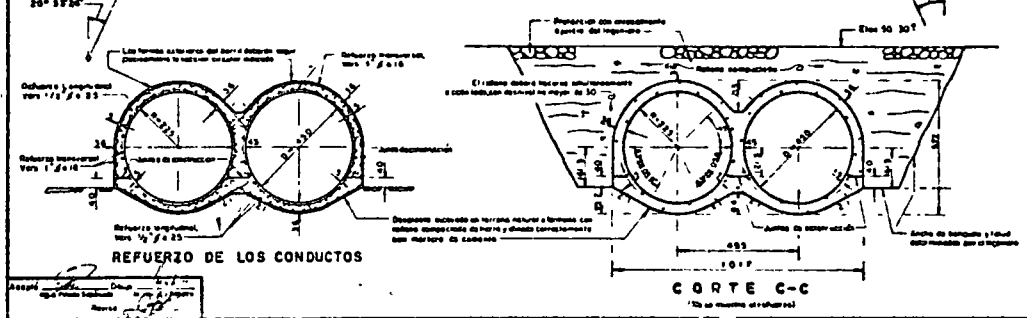
PERDIDAS DE CARGA	
Tramitación superior de entrada	0.005 m
Entrada	0.021 m
Tramitación superior de salida	0.010 m
Fricción	0.076 m
Curvas	0.077 m
Tramitación inferior de salida	0.002 m
Salida	0.041 m
Tramitación inferior de entrada	0.010 m
PERDIDA TOTAL	0.248 m
Carga disponible	0.158 m

CANTIDADES ESTIMADAS		
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
Excavación	m ³	
Reposo compactación	m ³	
Canchales ripidos de 15 mm a 100 mm	m ³	
Forma de alfileres	m ²	
Vano 1/2" x 2"	m ²	
Vano 5"	m ²	
Vano 1/2" x 2"	m ²	
Tubo de hierro de 1/2" x 12"	m	
Tubo de hierro de 1/2" x 12"	m	



CURVAS VERTICALES								
(TRAZADO SOBRE LA PLANTILLA DEL CONDUCTO)								
CURVA	P	C	P	I	P	T	A	R
Nº	EST	ELEV	EST	ELEV	EST	ELEV		
1	55+944.000	59.757	55+969.278	59.756	55+974.000	57.365	20°33'26"	2238.8
2	57+985.743	57.374	55+988.500	64.240	55+567.451	49.640	26°15'54"	1300.0
3	56+028.841	49.840	56+027.982	49.840	56+030.849	31.324	26°15'54"	1300.0
4	56+042.000	57.189	56+046.721	59.840	56+052.000	59.359	26°15'54"	1235.8
5			59+976.000	62.476			67°26'36"	564.0
6			56+042.000	62.230			63°26'06"	564.0

87 y LAS CURVAS 5 y 6-225



NOTAS

1. Dimensiones en centímetros - Elevation y elevación en metros - La tubería es de hierro y el concreto es de 1:2:4

2. El sifón tiene un diámetro exterior de 120 cm y un espesor de 10 mm

3. El ancho de la zona de reparación es de 1.50 m

4. El ancho de la zona de reparación es de 1.50 m

5. El ancho de la zona de reparación es de 1.50 m

6. El ancho de la zona de reparación es de 1.50 m

7. El ancho de la zona de reparación es de 1.50 m

8. El ancho de la zona de reparación es de 1.50 m

9. El ancho de la zona de reparación es de 1.50 m

10. El ancho de la zona de reparación es de 1.50 m

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
COMISION GENERAL DE OBRAS DE RECONSTRUCCION Y CONTROL DE LOS
CANAL PRINCIPAL-ZONA DE RIEGO
SIFON ARROYO AGUAPEPE-PLANO GENERAL

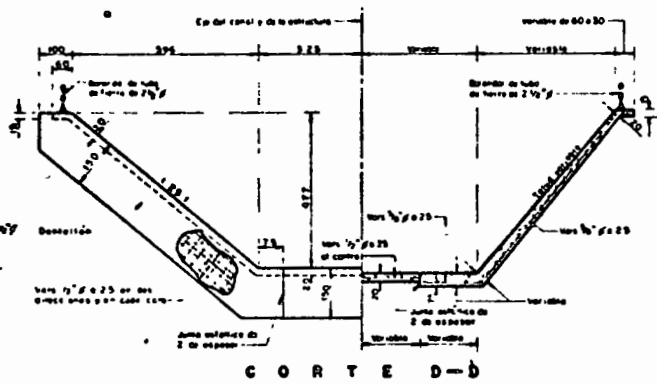
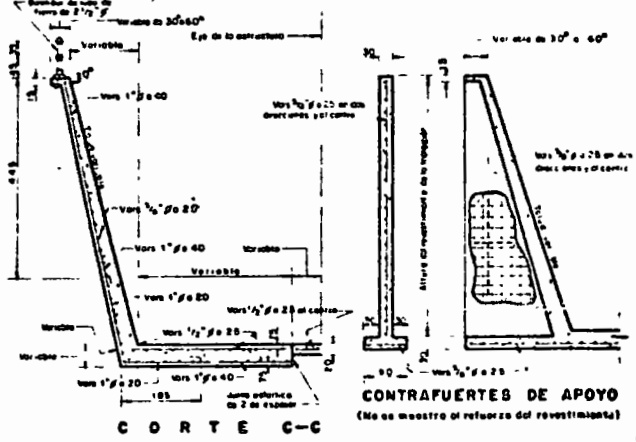
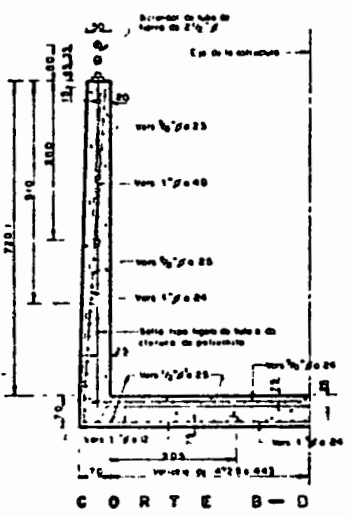
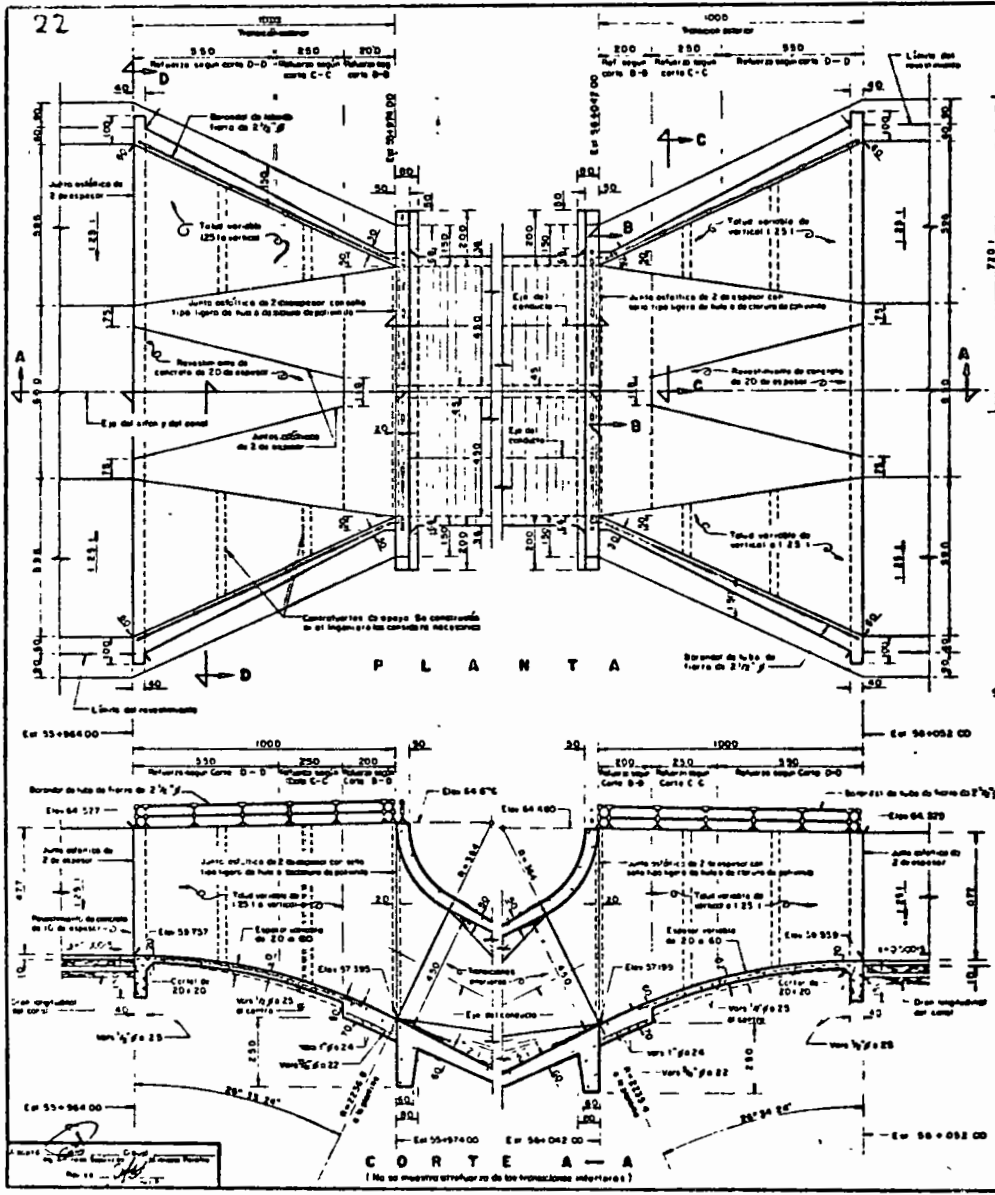
Corte No. 24 del Sifon

Escala: 1:50

Fecha: 1958-11-20

Hoja 3 de 3

2125-C-474



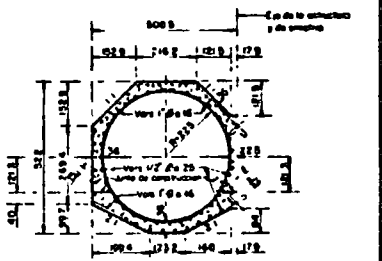
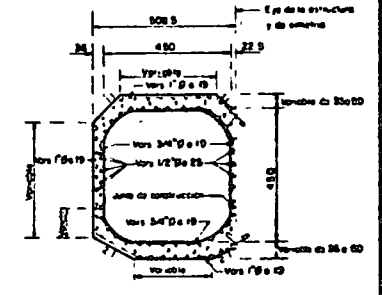
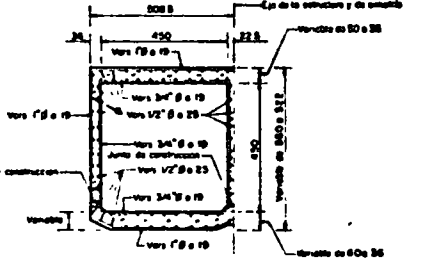
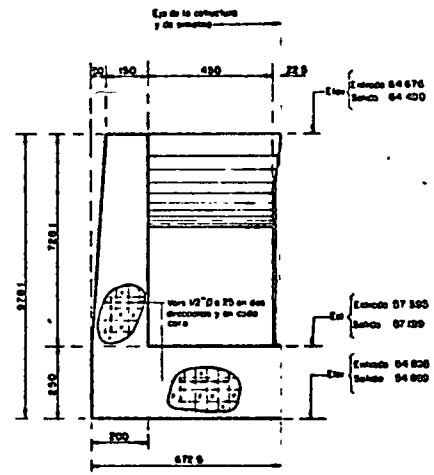
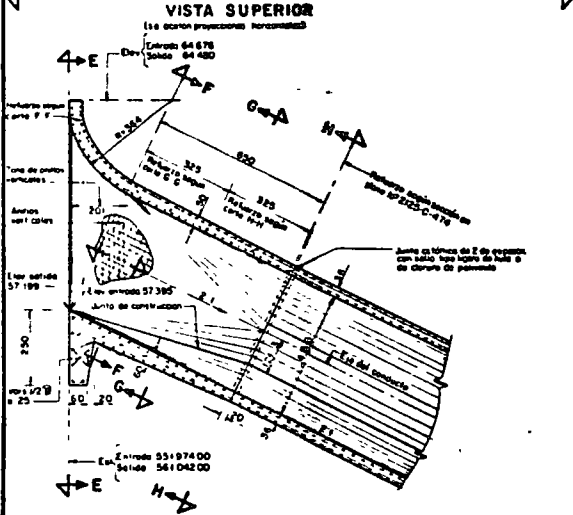
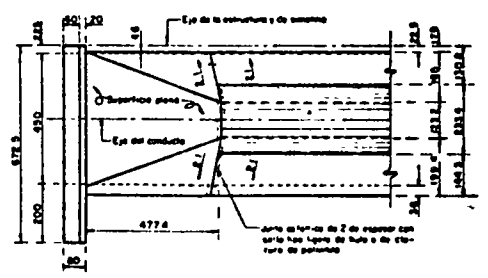
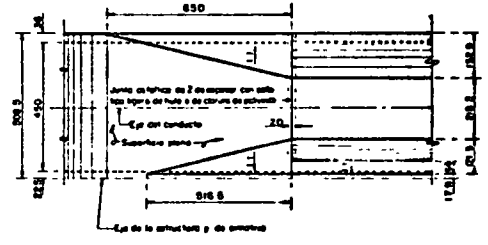
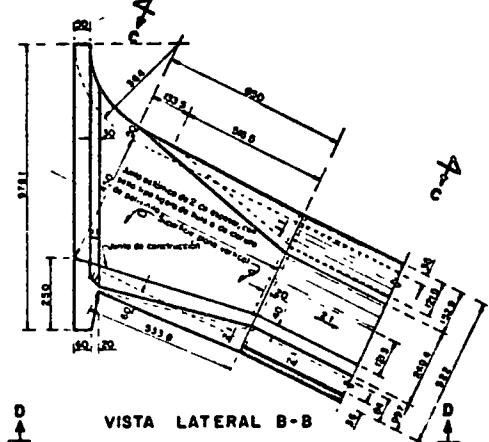
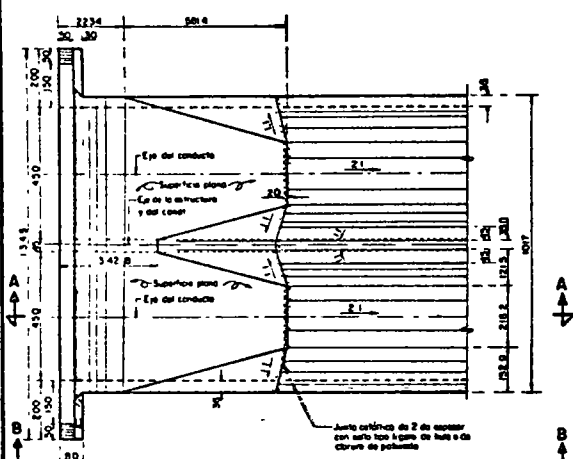
CANTIDADES ESTIMADAS		
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
Excavación (en metros cúbicos)	m³	
Revoque interior	m²	
Concreto reforzado	m³	
Acero reforzante	kg	
Var 1/2"	kg	
Var 3/4"	kg	
Var 1"	kg	
Tubo de hierro 2 1/2"	kg	

NOTAS: Aclarar sobre el comportamiento estructural y construcción de muros. Usar concreto de 2100 kg/m³. Ep de la estructura en base de muros. Ep de la estructura en base de pilares. Ep de la estructura en base de columnas. Ep de la estructura en base de vigas. Ep de la estructura en base de losas. Ep de la estructura en base de techos. Ep de la estructura en base de pisos. Ep de la estructura en base de muros de carga. Ep de la estructura en base de muros de retención. Ep de la estructura en base de muros de contención. Ep de la estructura en base de muros de fundación. Ep de la estructura en base de muros de cimentación. Ep de la estructura en base de muros de anclaje. Ep de la estructura en base de muros de sujeción. Ep de la estructura en base de muros de apoyo. Ep de la estructura en base de muros de carga lateral. Ep de la estructura en base de muros de carga horizontal. Ep de la estructura en base de muros de carga vertical. Ep de la estructura en base de muros de carga oblicua. Ep de la estructura en base de muros de carga combinada. Ep de la estructura en base de muros de carga múltiple. Ep de la estructura en base de muros de carga variable. Ep de la estructura en base de muros de carga constante. Ep de la estructura en base de muros de carga dinámica. Ep de la estructura en base de muros de carga estática. Ep de la estructura en base de muros de carga móvil. Ep de la estructura en base de muros de carga fijo. Ep de la estructura en base de muros de carga libre. Ep de la estructura en base de muros de carga restringido. Ep de la estructura en base de muros de carga no restringido. Ep de la estructura en base de muros de carga simétrica. Ep de la estructura en base de muros de carga asimétrica. Ep de la estructura en base de muros de carga uniforme. Ep de la estructura en base de muros de carga no uniforme. Ep de la estructura en base de muros de carga concentrada. Ep de la estructura en base de muros de carga distribuida. Ep de la estructura en base de muros de carga puntual. Ep de la estructura en base de muros de carga lineal. Ep de la estructura en base de muros de carga superficial. Ep de la estructura en base de muros de carga volumétrica. Ep de la estructura en base de muros de carga puntual. Ep de la estructura en base de muros de carga lineal. Ep de la estructura en base de muros de carga superficial. Ep de la estructura en base de muros de carga volumétrica.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 DIRECCION GENERAL DE ANÁLISIS Y PROYECTO DE OBRAS
 DE OBRAS DE RECONSTRUCCIÓN DE OBRAS DE OBRAS
CANAL PRINCIPAL-ZONA DE RIEGO
 SIFON "ARROYO AGUAPEPE"
 TRANSICIONES EXTERIORES

Elaborado por: []
 Revisado por: []
 Aprobado por: []

FECHA: 2 DE 3
 225-C-475



CANTIDADES ESTIMADAS		
CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
Concreto reforzado	m³	
Acero de refuerzo 1/2"	kg	
Acero de refuerzo 3/4"	kg	
Acero de refuerzo 1"	kg	

NOTAS:

1. Aplicadas en concreto, acero y acero en acero.

2. Usar concreto de 140 kg/cm². El hormo de refuerzo será redondo, corrugado, de grado estructural con hincadas de 30 o 40 mm y inclinadas de 90°.

3. Los puntos de construcción, en donde fueren y se aplicaran, se detallaran en los planos de construcción.

4. Usar pintura epoxi de tipo 212-C-476 y de tipo de las transiciones en los planos de 212-C-476.

ASPAE
DISEÑO
CALCULO
REVISADO
AUTORIZADO

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRIGACION Y CONTROL DE RIOS
D. R. E. C. S. A. P. M. I. T. C. - P. A. T. A. R. E. S. I. D. - T. E. C. N. I. C. A. S.

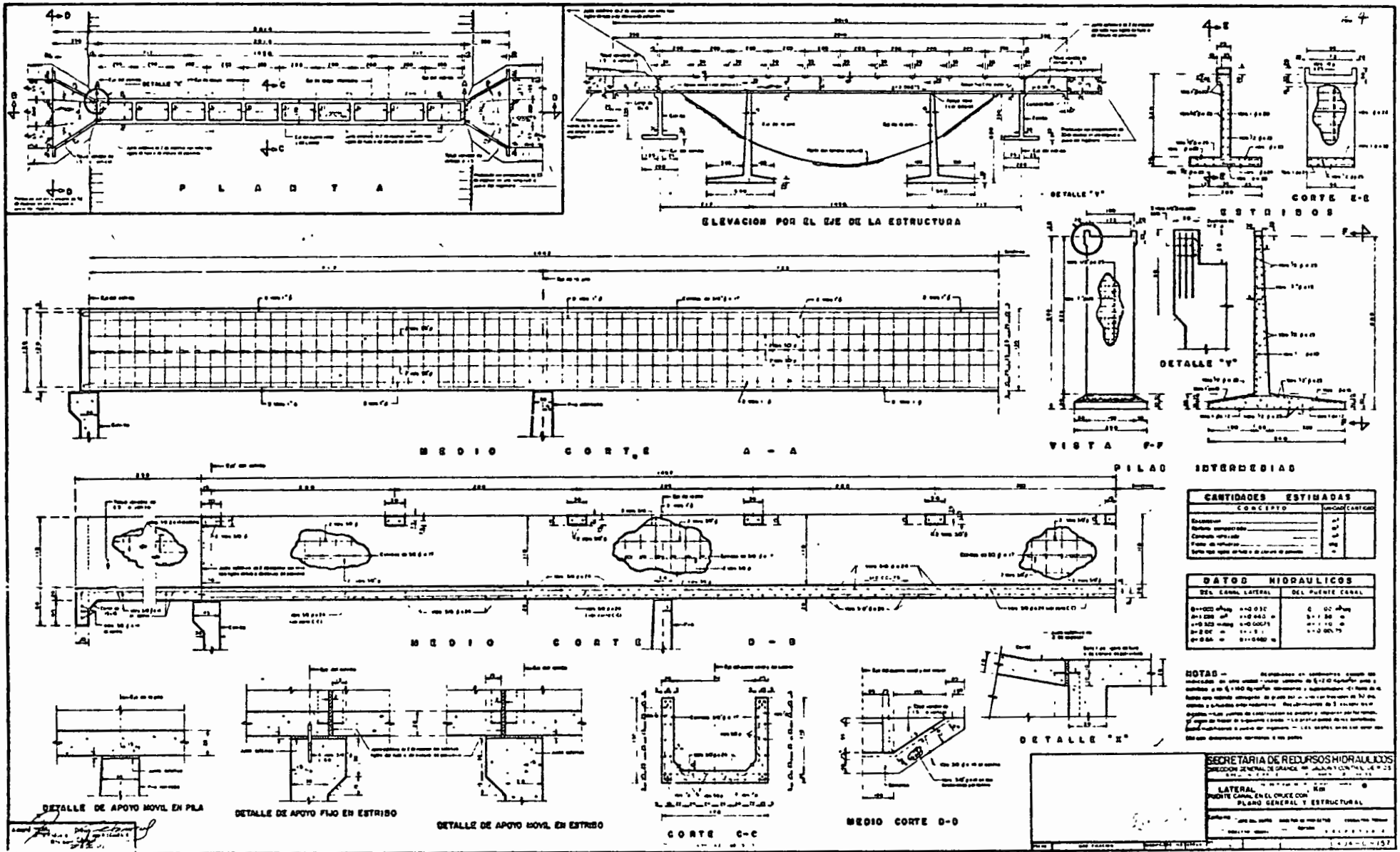
Oficina de 8:00 a 16:00 horas - Sección de Riego

CANAL PRINCIPAL-ZONA DE RIEGO SIFON ARROYO "AGUAPEPE"- TRANSICIONES INTERIORES

Contenido: 21225-C-476 - DIRECCION GENERAL DE RECURSOS HIDRAULICOS

DIRECCION GENERAL DE RECURSOS HIDRAULICOS

TITULO: MODIFICACION
FECHA: 1978-10-10
H 3 de 3
2125-C-476



CANTIDADES ESTIMADAS	
CONCEPTO	
Acero	...
Madera	...
Concreto	...
Forma de madera	...
Forma de hierro	...
Forma de otros materiales	...

DATOS HIDRAULICOS	
DEL CANAL LATERAL DEL PUENTE CANAL	
0+000 m	0+000 m
0+100 m	0+100 m
0+200 m	0+200 m
0+300 m	0+300 m
0+400 m	0+400 m

NOTAS

1. El puente debe ser construido con concreto armado de 1:2:4 y acero de 4 y 6 mm.

2. El canal lateral debe tener una anchura de 1.50 m y una profundidad de 1.00 m.

3. El puente debe tener una longitud de 10.00 m.

4. El puente debe tener una altura libre de 2.00 m.

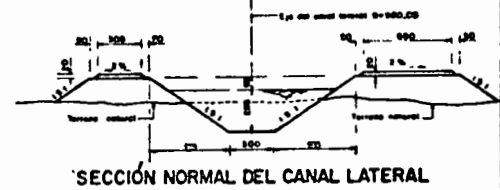
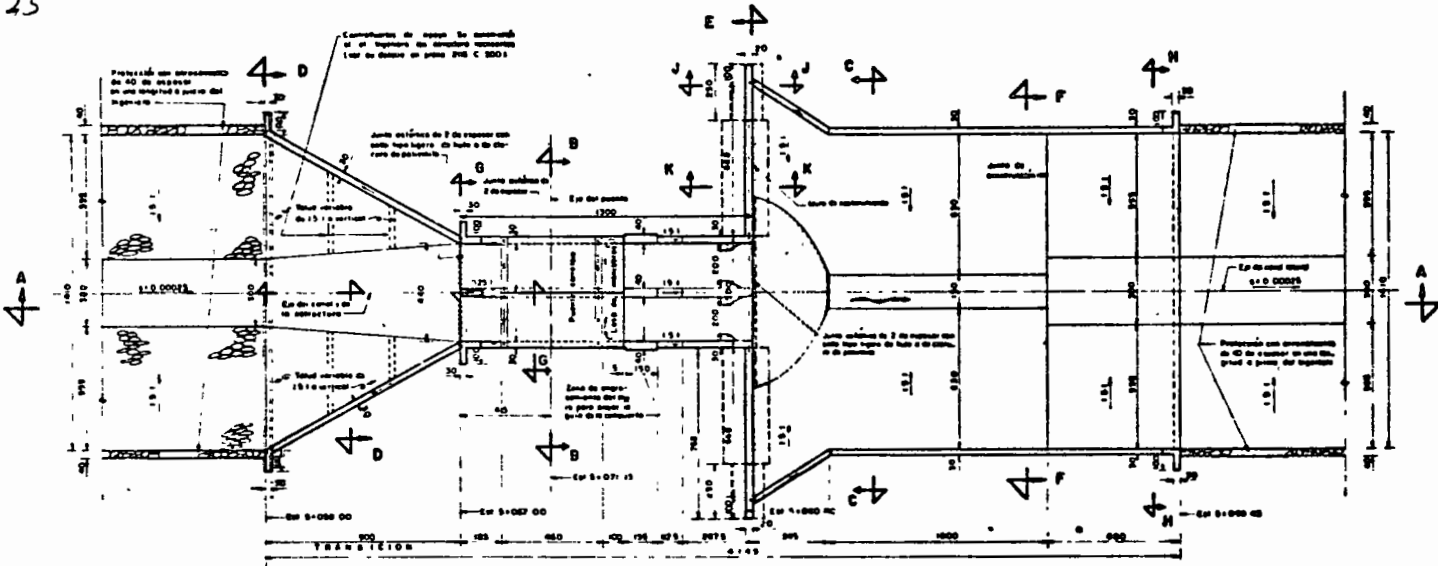
5. El puente debe tener una pendiente de 0.00 m/m.

6. El puente debe tener una longitud de 10.00 m.

7. El puente debe tener una altura libre de 2.00 m.

8. El puente debe tener una pendiente de 0.00 m/m.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS	
DIRECCION GENERAL DE OBRAS DE CONSTRUCCION	
LATERAL	
PUENTE CANAL EN EL CRUCE CON	
PLANO GENERAL Y ESTRUCTURAL	
Escala: 1:100	
Fecha: 1957	
Dibujante: [Nombre]	
Revisor: [Nombre]	
Aprobado: [Nombre]	

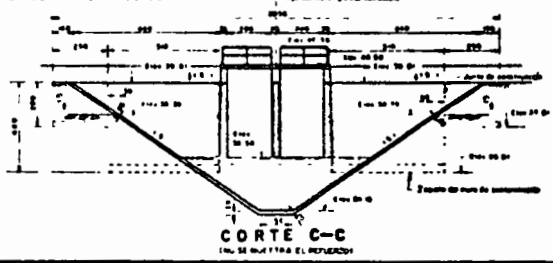
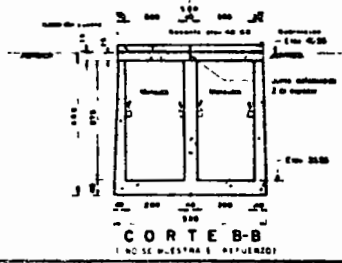
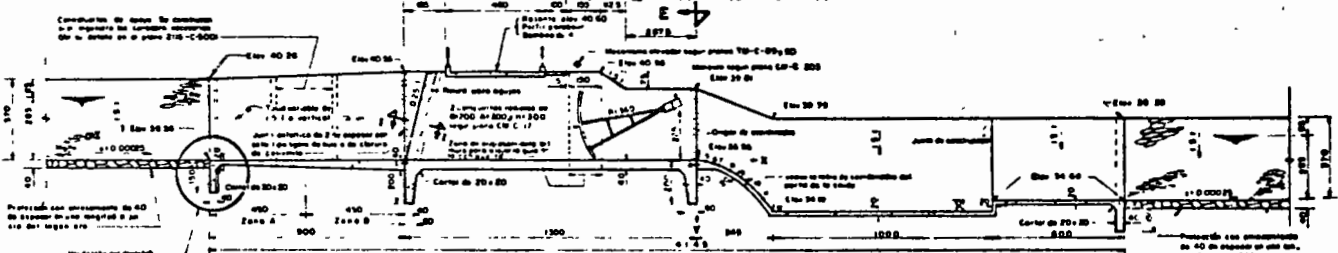


DATOS HIDRÁULICOS	
Q = 14.700 m ³ /seg	β = 0.00070
A = 20.734 m ²	γ = 963 m
h = 3.00 m	γ ₁ = 940
h ₀ = 2.00 m	γ ₂ = 1.00
h ₁ = 0.700 m	Long. canal = 0.95 m
h ₂ = 0.030	

LISTA DE PLANOS	
Plano General	216-C-499
Plano Estructural	216-C-500
Compartes del canal	216-C-501
Sección normal del canal	216-C-502
Sección transversal	216-C-503
Sección de tubo de fondo	216-C-504
Sección de tubo de fondo	216-C-505
Sección de tubo de fondo	216-C-506

CANTIDADES ESTIMADAS		
DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	UNIDADES
Concreto	1.000	m ³
Acero	100	kg
Formas	100	m ²
Mano de obra	100	hombres
Transporte	100	m ³
Instalación	100	hombres
Sección de tubo de fondo	100	m ³
Sección de tubo de fondo	100	m ³
Sección de tubo de fondo	100	m ³

NOTAS: Asumiendo un coeficiente de fricción y otros datos de obra. Las cantidades estimadas son para un canal de 100 m de longitud, considerando para las secciones 216-C-500 y 216-C-501. Las otras secciones en función de la planta general. Tabla 216-C-500.

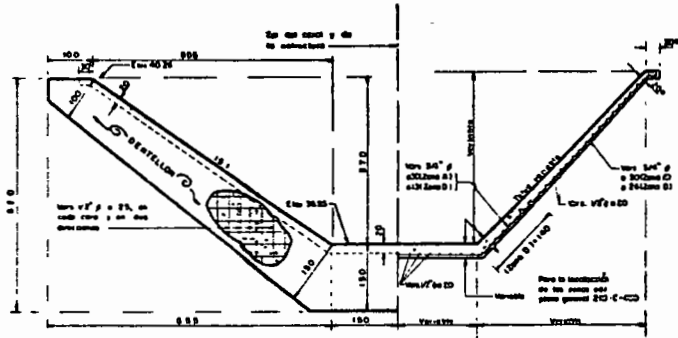


COORDENADAS DEL PERFIL PARABÓLICO DE LA CAÍDA	
X	Y
0	0.000
1	0.001
2	0.004
3	0.009
4	0.016
5	0.025
6	0.036
7	0.049
8	0.064
9	0.081
10	0.100
11	0.121
12	0.144

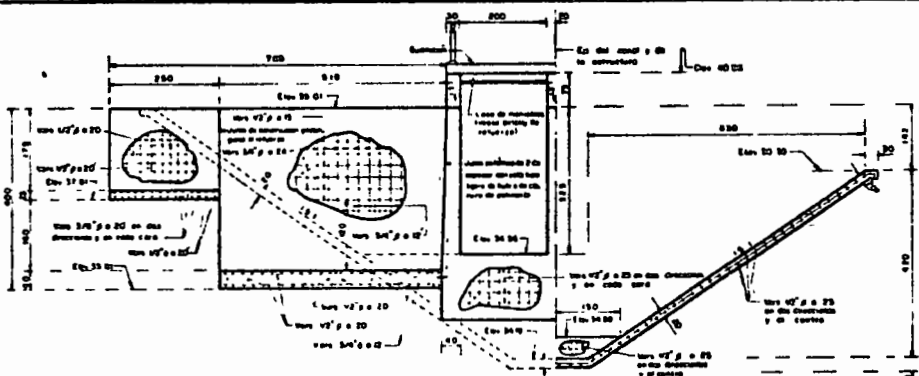
SECRETARÍA DE RECURSOS HIDRÁULICOS
 DIRECCIÓN GENERAL DE GRANDES OBRA Y CONTROL DE OBRAS
 DE RECURSOS HIDRÁULICOS Y APTAMIENTO DE CANALES
 Canal de Riego de la zona de...
CANAL LATERAL 0+980.00 Km 0+080.00
REPRESA-PUNTE Y CAÍDA
PLANO GENERAL

Compañía: "S.A. DE RECURSOS HIDRÁULICOS"
 Director: ...
 Ingeniero: ...

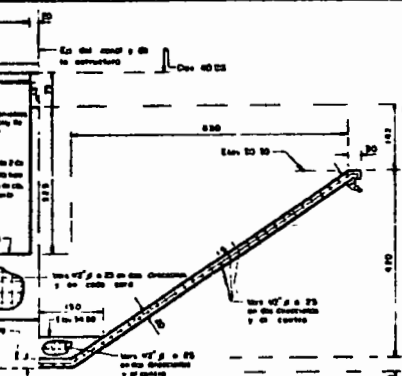
FECHA: MODIFICACION: OCTUBRE 1971 216-C-499



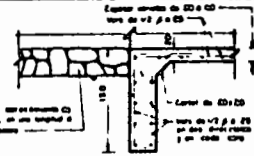
CORTE D-D



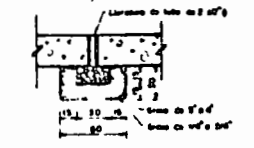
MEDIO CORTE E-E



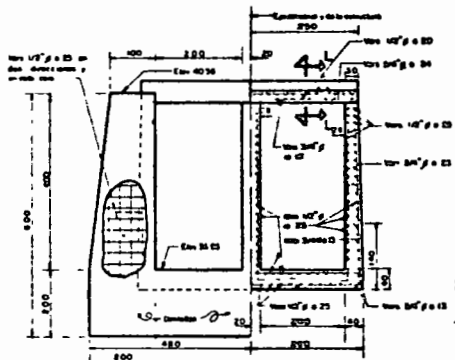
MEDIO CORTE F-F



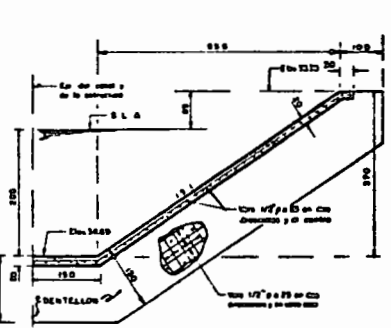
DETALLE DEL DENTELLÓN



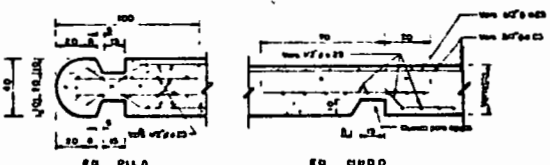
DETALLE DE UN LLORADERO



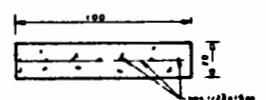
CORTE G-G



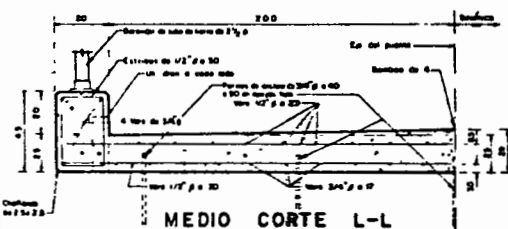
MEDIO CORTE H-H



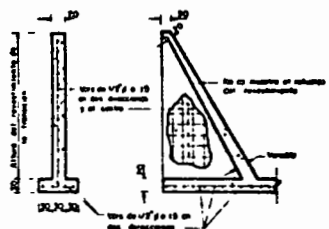
CORTE I-I



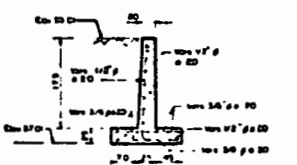
DETALLE DEL REFUERZO DE LA LOSA DE MANIOBRAS



MEDIO CORTE L-L



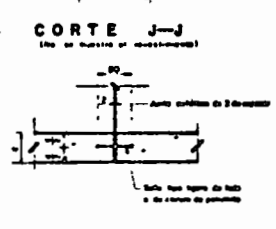
CONTRAFUERTE DE APOYO



CORTE J-J



CORTE K-K

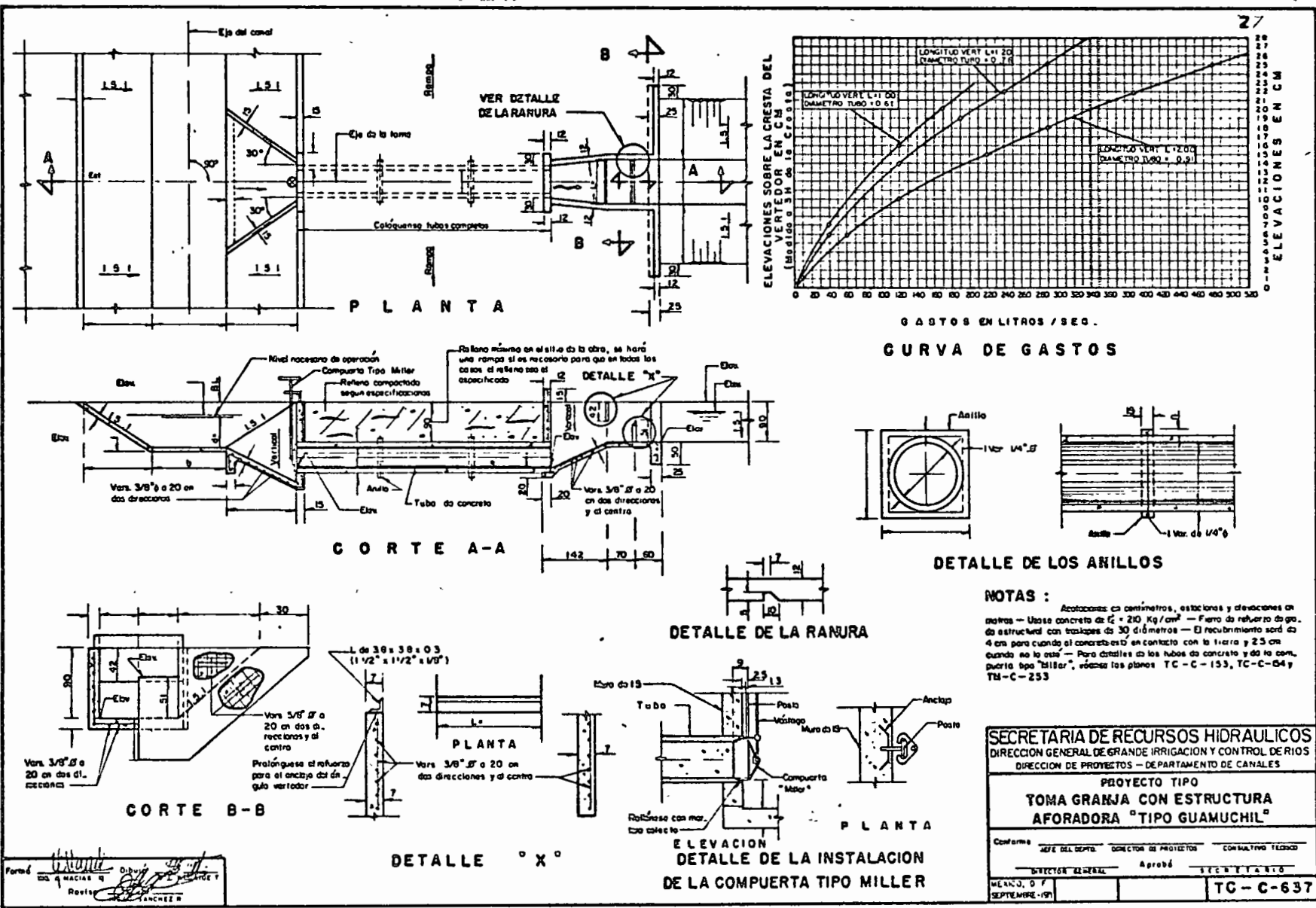


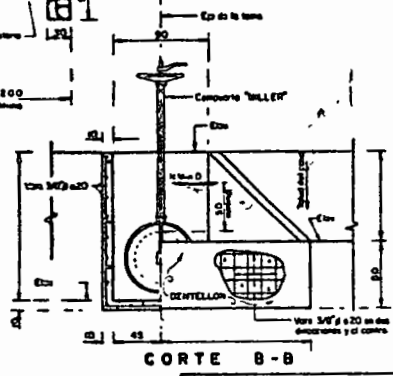
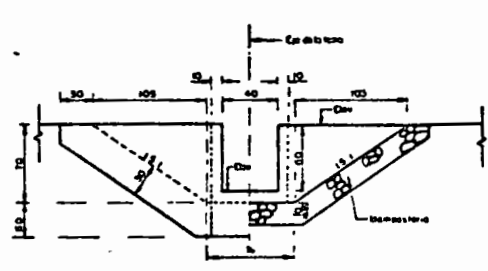
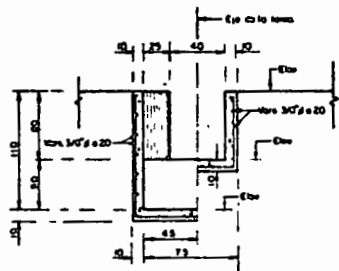
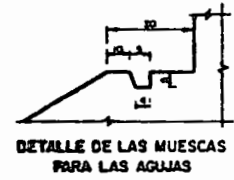
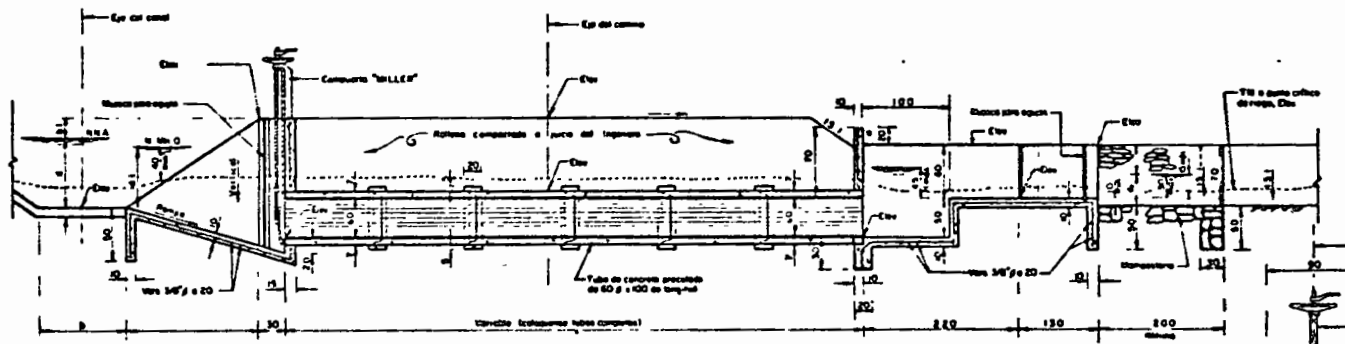
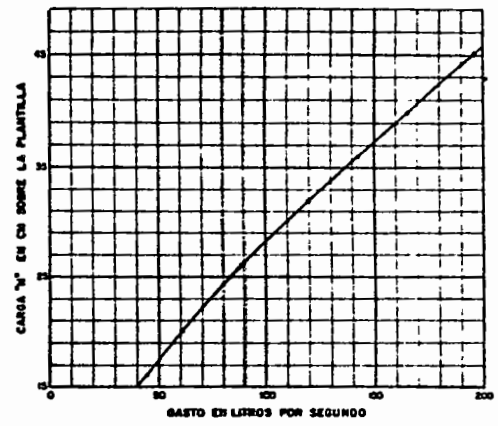
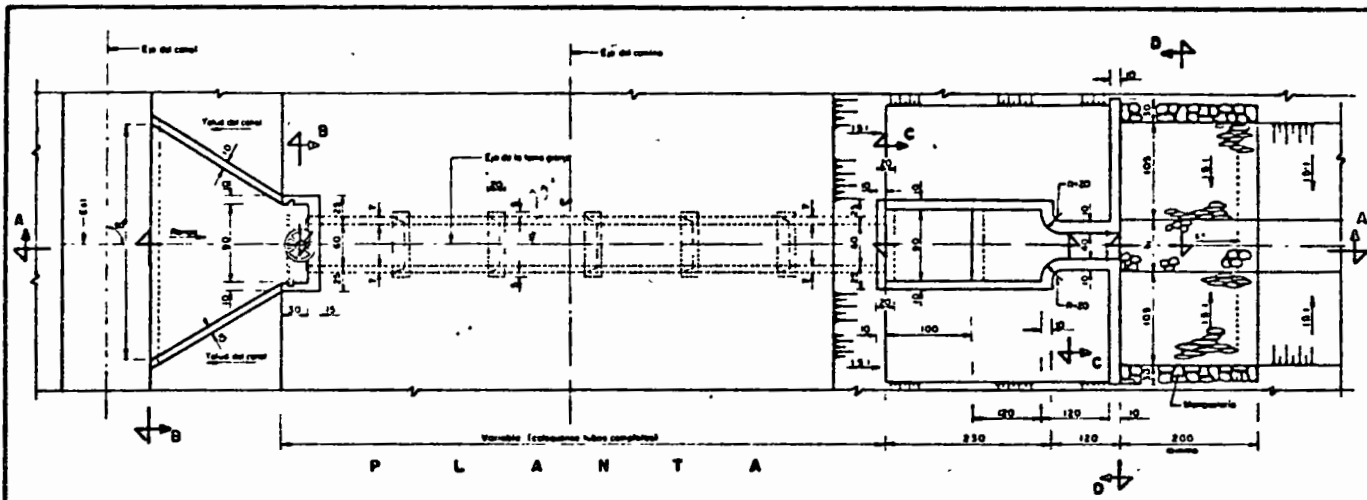
DETALLE DE LA JUNTA

NOTAS:
 Adicionalmente se construyeron el abanico y el contraincendio de malla. Este concreto de 14.7-210 kg/cm² en la totalidad de la obra. El acero de refuerzo es del tipo B60, con un límite de fluencia de 40 kg/cm² y un límite de rotura de 55 kg/cm². Las dimensiones de los elementos de D se refieren a las medidas de fabricación. Se debe tener presente la construcción de los contraincendios de acuerdo al tipo de concreto, la medida de la profundidad de los alambres, etc. como se muestra en el detalle de los lloraderos. Asimismo, como se muestra en el detalle de los lloraderos, se debe tener presente el tipo de concreto que se usó en la obra. (Ver detalles de los lloraderos en el plano 216-C-500)

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
 CANAL LATERAL 9498000 KM 5+080.00
 REPRESA PUENTE Y CAIDA
 PLANO ESTRUCTURAL

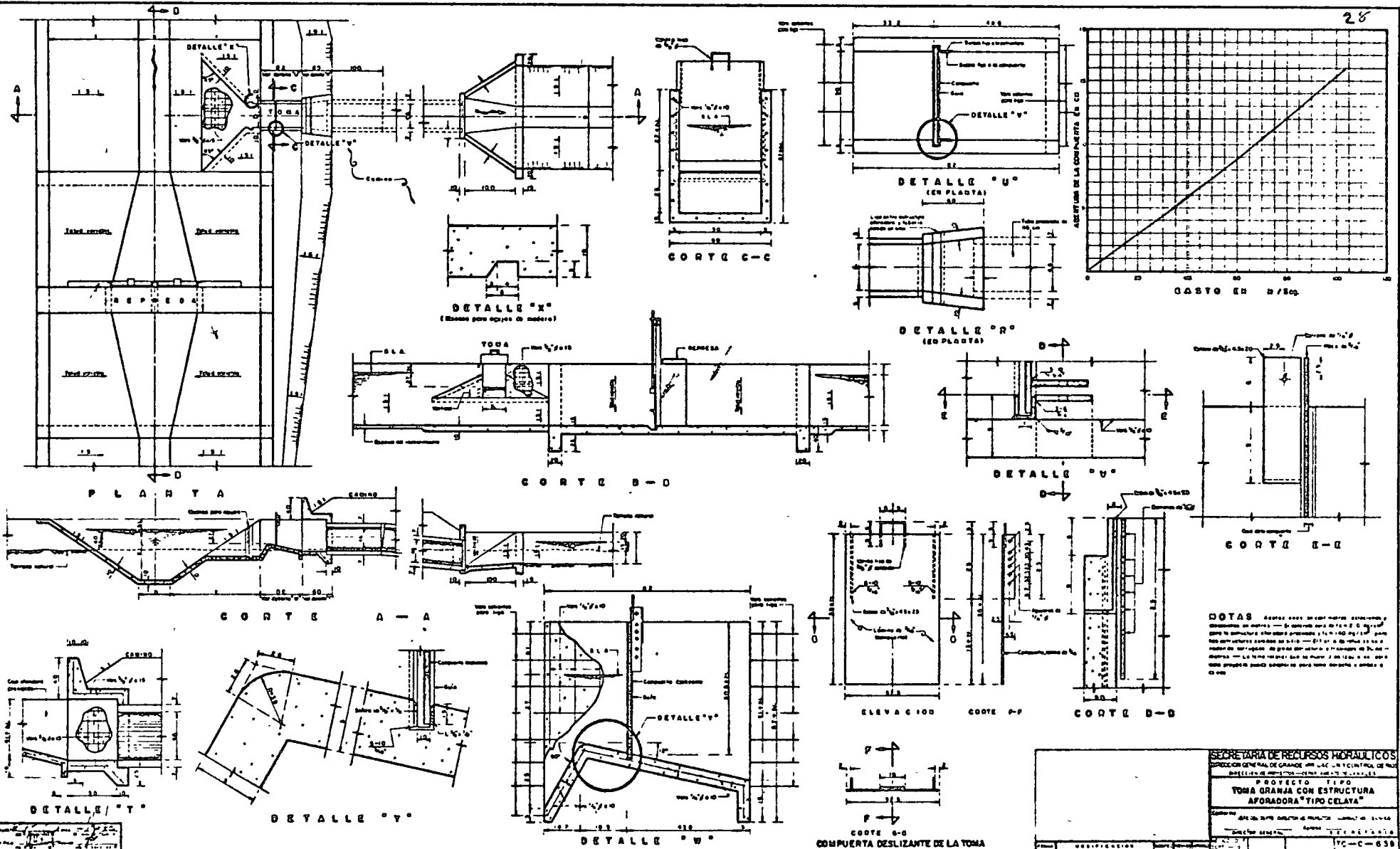
PROYECTO: 216-C-500
 ESCALA: 1:100
 FECHA: 1960
 216 C-500





NOTAS: Dimensiones en centímetros, milímetros y milímetros en milímetros — Densidad del concreto de 2400 kg/m³ — El tipo de concreto será de grado estructural, con los tipos de 30 centímetros los cuales serán de 4 cuantos de concreto con un concreto con la norma y de 25 cuantos en la zona — Los cambios en la fabricación se harán a su discreción — La estructura de los canales "Venturi" se construye según el tipo y la sección de canal — Para detalles de los tubos de concreto y de la estructura Tipo "Venturi", ver planes TC-C-153, TC-C-154 y TC-C-233

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS	
DIRECCION GENERAL DE GRANDE BRIGACION Y CONTROL DE AGUAS	
DIRECCION DE PROYECTOS — DEPARTAMENTO DE CANALES	
Proyecto Tipo	
TOMA GRANJA CON ESTRUCTURA AFORADORA "VENTURI"	
Calificado	Revisado
Elaborado	Revisado
Proyecto	TC-C-640



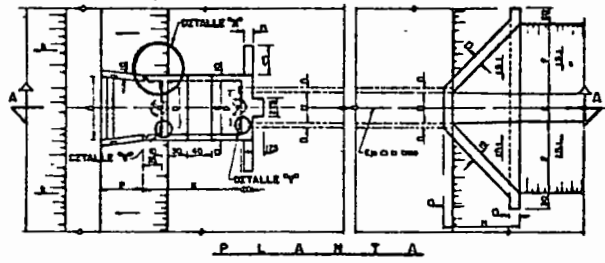
NOTAS Antes de dar un croquis estructural y detallado en acero — si el acero para las 250 toneladas de estructura es necesario — se debe poner a 140 kg/cm² para que la estructura que será prevista a 140 kg/cm² para las 200 toneladas de carga de estructura. El tipo de acero a usar debe ser el que se indique en el croquis de detalle de la compuerta. La estructura de la compuerta debe ser de tipo celular y la estructura de la compuerta debe ser de tipo celular y la estructura de la compuerta debe ser de tipo celular.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS	
DIRECCION GENERAL DE OBRAS DE OBRAS DE OBRAS DE OBRAS	
PROYECTO TIPO	
TOMA GRANJA CON ESTRUCTURA	
AFORADORA TIPO CELAYA	
Código:	17C-C-838

TABLA DE DIMENSIONES

ESTRUCTURA TIPO

16	24	34
150	200	300
200	300	400
300	400	500
400	500	600
500	600	700
600	700	800
700	800	900
800	900	1000
900	1000	1100
1000	1100	1200
1100	1200	1300
1200	1300	1400
1300	1400	1500
1400	1500	1600
1500	1600	1700
1600	1700	1800
1700	1800	1900
1800	1900	2000
1900	2000	2100
2000	2100	2200



ESTRUCTURAS TIPO I₁, I₂ Y I₃

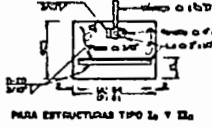
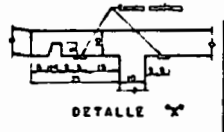
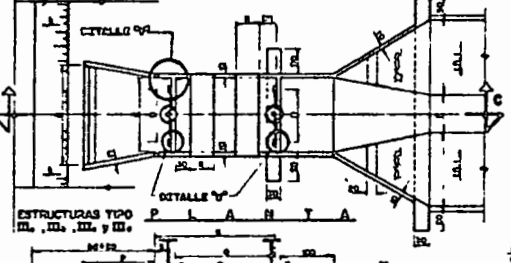
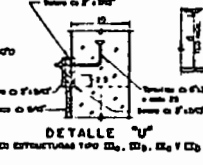
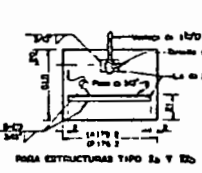


TABLA DE DIMENSIONES

ESTRUCTURA TIPO

12.5	17.5	22.5	27.5
100	150	200	250
150	200	250	300
200	250	300	350
250	300	350	400
300	350	400	450
350	400	450	500
400	450	500	550
450	500	550	600
500	550	600	650
550	600	650	700
600	650	700	750
650	700	750	800
700	750	800	850
750	800	850	900
800	850	900	950
850	900	950	1000
900	950	1000	1050
950	1000	1050	1100
1000	1050	1100	1150
1050	1100	1150	1200
1100	1150	1200	1250
1150	1200	1250	1300
1200	1250	1300	1350
1250	1300	1350	1400



CORTE C-C

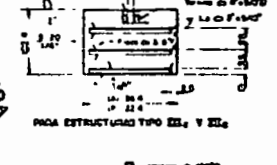
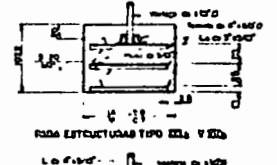
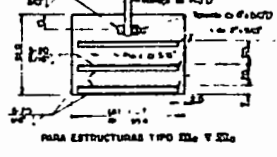
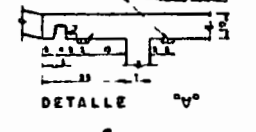
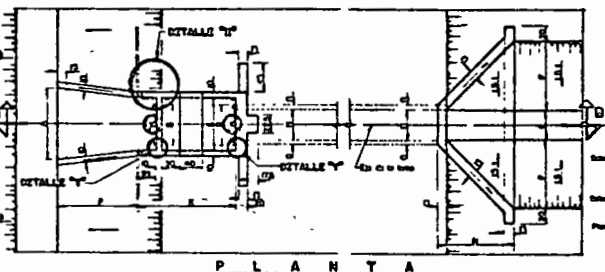


TABLA DE DIMENSIONES

ESTRUCTURA TIPO

16	24	34
150	200	300
200	300	400
300	400	500
400	500	600
500	600	700
600	700	800
700	800	900
800	900	1000
900	1000	1100
1000	1100	1200
1100	1200	1300
1200	1300	1400
1300	1400	1500
1400	1500	1600
1500	1600	1700
1600	1700	1800
1700	1800	1900
1800	1900	2000
1900	2000	2100
2000	2100	2200



ESTRUCTURAS TIPO IIa, IIb, Y IIc

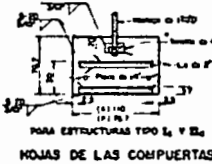
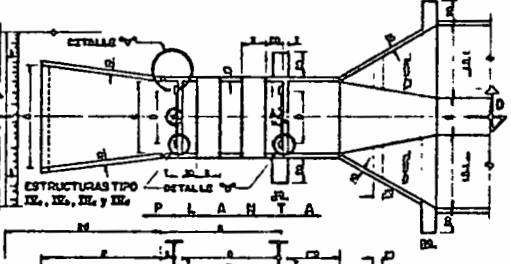
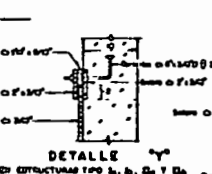


TABLA DE DIMENSIONES

ESTRUCTURA TIPO

17.5	22.5	27.5	32.5
100	150	200	250
150	200	250	300
200	250	300	350
250	300	350	400
300	350	400	450
350	400	450	500
400	450	500	550
450	500	550	600
500	550	600	650
550	600	650	700
600	650	700	750
650	700	750	800
700	750	800	850
750	800	850	900
800	850	900	950
850	900	950	1000
900	950	1000	1050
950	1000	1050	1100
1000	1050	1100	1150
1050	1100	1150	1200
1100	1150	1200	1250
1150	1200	1250	1300
1200	1250	1300	1350



CORTE D-D

NOTAS: (A) Sección en un punto de la longitud de la estructura... (B) Sección en un punto de la longitud de la estructura... (C) Sección en un punto de la longitud de la estructura... (D) Sección en un punto de la longitud de la estructura...

[Handwritten signatures and notes]

Tabla de Gastos

OPERACION DE LA COMPLETA (A) PARA UNA PERIODE DE CARGA DE 6.520 m

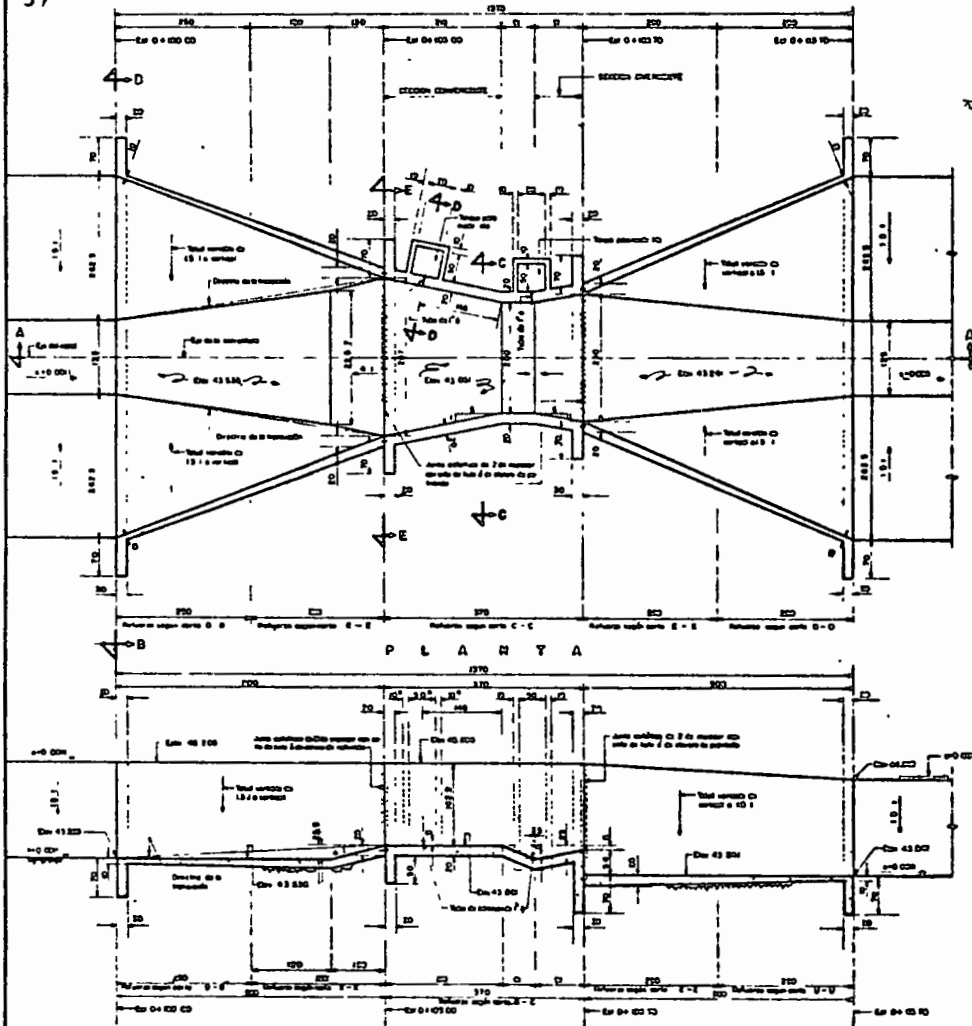
ESTRUCTURA TIPO I ₁ Y I ₂	ESTRUCTURA TIPO I ₃	ESTRUCTURA TIPO II, IIa, Y IIb	ESTRUCTURA TIPO IIc	ESTRUCTURA TIPO III, IIIa, Y IIIb
100	100	100	100	100
150	150	150	150	150
200	200	200	200	200
250	250	250	250	250
300	300	300	300	300
350	350	350	350	350
400	400	400	400	400
450	450	450	450	450
500	500	500	500	500
550	550	550	550	550
600	600	600	600	600
650	650	650	650	650
700	700	700	700	700
750	750	750	750	750
800	800	800	800	800
850	850	850	850	850
900	900	900	900	900
950	950	950	950	950
1000	1000	1000	1000	1000
1050	1050	1050	1050	1050
1100	1100	1100	1100	1100
1150	1150	1150	1150	1150
1200	1200	1200	1200	1200
1250	1250	1250	1250	1250
1300	1300	1300	1300	1300
1350	1350	1350	1350	1350
1400	1400	1400	1400	1400
1450	1450	1450	1450	1450
1500	1500	1500	1500	1500

PERIODE DE CARGA DE 6.520 m

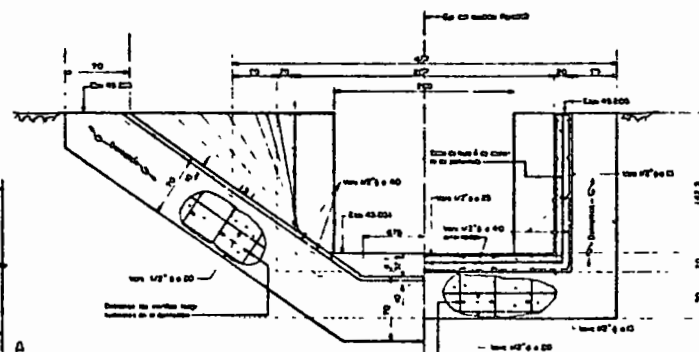
PERIODE DE CARGA DE 6.000 m

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 DIRECCION GENERAL DE LA COMISIÓN NACIONAL DE CONTROL DE RIOS
 PROYECTO TIPO
 TOMAS GRANJA CON ESTRUCTURA AFORADORA DE CARGA CONSTANTE

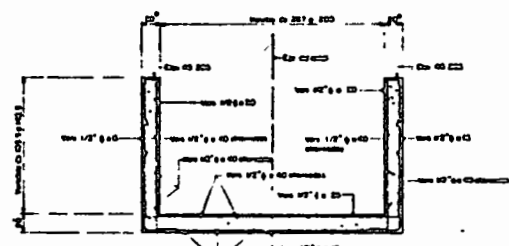
TC-C-688



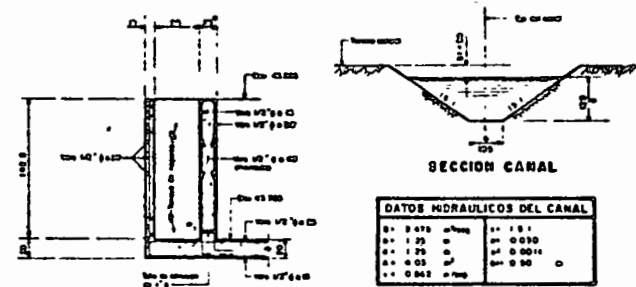
CORTE A-A
1:40 (SE MUESTRA CAPACIDAD)



MEDIO CORTE D-D MEDIO CORTE E-E



CORTE C-C



CORTE D-D



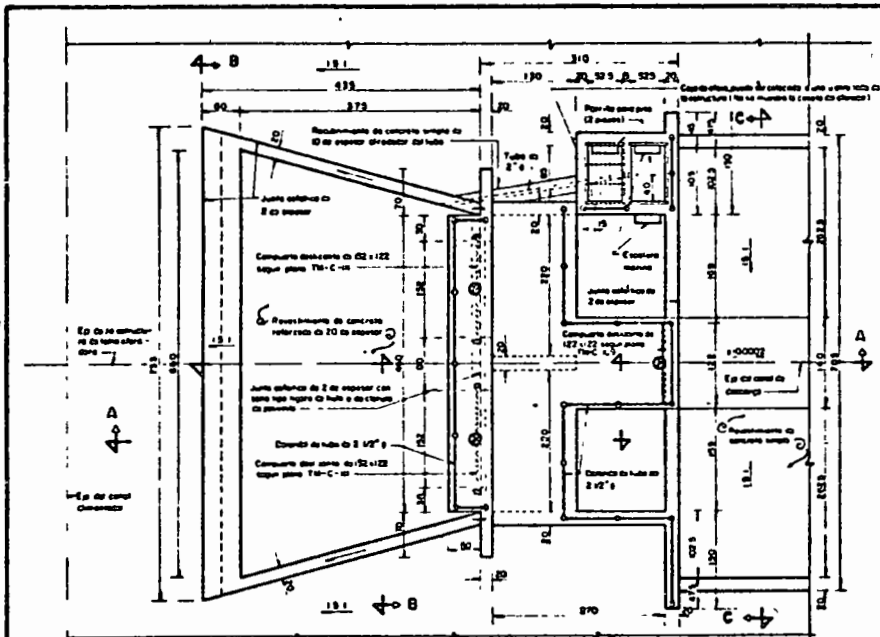
LOCALIZACION

GASTOS EN M/SEG					
No	DESCARGA LIBRE	PORCENTAJE DE SUMERSION			
		1%	2%	3%	4%
0.03	0.247	2.15	110	0.0342	0.0313
0.10	0.210	2.15	110	0.140	0.112
0.15	0.170	2.15	110	0.280	0.220
0.20	0.130	2.15	110	0.360	0.280
0.25	0.100	2.15	110	0.450	0.350
0.30	0.075	2.15	110	0.540	0.420
0.35	0.055	2.15	110	0.630	0.490
0.40	0.040	2.15	110	0.720	0.560
0.45	0.030	2.15	110	0.810	0.630
0.50	0.022	2.15	110	0.900	0.700
0.55	0.016	2.15	110	0.990	0.770
0.60	0.012	2.15	110	1.080	0.840
0.65	0.009	2.15	110	1.170	0.910
0.70	0.007	2.15	110	1.260	0.980
0.75	0.005	2.15	110	1.350	1.050
0.80	0.004	2.15	110	1.440	1.120
0.85	0.003	2.15	110	1.530	1.190
0.90	0.002	2.15	110	1.620	1.260
0.95	0.001	2.15	110	1.710	1.330
1.00	0.000	2.15	110	1.800	1.400
1.05	0.000	2.15	110	1.890	1.470
1.10	0.000	2.15	110	1.980	1.540
1.15	0.000	2.15	110	2.070	1.610
1.20	0.000	2.15	110	2.160	1.680

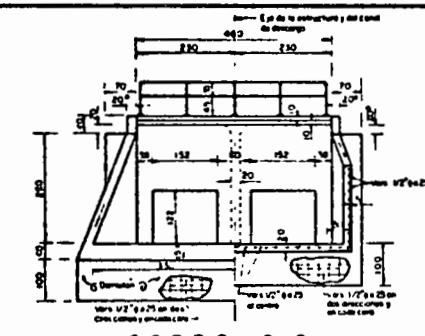
CANTIDADES ESTIMADAS		
CC-1970		
UNIDAD	UNIDAD	CANTIDAD
1. Volumen de obra	m ³	150
2. Cantidad de cemento	kg	20
3. Cantidad de hierro	kg	1000
4. Cantidad de arena	m ³	10

NOTAS:
 1. Sección de canal en forma de trapecio.
 2. El canal debe ser construido en concreto.
 3. El canal debe tener un ancho de 10 metros en la boca.
 4. El canal debe tener una profundidad de 1.50 metros.
 5. El canal debe tener una longitud de 1.000 metros.
 6. El canal debe tener una pendiente de 0.0010.

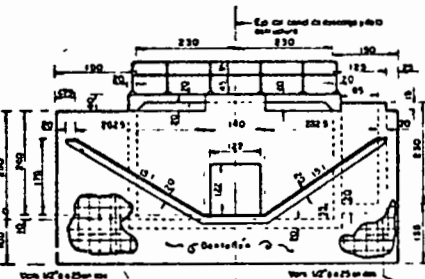
SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 DIRECCION GENERAL DE RECURSOS HIDRAULICOS
 CANAL PRINCIPAL, MARCAN DE LINEA LATERAL, BARRIO SUBLATERAL 2 998707
 PLANTELAS, 1 DE ABRIL



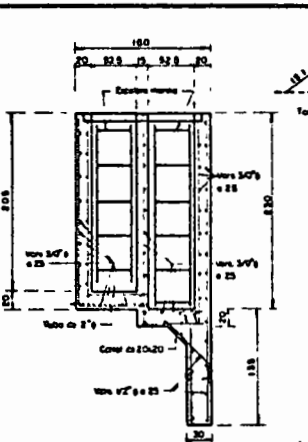
PLANTA



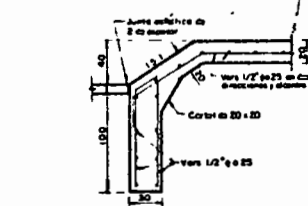
CORTE B-B
EN ESTE CORTE SE MUESTRAN LAS COMPLETAS
DELCANTES A LOS MECANISMOS



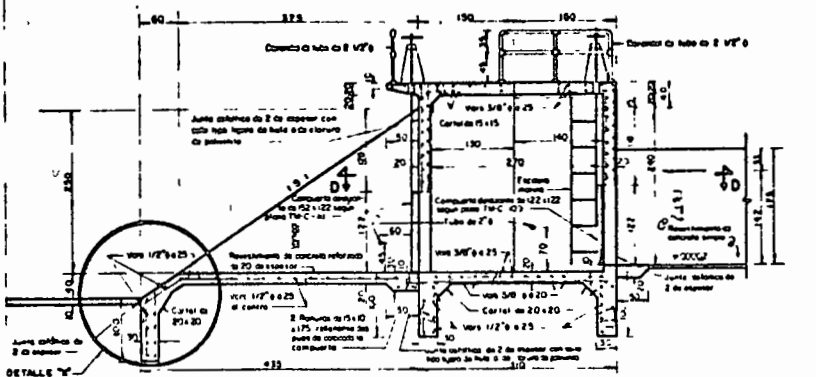
CORTE C-C



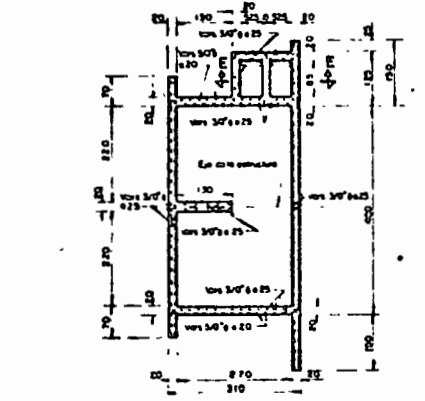
CORTE E-E



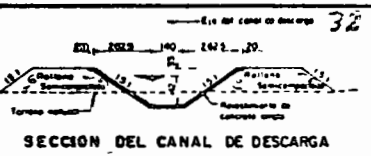
DETALLE X



CORTE A-A



CORTE D-D



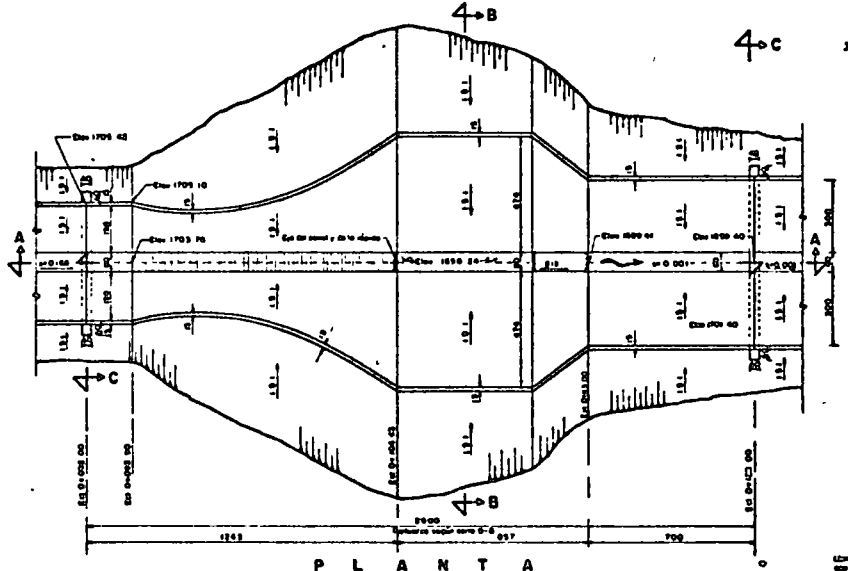
DATOS HIDRAULICOS			
0.30	0.10	0.01	0.01
0.30	0.10	0.01	0.01
0.30	0.10	0.01	0.01
0.30	0.10	0.01	0.01
0.30	0.10	0.01	0.01

TABLA DE GASTOS			
0.30	0.10	0.01	0.01
0.30	0.10	0.01	0.01
0.30	0.10	0.01	0.01
0.30	0.10	0.01	0.01
0.30	0.10	0.01	0.01
0.30	0.10	0.01	0.01
0.30	0.10	0.01	0.01
0.30	0.10	0.01	0.01
0.30	0.10	0.01	0.01
0.30	0.10	0.01	0.01

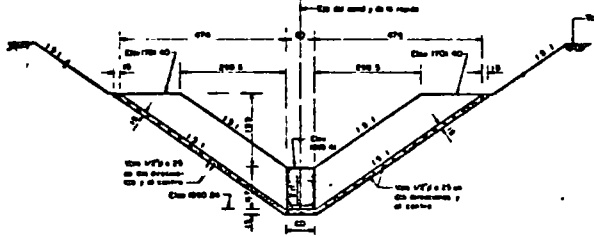
CANTIDADES ESTIMADAS	
Compartimiento de concreto reforzado de 20 de espesor	1.10 m ³
Compartimiento de concreto reforzado de 12 x 122	1.62 m ³
Compartimiento de concreto reforzado de 12 x 122	1.62 m ³
Compartimiento de concreto reforzado de 12 x 122	1.62 m ³
Compartimiento de concreto reforzado de 12 x 122	1.62 m ³
Compartimiento de concreto reforzado de 12 x 122	1.62 m ³
Compartimiento de concreto reforzado de 12 x 122	1.62 m ³
Compartimiento de concreto reforzado de 12 x 122	1.62 m ³
Compartimiento de concreto reforzado de 12 x 122	1.62 m ³
Compartimiento de concreto reforzado de 12 x 122	1.62 m ³

NOTAS: 1. Este es un proyecto preliminar. 2. Este proyecto de construcción debe ser aprobado por el Jefe de Obras Públicas. 3. Este proyecto de construcción debe ser aprobado por el Jefe de Obras Públicas. 4. Este proyecto de construcción debe ser aprobado por el Jefe de Obras Públicas. 5. Este proyecto de construcción debe ser aprobado por el Jefe de Obras Públicas. 6. Este proyecto de construcción debe ser aprobado por el Jefe de Obras Públicas. 7. Este proyecto de construcción debe ser aprobado por el Jefe de Obras Públicas. 8. Este proyecto de construcción debe ser aprobado por el Jefe de Obras Públicas. 9. Este proyecto de construcción debe ser aprobado por el Jefe de Obras Públicas. 10. Este proyecto de construcción debe ser aprobado por el Jefe de Obras Públicas.

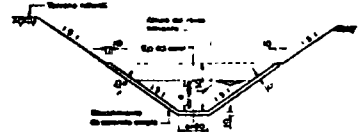
SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 DIRECCION GENERAL DE GRANDE IRRIGACION Y CONTROL DE AGUAS
TOMA AFORADORA
PLANO GENERAL Y ESTRUCTURAL



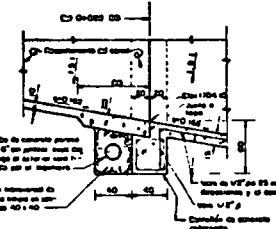
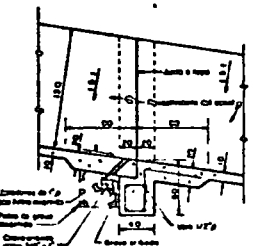
PLANTA



CORTE B-B



SECCION DEL CANAL EN LA RAPIDA



DETALLE "X"

(DETALLE DE LAS JUNTAS CON EL DENTELLON)
DETALLE "Y"

DATOS HIDRAULICOS

Módulo superior de la Rapida		Módulo inferior de la Rapida	
Q = 2.43 m³/s	h = 0.015	Q = 8.51 m³/s	h = 0.030
Q = 2.00 m³/s	h = 0.022	Q = 2.05 m³/s	h = 0.045
Q = 1.50 m³/s	h = 0.030	Q = 1.50 m³/s	h = 0.060
Q = 1.00 m³/s	h = 0.040	Q = 1.00 m³/s	h = 0.080
Q = 0.50 m³/s	h = 0.060	Q = 0.50 m³/s	h = 0.120

CANTIDADES ESTIMADAS

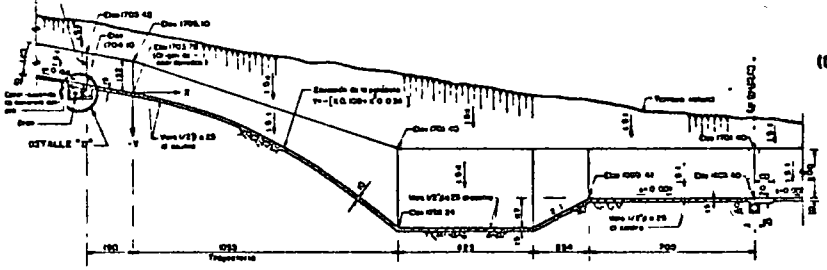
CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
Concreto	115.00	m³
Acero	1.10	ton
Forma de aluminio	1.00	m²

COORDENADAS DE LA CURVA PARABOLICA

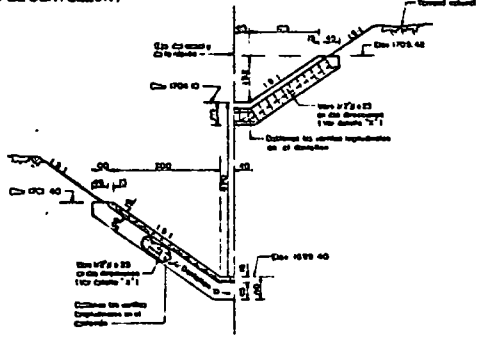
S	X	Y
0.00	0.000	0.000
1.00	0.250	0.006
2.00	0.500	0.025
3.00	0.750	0.056
4.00	1.000	0.100
5.00	1.250	0.156
6.00	1.500	0.225
7.00	1.750	0.306
8.00	2.000	0.400
9.00	2.250	0.506
10.00	2.500	0.625

NOTAS

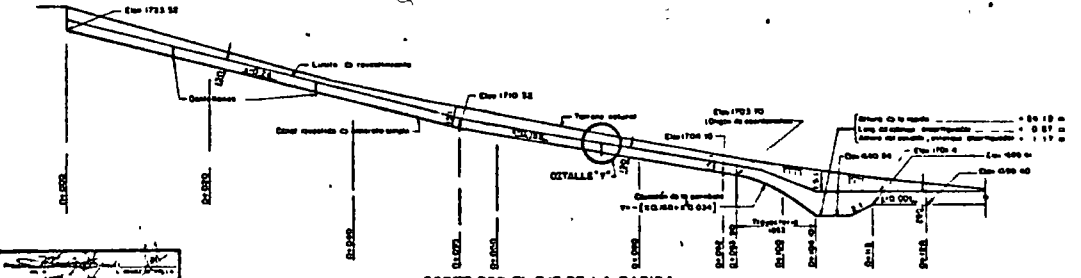
1.- Sección de la Rapida en el punto de máxima profundidad, con un ancho de 10.00 m. El ancho de la Rapida en el punto de mínima profundidad es de 5.00 m. El ancho de la Rapida en el punto de máxima profundidad es de 10.00 m. El ancho de la Rapida en el punto de mínima profundidad es de 5.00 m. El ancho de la Rapida en el punto de máxima profundidad es de 10.00 m. El ancho de la Rapida en el punto de mínima profundidad es de 5.00 m.



CORTE A-A



CORTE C-C



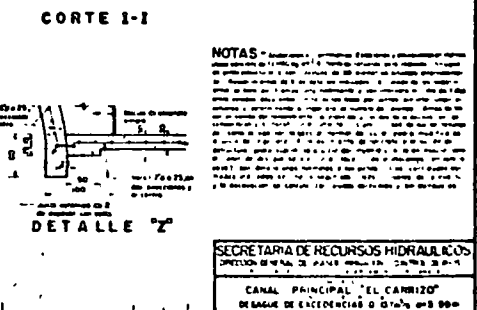
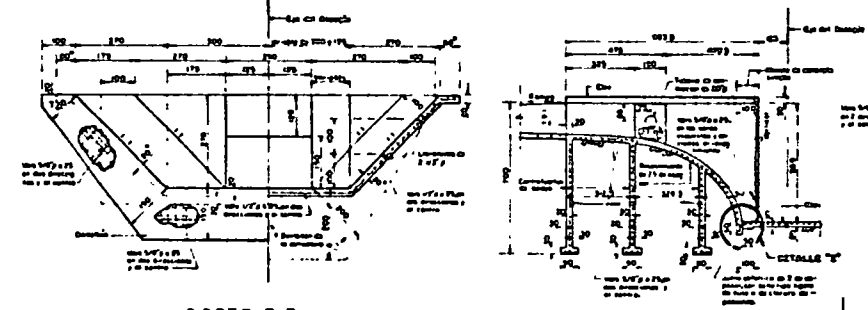
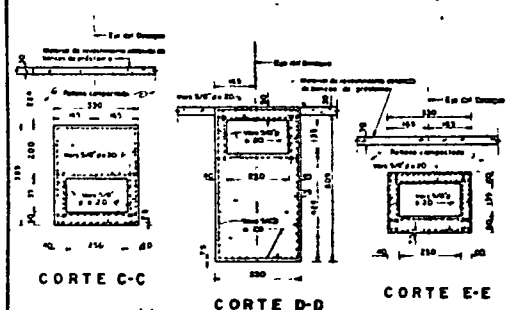
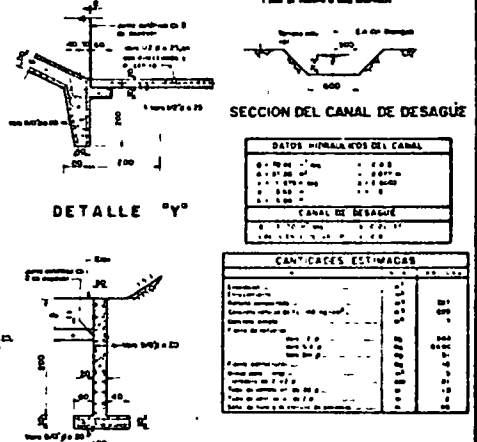
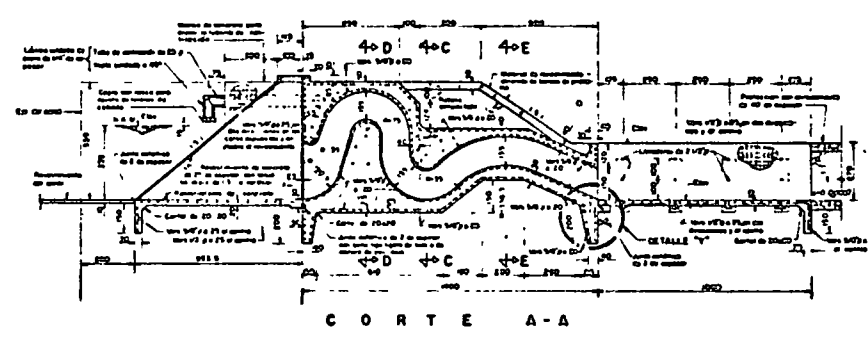
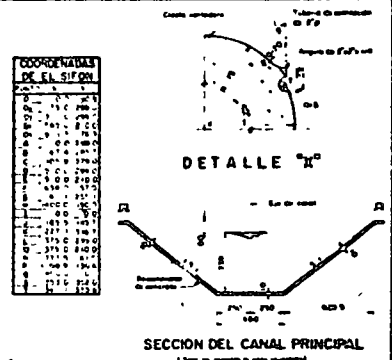
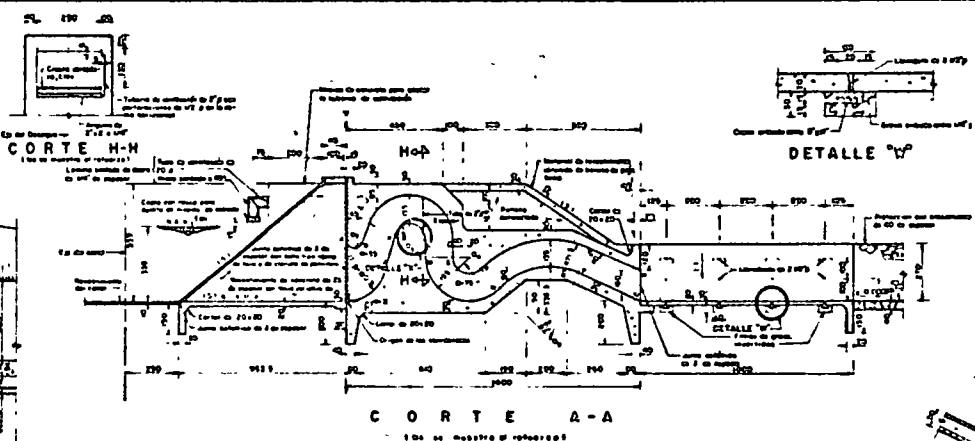
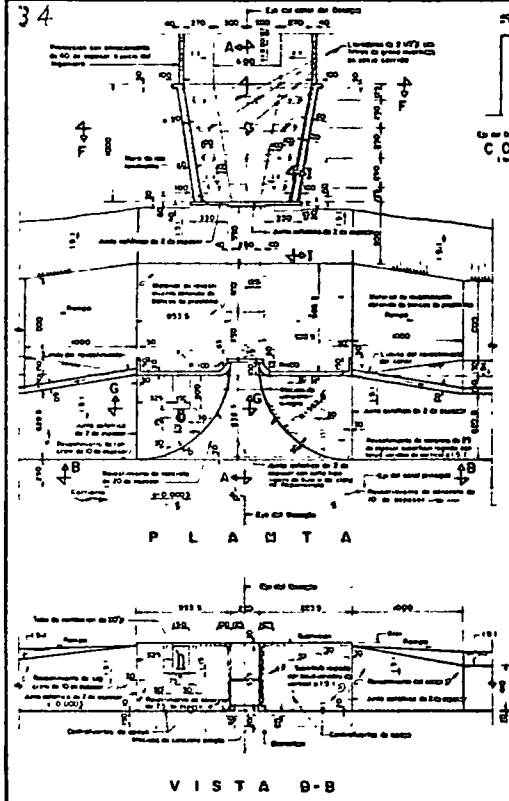
CORTE POR EL EJE DE LA RAPIDA

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 DIRECCION GENERAL DE GRANES PROYECTOS Y CONTROL DE PUZOS
 CANAL PRINCIPAL LOPEZ RAYON
 RAPIDA
 PLANO GENERAL Y PLANO ESTRUCTURAL

PROYECTADO POR: []
 VERIFICADO POR: []
 APROBADO POR: []

FECHA: []

1004-C-304



NOTAS

1. Sección de obra en el punto de construcción.

2. Sección de obra en el punto de construcción.

3. Sección de obra en el punto de construcción.

4. Sección de obra en el punto de construcción.

5. Sección de obra en el punto de construcción.

6. Sección de obra en el punto de construcción.

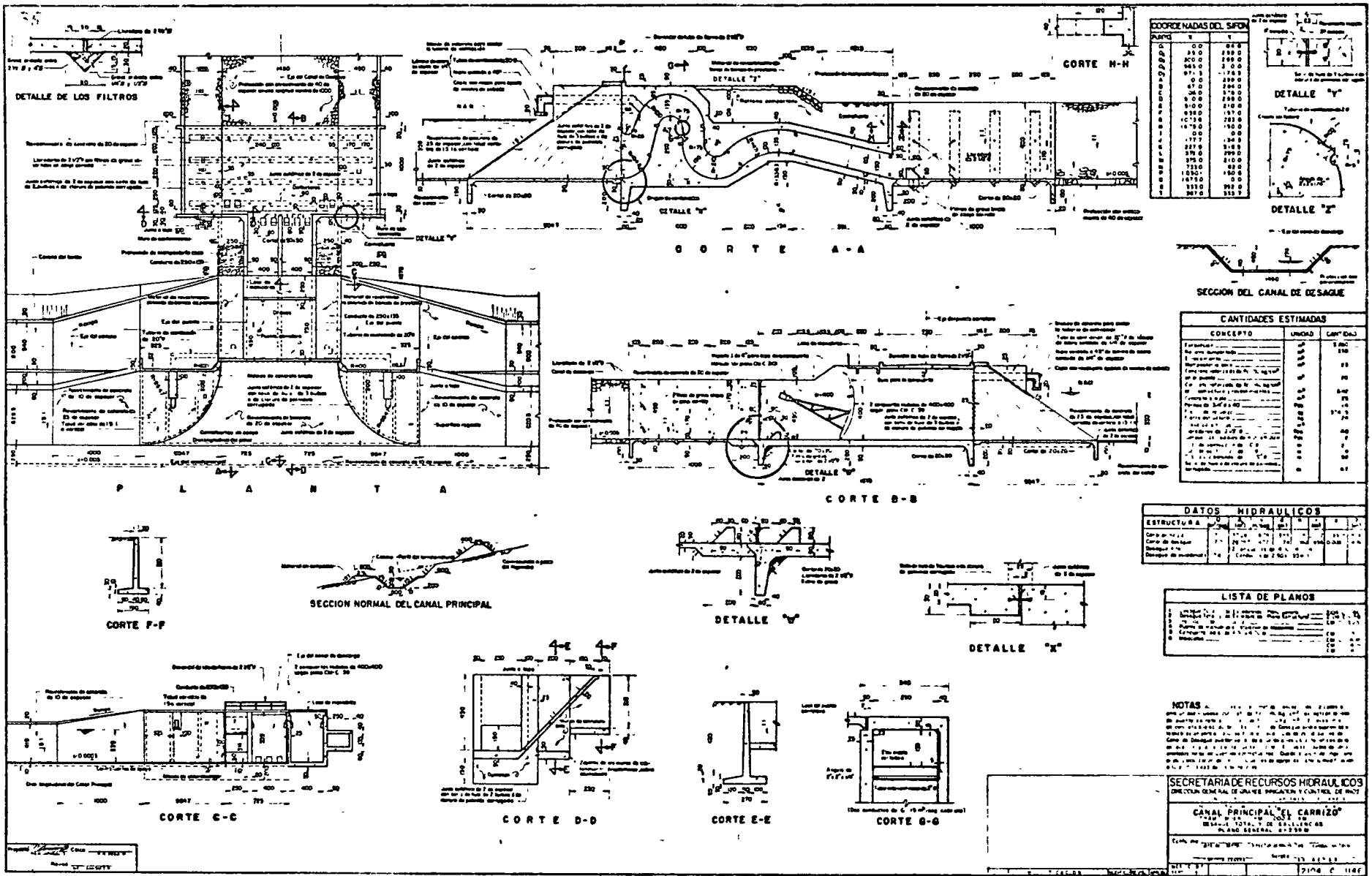
7. Sección de obra en el punto de construcción.

8. Sección de obra en el punto de construcción.

9. Sección de obra en el punto de construcción.

10. Sección de obra en el punto de construcción.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION GENERAL DE PLANES Y PROYECTOS
CANAL PRINCIPAL "EL CARRIZO"
DESAGUE DE EXCEDENCIAS O 0.70% 0.80% 90%
PROYECTO
FECHA
1108 C 114



COORDENADAS DEL SIFÓN

PUNTO	X	Y
0	0	0
1	100	100
2	200	200
3	300	300
4	400	400
5	500	500
6	600	600
7	700	700
8	800	800
9	900	900
10	1000	1000
11	1100	1100
12	1200	1200
13	1300	1300
14	1400	1400
15	1500	1500
16	1600	1600
17	1700	1700
18	1800	1800
19	1900	1900
20	2000	2000
21	2100	2100
22	2200	2200
23	2300	2300
24	2400	2400
25	2500	2500
26	2600	2600
27	2700	2700
28	2800	2800
29	2900	2900
30	3000	3000

CANTIDADES ESTIMADAS

CONCEPTO	UNIDAD	CANTIDAD
1	m ²	100
2	m ³	500
3	m	200
4	m ²	150
5	m ³	300
6	m	100
7	m ²	80
8	m ³	200
9	m	50
10	m ²	60
11	m ³	100
12	m	30
13	m ²	40
14	m ³	70
15	m	20
16	m ²	30
17	m ³	50
18	m	15
19	m ²	20
20	m ³	40
21	m	10
22	m ²	15
23	m ³	30
24	m	8
25	m ²	12
26	m ³	25
27	m	6
28	m ²	10
29	m ³	20
30	m	5
31	m ²	8
32	m ³	15
33	m	4
34	m ²	6
35	m ³	12
36	m	3
37	m ²	5
38	m ³	10
39	m	2
40	m ²	4
41	m ³	8
42	m	1
43	m ²	2
44	m ³	4
45	m	0.5
46	m ²	1
47	m ³	2

DATOS HIDRAULICOS

ESTRUCTURA	TIPO	SECCION	ANCHO	ALTO	PROFUNDIDAD	VELOCIDAD	CAUDAL
1	Canal	Recto	2.00	1.00	0.50	1.50	3.00
2	Canal	Curvo	2.00	1.00	0.50	1.50	3.00
3	Canal	Recto	2.00	1.00	0.50	1.50	3.00
4	Canal	Curvo	2.00	1.00	0.50	1.50	3.00
5	Canal	Recto	2.00	1.00	0.50	1.50	3.00
6	Canal	Curvo	2.00	1.00	0.50	1.50	3.00
7	Canal	Recto	2.00	1.00	0.50	1.50	3.00
8	Canal	Curvo	2.00	1.00	0.50	1.50	3.00
9	Canal	Recto	2.00	1.00	0.50	1.50	3.00
10	Canal	Curvo	2.00	1.00	0.50	1.50	3.00

LISTA DE PLANOS

NO.	DESCRIPCION	FECHA
1	Plano General	1950
2	Detalle de los filtros	1950
3	Detalle de la estructura	1950
4	Detalle de la canalización	1950
5	Detalle de la descarga	1950
6	Detalle de la estructura	1950
7	Detalle de la canalización	1950
8	Detalle de la descarga	1950
9	Detalle de la estructura	1950
10	Detalle de la canalización	1950
11	Detalle de la descarga	1950
12	Detalle de la estructura	1950
13	Detalle de la canalización	1950
14	Detalle de la descarga	1950
15	Detalle de la estructura	1950
16	Detalle de la canalización	1950
17	Detalle de la descarga	1950
18	Detalle de la estructura	1950
19	Detalle de la canalización	1950
20	Detalle de la descarga	1950

NOTAS

1. El proyecto de canalización se basa en los datos suministrados por el interesado.

2. El canal principal tiene una longitud total de 1.000 metros.

3. El canal principal tiene una sección transversal de 2.00 metros de ancho por 1.00 metros de alto.

4. El canal principal tiene una pendiente de 0.001.

5. El canal principal tiene una velocidad de flujo de 1.50 metros por segundo.

6. El canal principal tiene un caudal de 3.00 metros cúbicos por segundo.

7. El canal principal tiene una capacidad de 3.00 metros cúbicos por segundo.

8. El canal principal tiene una vida útil de 10 años.

9. El canal principal tiene un costo de construcción de 100.000 pesos.

10. El canal principal tiene un costo de mantenimiento de 10.000 pesos.

11. El canal principal tiene un costo total de 110.000 pesos.

12. El canal principal tiene un costo por metro cuadrado de 110 pesos.

13. El canal principal tiene un costo por metro lineal de 110 pesos.

14. El canal principal tiene un costo por metro cúbico de 110 pesos.

15. El canal principal tiene un costo por metro cuadrado de 110 pesos.

16. El canal principal tiene un costo por metro lineal de 110 pesos.

17. El canal principal tiene un costo por metro cúbico de 110 pesos.

18. El canal principal tiene un costo por metro cuadrado de 110 pesos.

19. El canal principal tiene un costo por metro lineal de 110 pesos.

20. El canal principal tiene un costo por metro cúbico de 110 pesos.

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

CANAL PRINCIPAL DEL CARRIZO

SECCION GENERAL DE RECURSOS HIDRAULICOS

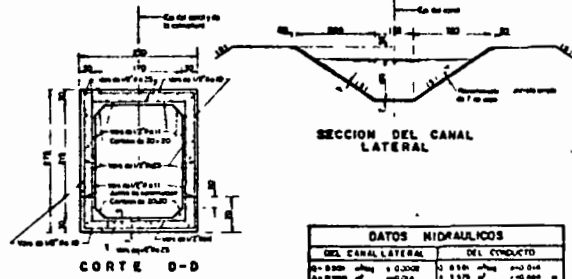
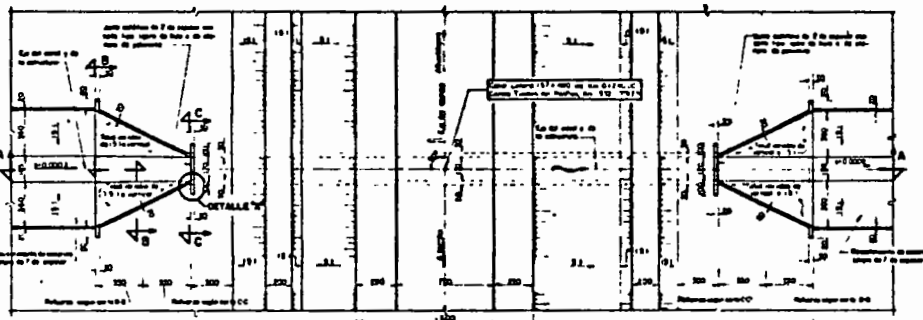
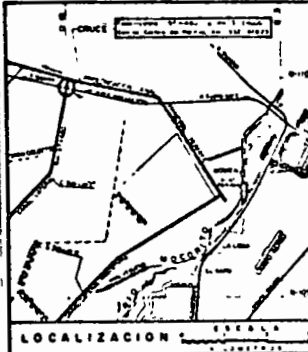
PLANO GENERAL 2198

FECHA: 1950

NO. DE PLAN: 2198

NO. DE HOJA: 1

NO. DE TOTAL: 1

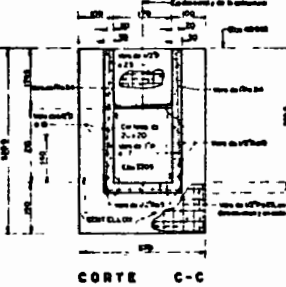
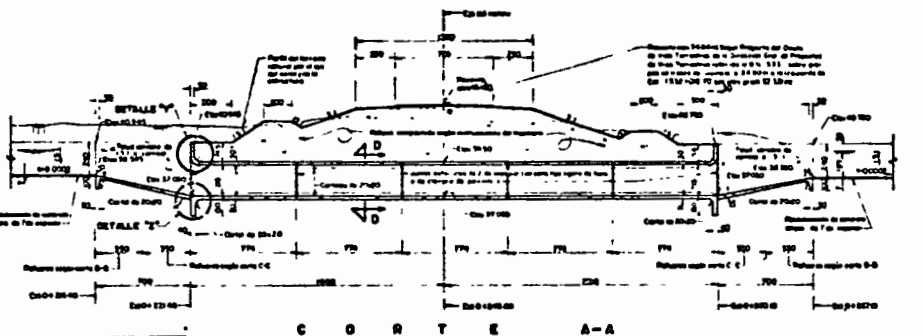
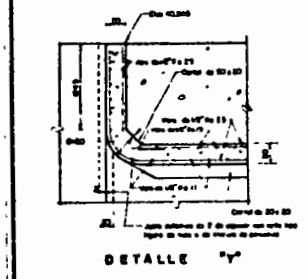


DATOS HIDRAULICOS

DEL CANAL LATERAL	DEL CONDUITO
1.000 m	1.000 m
1.000 m	1.000 m
1.000 m	1.000 m
1.000 m	1.000 m

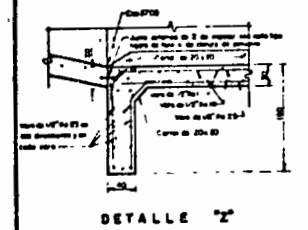
PERDIDAS DE CARGA

Perdidas de fricción	0.0 m
Perdidas de velocidad	0.0 m
Perdidas de entrada	0.0 m
Perdidas de salida	0.0 m
TOTAL	0.0 m

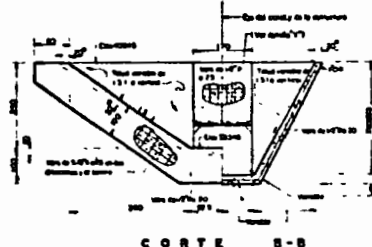
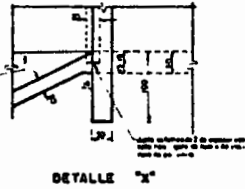


CANTIDADES ESTIMADAS

CONCEPTO	Unidad	CANT.
...
...
...

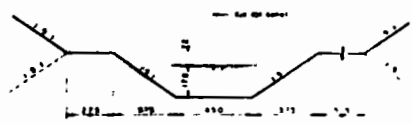
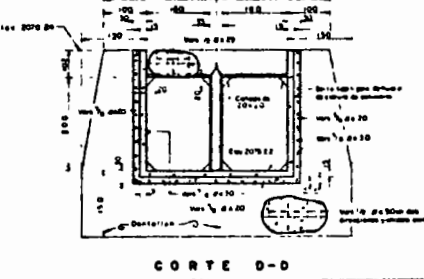
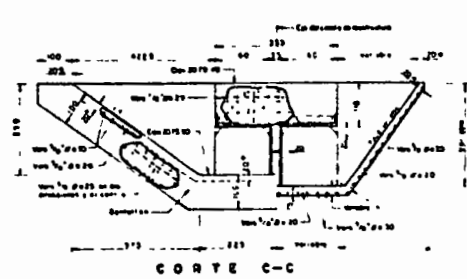
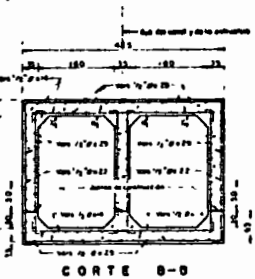
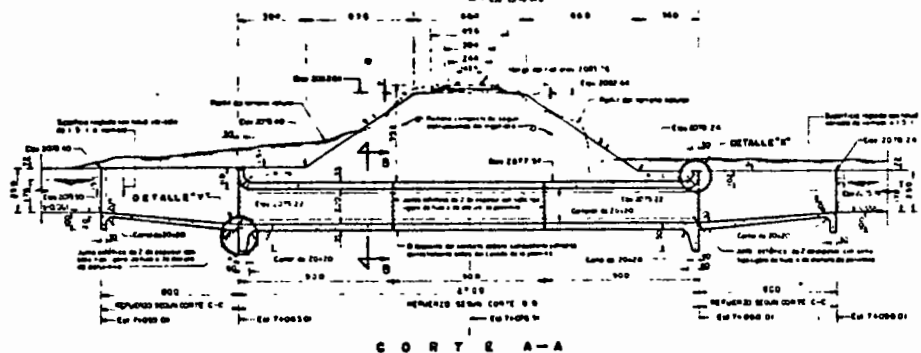
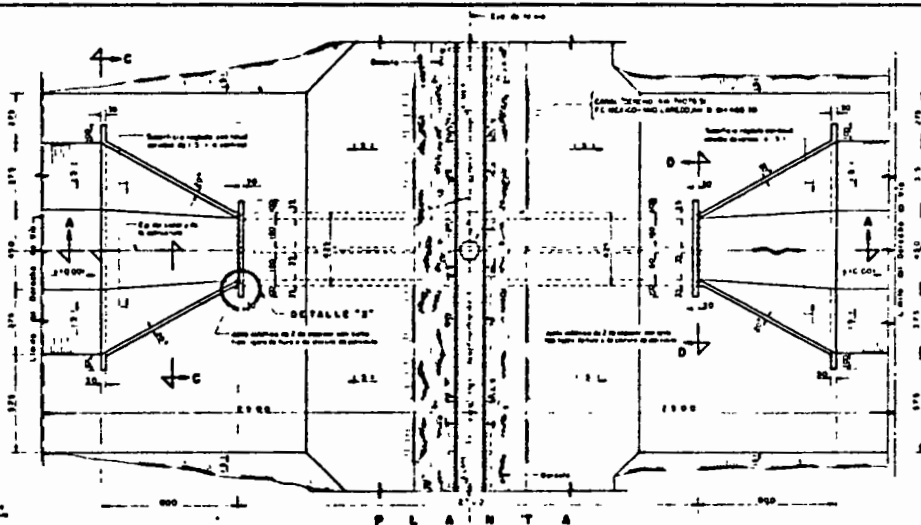
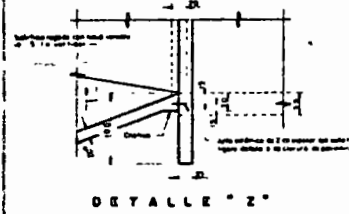
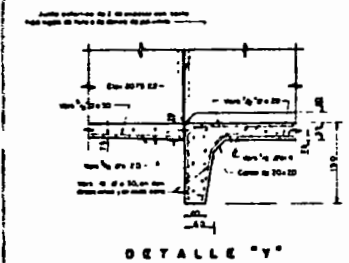
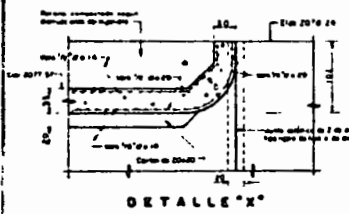


SOP
 DIRECCION GENERAL DE PROYECTOS DE VIVIENDA Y OBRAS DE RECONSTRUCCION DE CALLES Y CALZADAS
 REVISADO Y APROBADO
 A. L. S. S. S.



NOTAS
 1. Este canal es de tipo...
 2. El canal...
 3. El canal...
 4. El canal...
 5. El canal...

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 DIRECCION GENERAL DE GRANDES ARRIALES Y CONTROL DE RIOS
 CANAL LATERAL 157+000 (2) DEL C.P. PARA EL R. G. O. P. NO.
 RECONSTRUCCION DEL CANAL EN EL KM. 157+000 DEL C.P. PARA EL R. G. O. P. NO.
 EN EL CANTON DE...
 ESTADISTICA
 2125-C-860



DATOS HIDRAULICOS

SECCION	DE	DE	DE
111.00	111.00	111.00	111.00
111.00	111.00	111.00	111.00
111.00	111.00	111.00	111.00
111.00	111.00	111.00	111.00

DATOS DEL PROYECTO

CANAL: ...
 Nombre: ...
 Longitud: ...
 Capacidad: ...

PERDIDAS DE CARGA

TIPO	VALOR
Entrada	2.0 m
Salida	1.0 m
Total	3.0 m

CANTIDADES ESTIMADAS

CANTIDAD	UNIDAD	CANT. EST.
...	m ³	...
...	m ²	...
...	m	...

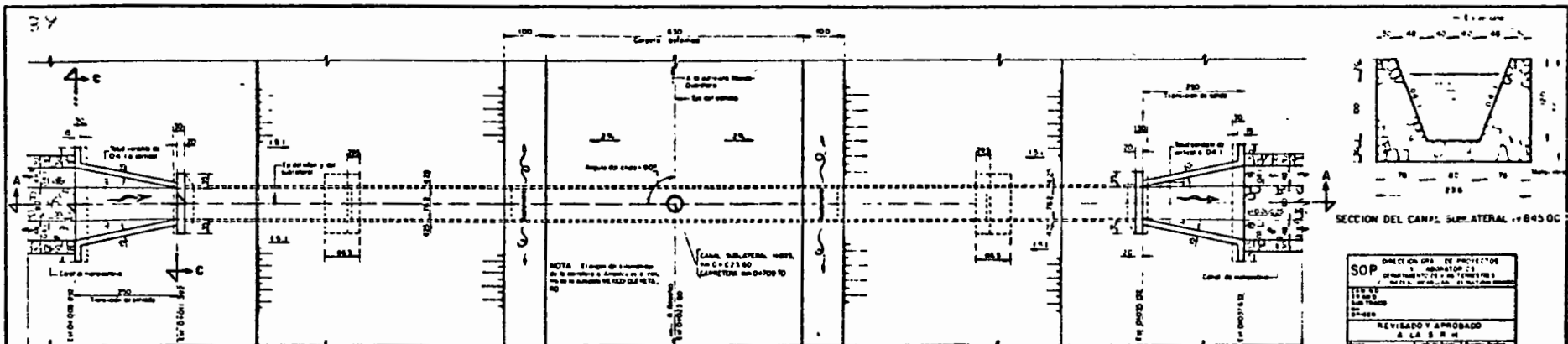
NOTAS

1. ...
 2. ...
 3. ...

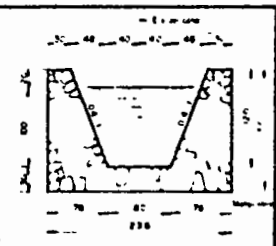
SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

CANAL "DENHO", Km 7+076.51

PROYECTO DE ...

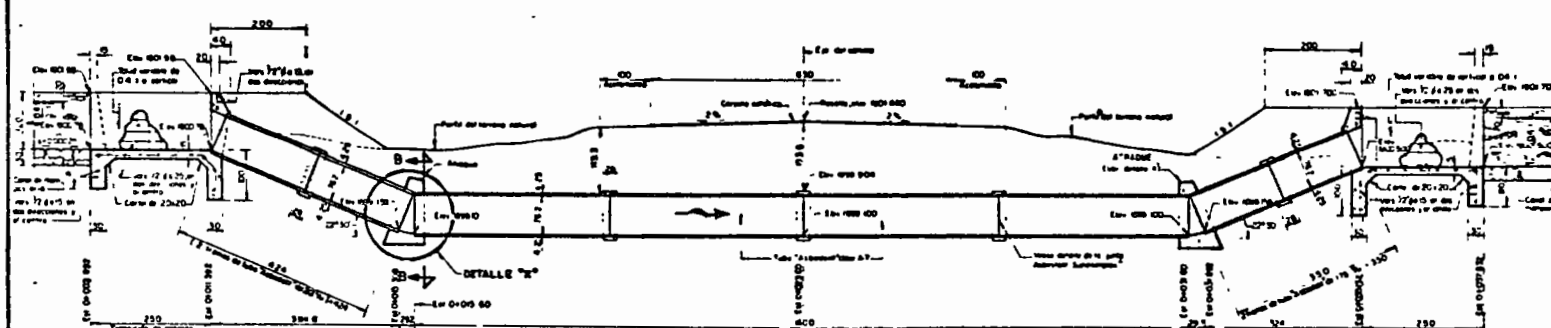


P L A N T A



SECCION DEL CANAL SUB-ATERAL 11845 00

SOP	
DIRECCION GENERAL DE PROYECTOS	
DEPARTAMENTO DE PROYECTOS DE OBRAS DE CONSTRUCCION	
CALLE 14 No. 33, San José, Costa Rica	
FECHA:	15/11/2010
REVISADO Y APROBADO:	A. L. B.
ELABORADO:	...
ESCALA:	...



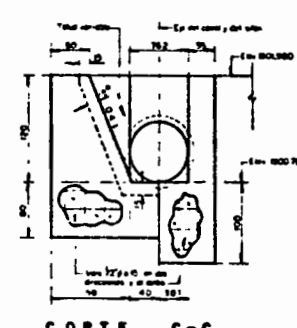
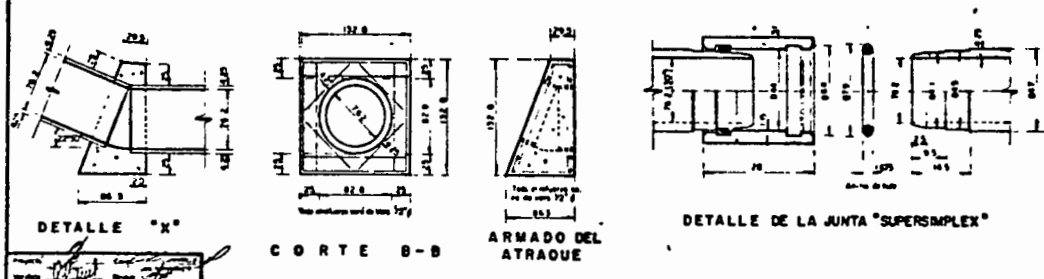
C O R T E A - A

DATOS HIDRAULICOS		
DEL CANAL	DEL SIFON	
Q = 1.00 m³/s	Q = 1.00 m³/s	Q = 1.00 m³/s
V = 1.00 m/s	V = 1.00 m/s	V = 1.00 m/s
f = 0.02	f = 0.02	f = 0.02
h _f = 0.10 m	h _f = 0.10 m	h _f = 0.10 m

PERDIDAS DE CARGA		
CONCEPTO	VALOR	UNIDAD
Perdidas por fricción	0.10	m
Perdidas por entrada	0.10	m
Perdidas por salida	0.10	m
Perdidas por obstáculo	0.10	m
Perdidas por curvatura	0.10	m
Perdidas por aceleración	0.10	m
Perdidas por desaceleración	0.10	m
Perdidas por cambio de sección	0.10	m
Perdidas por obstáculo	0.10	m
Perdidas por curvatura	0.10	m
Perdidas por aceleración	0.10	m
Perdidas por desaceleración	0.10	m
Perdidas por cambio de sección	0.10	m

CANTIDADES ESTIMADAS		
CONCEPTO	CANTIDAD	UNIDAD
...
...
...
...
...

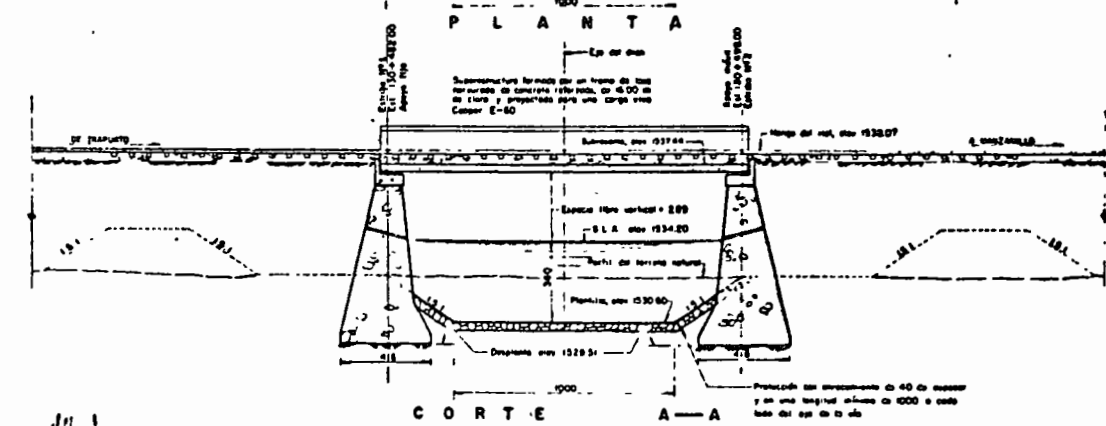
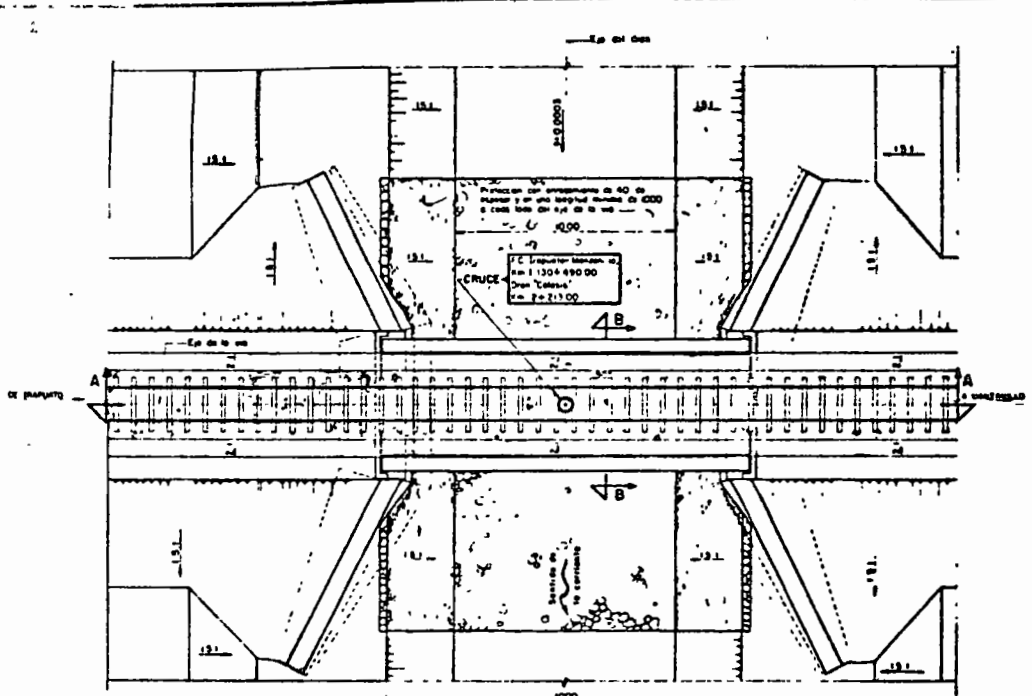
NOTAS:
1. El proyecto se basa en las condiciones de flujo normal.
2. El diseño de la estructura se basa en las condiciones de flujo normal.
3. El diseño de la estructura se basa en las condiciones de flujo normal.
4. El diseño de la estructura se basa en las condiciones de flujo normal.
5. El diseño de la estructura se basa en las condiciones de flujo normal.
6. El diseño de la estructura se basa en las condiciones de flujo normal.
7. El diseño de la estructura se basa en las condiciones de flujo normal.
8. El diseño de la estructura se basa en las condiciones de flujo normal.
9. El diseño de la estructura se basa en las condiciones de flujo normal.
10. El diseño de la estructura se basa en las condiciones de flujo normal.



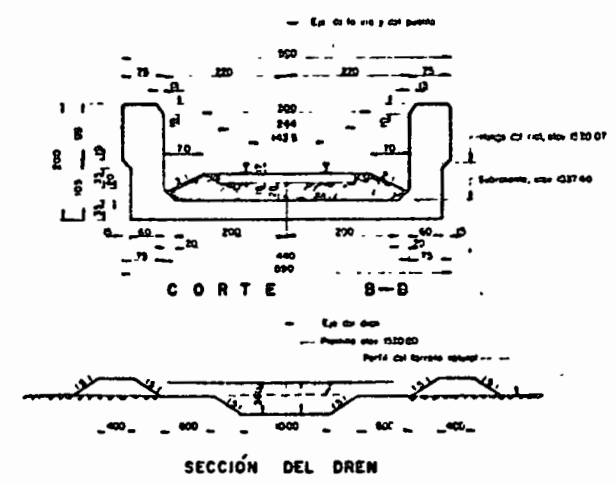
C O R T E C - C

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS	
DIRECCION GENERAL DE OBRAS DE CONSTRUCCION Y CONTROL DE OBRAS	
CANAL SUB-ATERAL 11845 00 Km 0+235 00	
SIFON EN EL CRUCE CON LA CARRETERA 20000	
PLANO 11845-00-01	
FECHA:	15/11/2010
REVISADO Y APROBADO:	A. L. B.
ELABORADO:	...
ESCALA:	...

1902-C-822



Proyecto: *[Signature]*
 Elab. por: *[Signature]*
 Revisado por: *[Signature]*
 Aprobado por: *[Signature]*



DATOS HIDRÁULICOS	
Q = 6500 m³/seg	V = 2.132 m
A = 74.48 m²	W = 1.655
V = 0.873 m/seg	h = 0.53
b = 1000 m	h = 0.0003
d = 350 m	V = 1.51
g = 9.806 m	

CONCEPTO	CANTIDADES ESTIMADAS	
	UNIDAD	CANTIDAD
SUPERESTRUCTURA		
Acera de refuerzo de L.E. 2500 kg/m³	kg	73051
Concreto de Fc = 250 kg/cm²	m³	71.7
Formas duras de 20 en campo	m²	81
Acera estructural en campo	kg	180
Plancha en campo	kg	180
Plancha estructural de 4 de espesor	m²	2.9
Grapas	kg	2.9
SUBESTRUCTURA		
Acera de refuerzo de L.E. 2500 kg/m³	kg	976
Concreto de Fc = 250 kg/cm²	m³	11.4
Formas de 30 con mortero 1:3	m²	630
Estimaciones (aproximadas)	m³	976

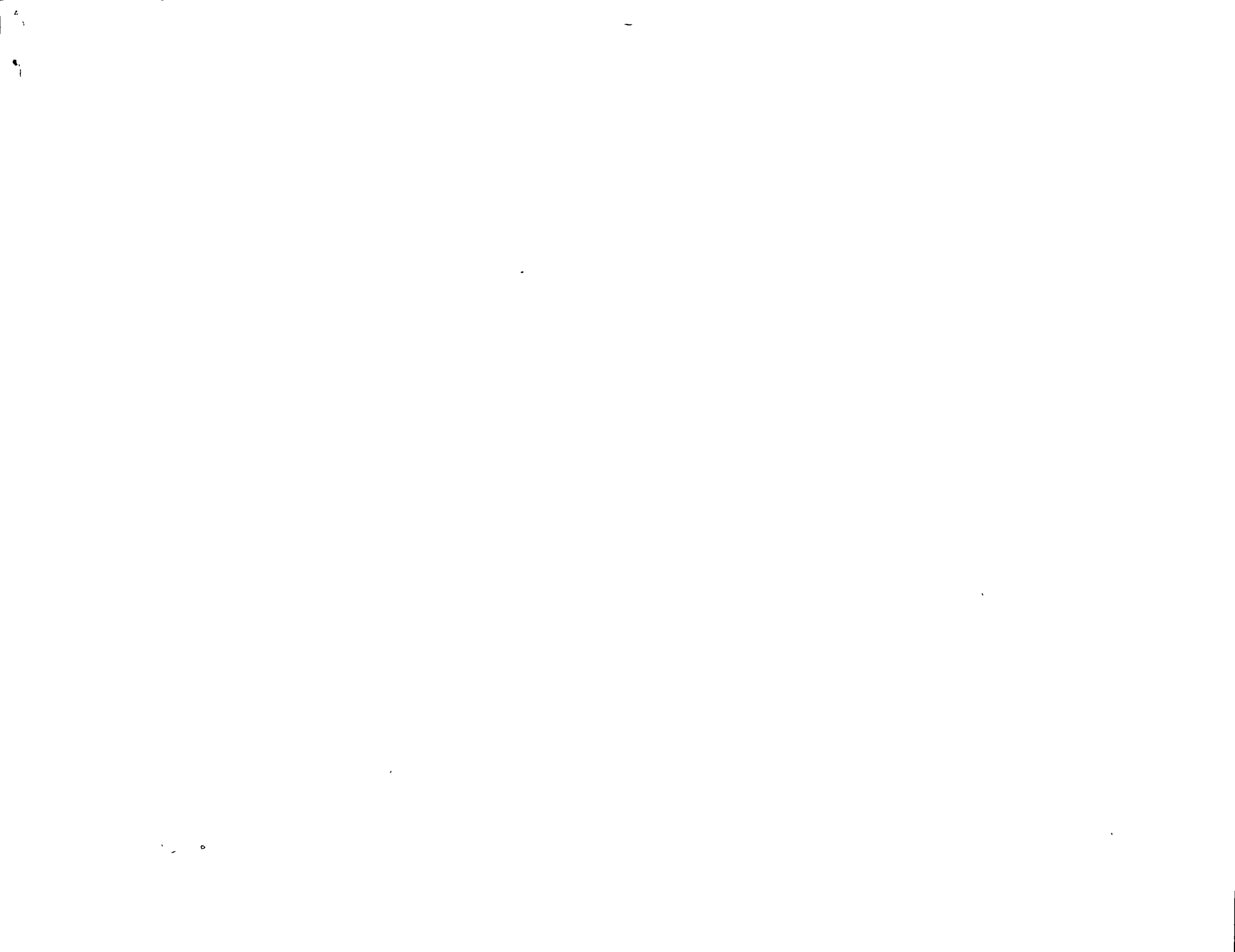
NOTAS: Aceleraciones en rampas, estacionas y elevaciones en curvas. Usar concreto de Fc = 250 kg/cm² en la superestructura y terreno. Las estimaciones para el drenaje de las vertidas, se refieren por cada 100 metros de 30 de espesor mínimo y espesores convenientes. La longitud y profundidad de las ranuras se hacen a juicio del ingeniero. Las cantidades estimadas incluyen todo el puente. Para las diferentes partes, ver los planos respectivos.

Superestructura — 1313-C-97
 Estructura — 1313-C-98
 Estructura — 1313-C-99

SECRETARÍA DE RECURSOS HIDRÁULICOS
 DIRECCIÓN GENERAL DE GRANDE IRRIGACION Y CONTROL DE RÍOS
 ZONA "LA GARCA-TURÉCUARÓ"
 DREN "COLESIO" Km 5+513.00
 PLAN DE DISEÑO DE LA VÍA DE DRENAJE
 No. 1313-C-98-00 — TERCER DISEÑO

Comprobado por: *[Signature]*
 Aprobado por: *[Signature]*

1313-C-98

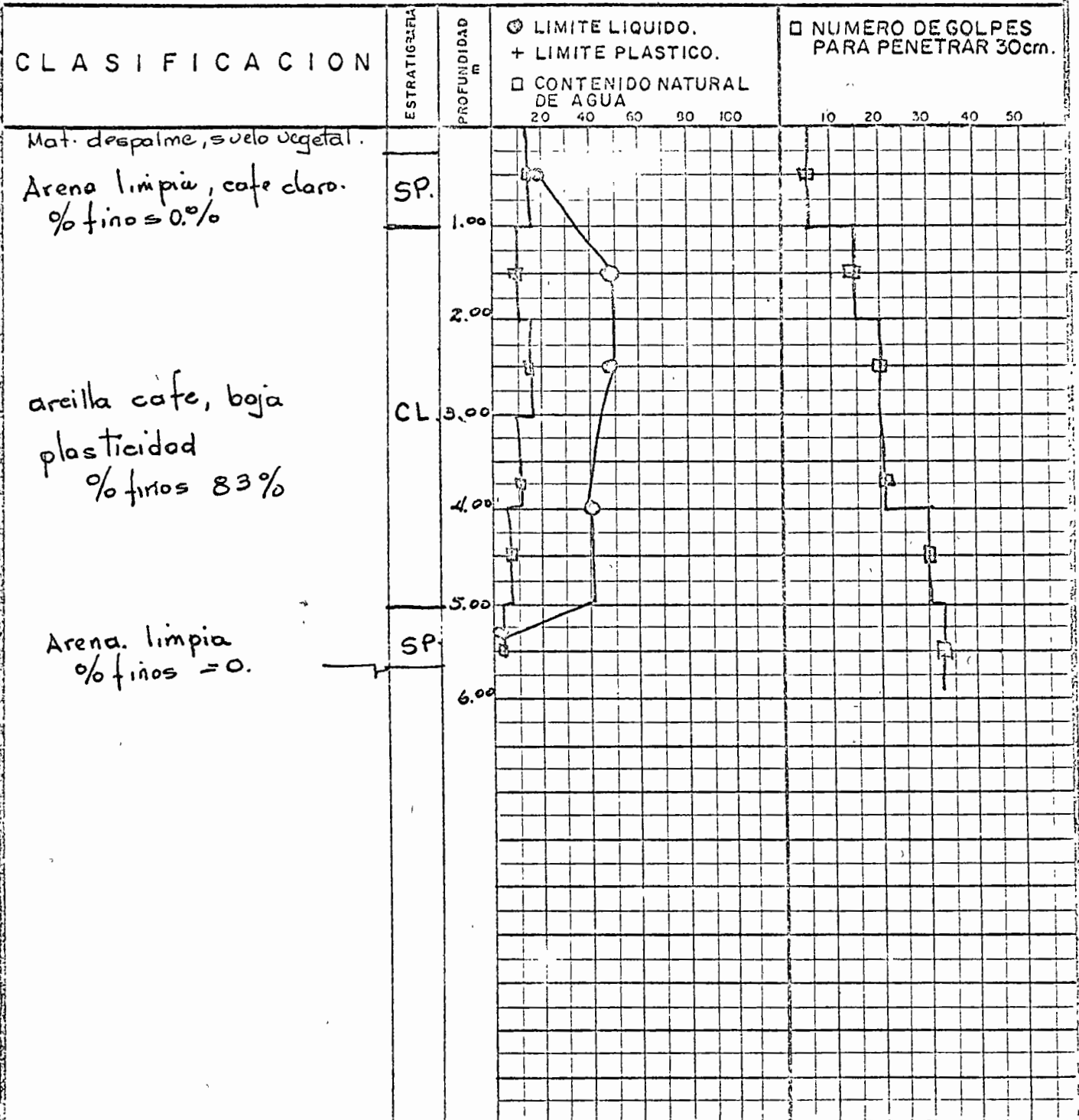


S.A.H.

DIRECCION DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
OFICINA DE NORMAS Y CONTROL DE CALIDAD

PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR

Estudio: ZONA DE RIEGO Hoja: _____
 Sondeo: I Elev. Boca Sondeo: _____ Fecha: _____



SIMBOLOS CONVENCIONALES

 ARCILLA	 LIMO	 BOLEO
 ARENA	 GRAVA	

MAYOR DE 50 GOLPES XXX



SAH.




DIRECCION DE PROYECTOS DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL OFICINA DE NORMAS Y CONTROL DE CALIDAD

PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR

Estudio: Zona de Riego Hoja: _____
 Sondeo: 2 Elev. Boca Sondeo: _____ Fecha: _____

CLASIFICACION	ESTRATIGRAFIA	PROFUNDIDAD	◊ LIMITE LIQUIDO. + LIMITE PLASTICO.					◻ NUMERO DE GOLPES PARA PENETRAR 30cm.						
			◻ CONTENIDO NATURAL DE AGUA 20 40 60 80 100					10	20	30	40	50		
Despalme														
Arcilla de bga plasticidad % finos = 88%	CL	1.00												
		2.00												
		3.00												
Limo de baja plasticidad % finos 94%	ML	4.00												
		5.00												
Arena Limosa % finos = 4.3%	SM	5.00												
		6.00												

SIMBOLOS CONVENCIONALES

 ARCILLA	 LIMO	 BOLEO
 AREIA	 GRAVA	

MAYOR DE 50 GOLPES XXX

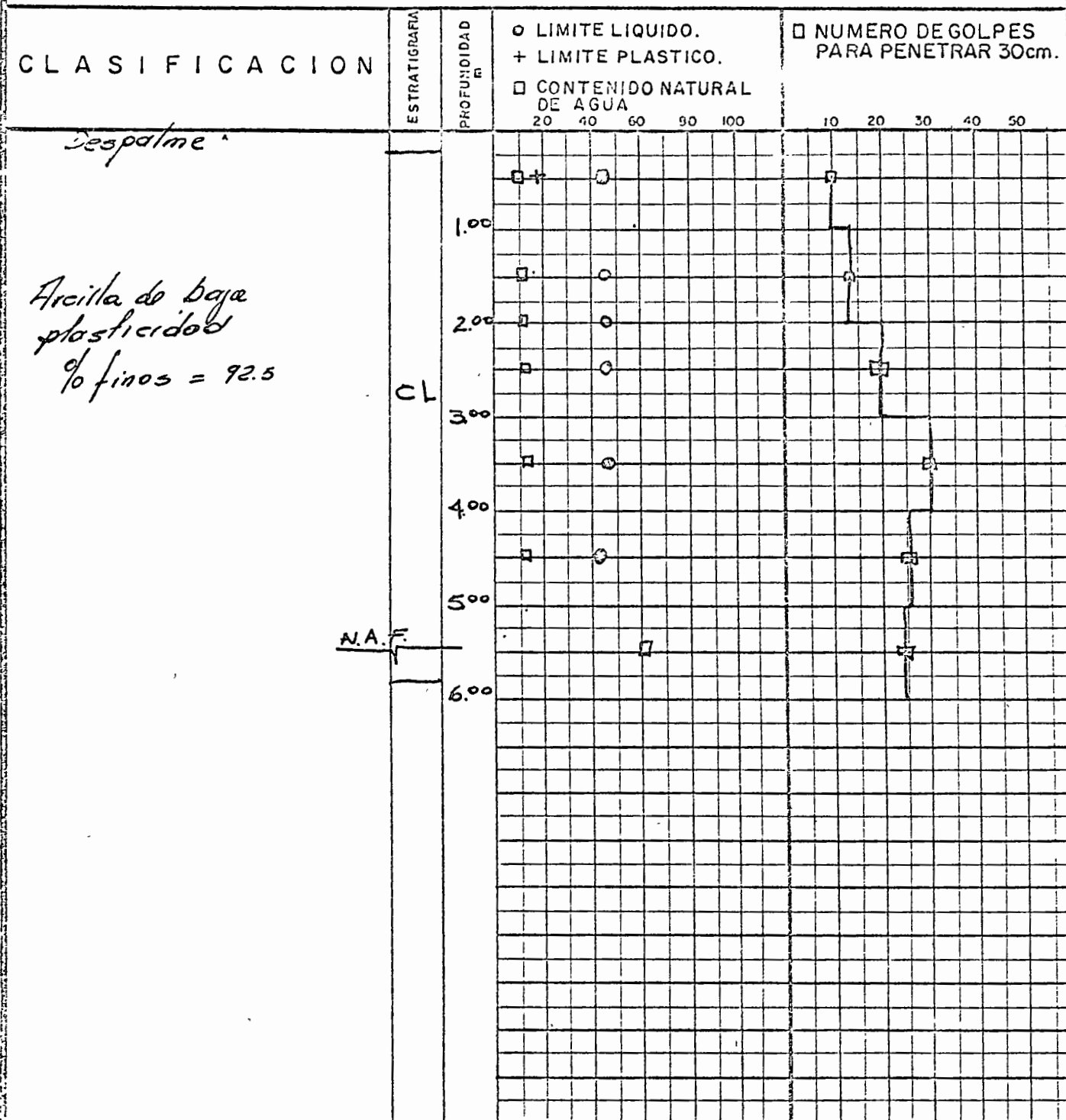


SAH






DIRECCION DE PROYECTOS
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
 OFICINA DE NORMAS Y CONTROL DE CALIDAD

PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR

Estudio: Zona de Riego Hoja: _____
 Sondeo: 3 Elev. Boca Sondeo: _____ Fecha: _____



SIMBOLOS CONVENCIONALES

- | | | |
|---|---|---|
|  ARCILLA |  LIMO |  BOLEO |
|  ARENA |  GRAVA |  |

MAYOR DE 50 GOLPES XXX

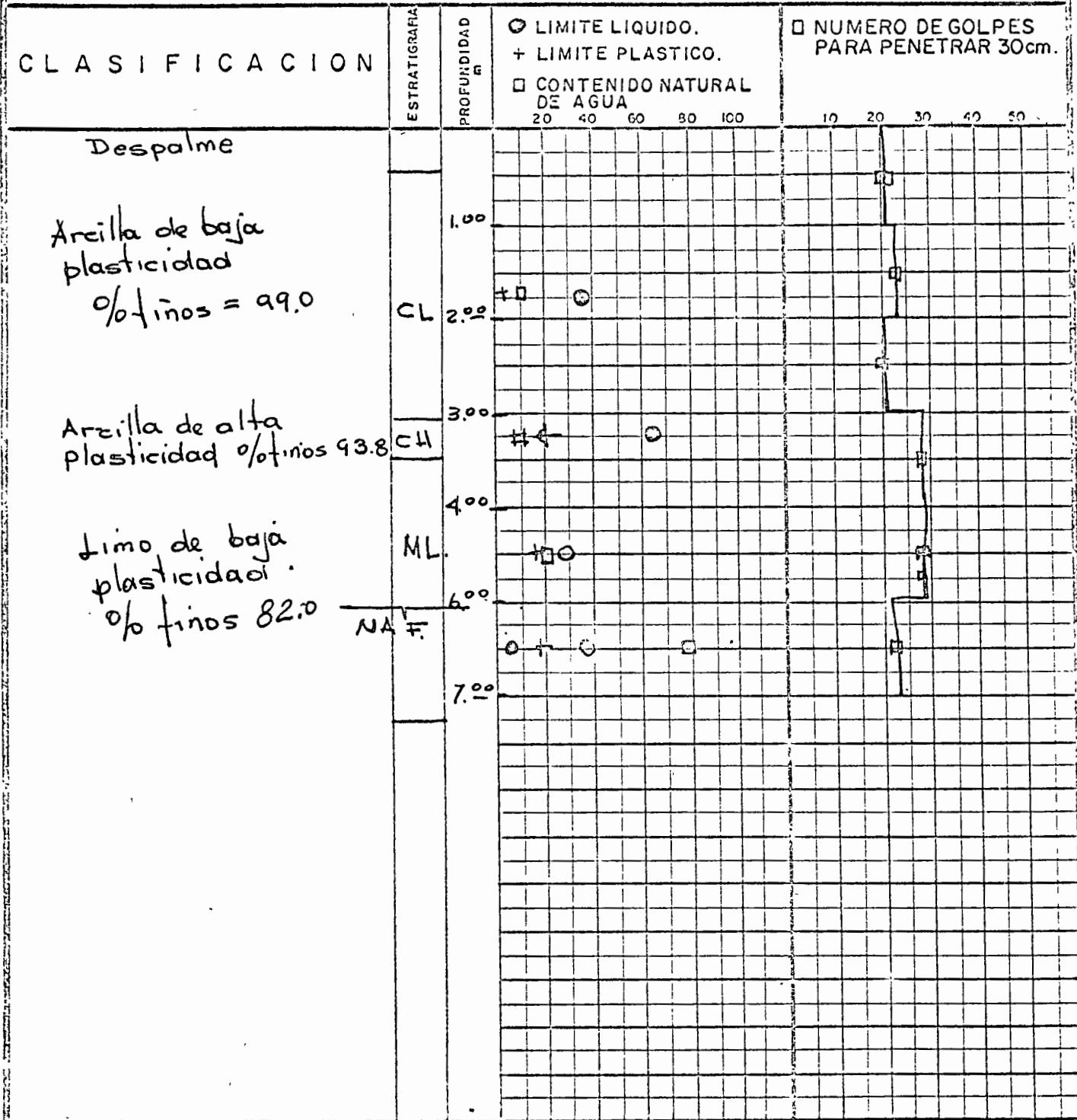
[The page contains extremely faint and illegible text, likely bleed-through from the reverse side of the document. The text is arranged in several paragraphs and is difficult to decipher.]

SAH

DIRECCION DE PROYECTOS
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
 OFICINA DE NORMAS Y CONTROL DE CALIDAD

PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR

Estudio: ZONA DE RIEGO Hoja: _____
 Sondeo: 4 Elev. Boca Sondeo: _____ Fecha: _____



SIMBOLOS CONVENCIONALES

- | | | |
|---|---|---|
|  ARCILLA |  LIMO |  BOLEO |
|  ARENA |  GRAVA |  |

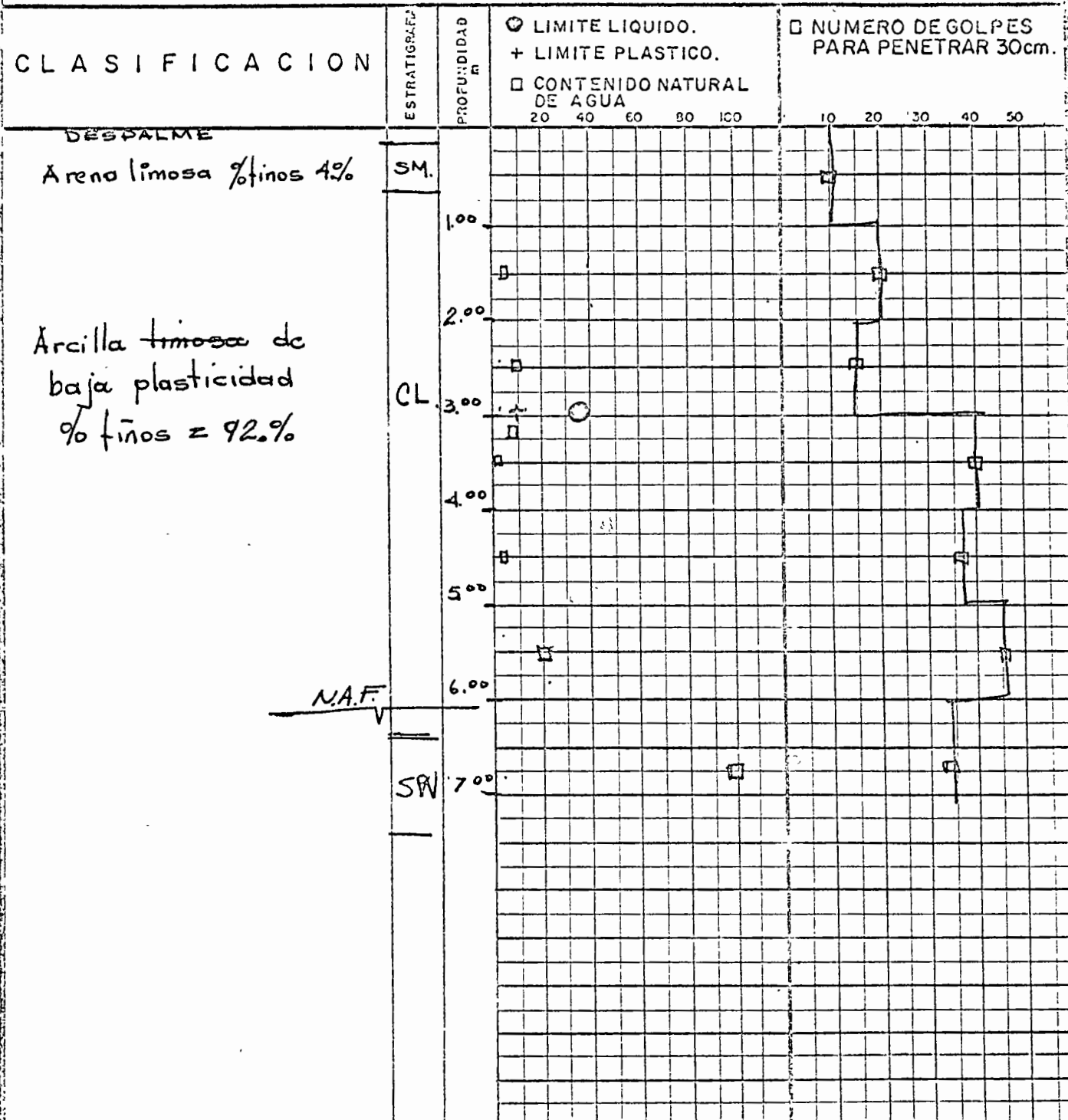
MAYOR DE 50 GOLPES XXX



SAH

DIRECCION DE PROYECTOS DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL OFICINA DE NORMAS Y CONTROL DE CALIDAD PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR

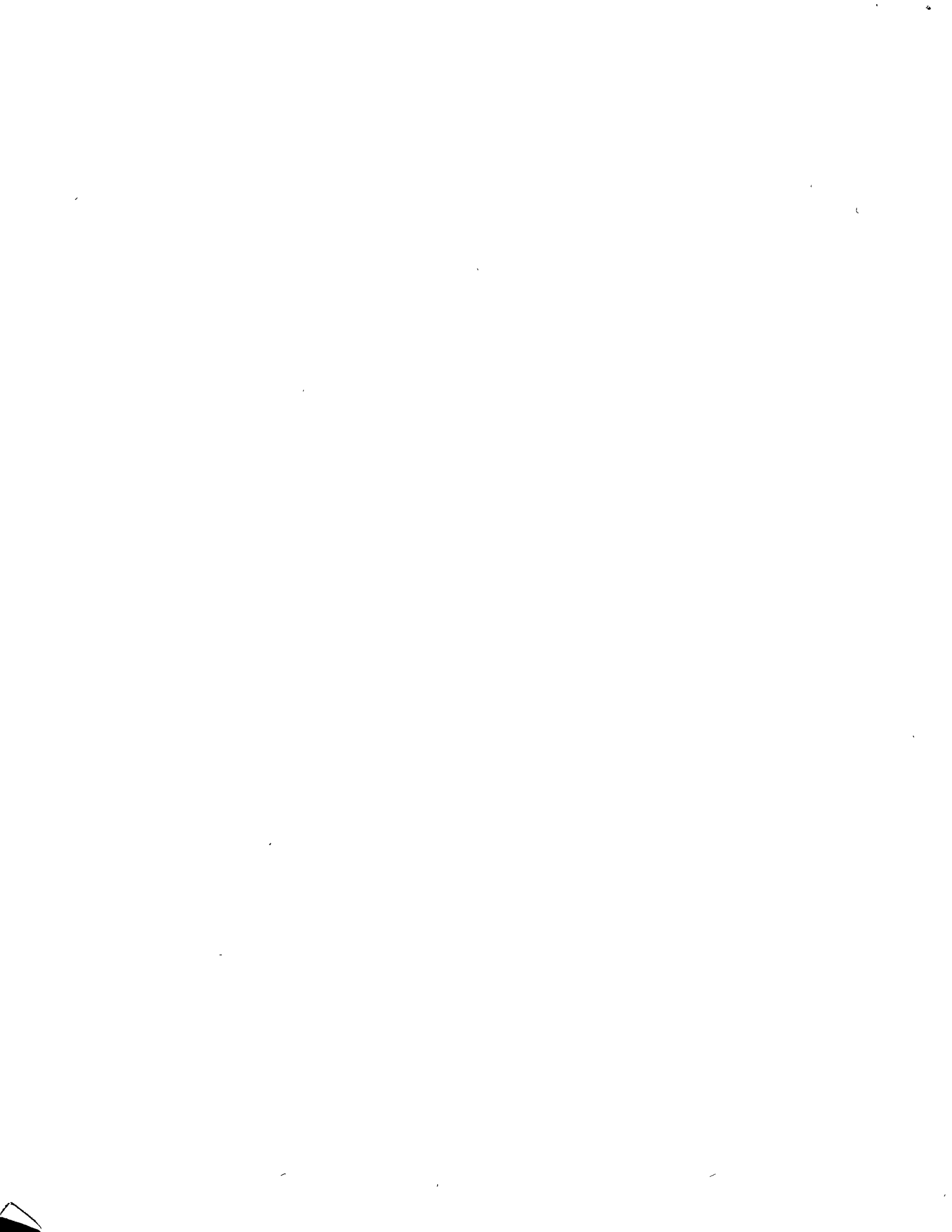
Estudio: ZONA DE RIEGO Hoja: _____
 Sondeo: 5 Elev. Boca Sondeo: _____ Fecha: _____



SIMBOLOS CONVENCIONALES

ARCILLA	LIMO	BOLEO
ARENA	GRAVA	

MAYOR DE 50 GOLPES XXX

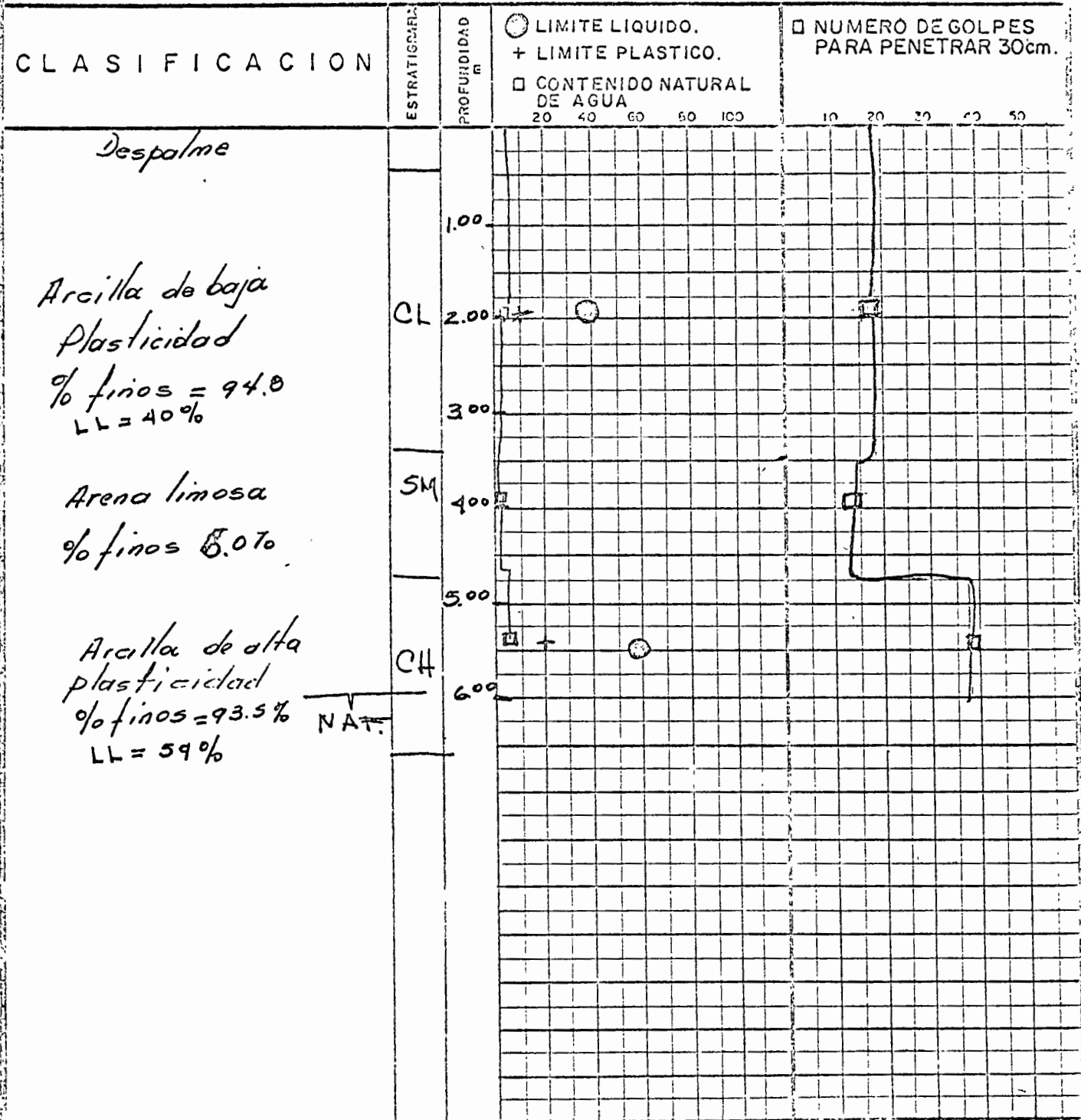


SAH







DIRECCION DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
OFICINA DE NORMAS Y CONTROL DE CALIDAD

PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR

Estudio: ZONA DE RIEGO Hoja: _____
 Sondeo: 6 Elev. Boca Sondeo: _____ Fecha: _____



SIMBOLOS CONVENCIONALES

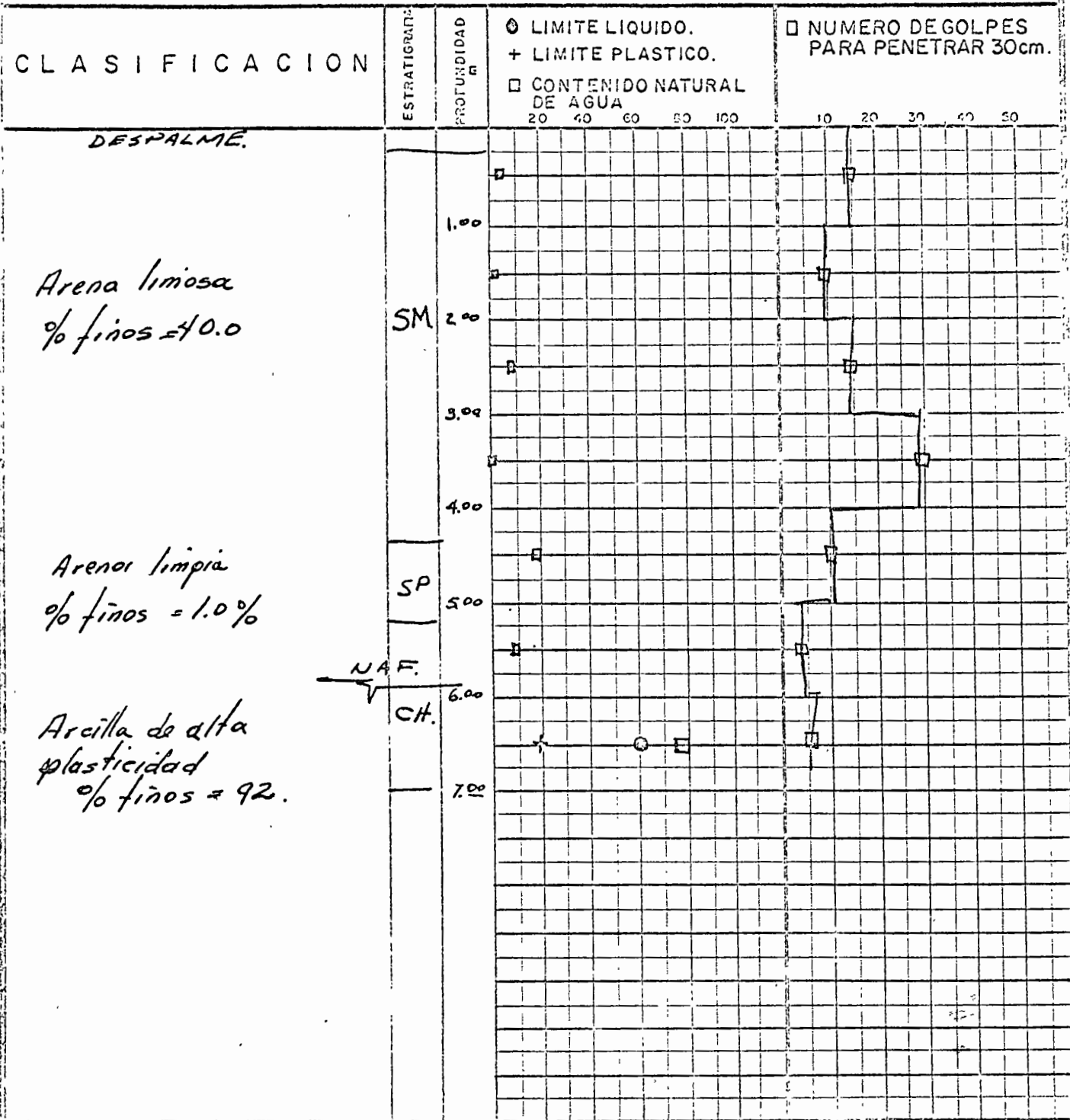
- | | | | | | |
|---|---------|---|-------|---|-------|
|  | ARCILLA |  | LIMO |  | BOLEO |
|  | ARENA |  | GRAVA |  | |

MAYOR DE 50 GOLPES XXX







SAH

DIRECCION DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
OFICINA DE NORMAS Y CONTROL DE CALIDAD
PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR

Estudio: ZONA DE RIEGO Hoja: _____
 Sondeo: 7 Elev. Boca Sondeo: _____ Fecha: _____



SIMBOLOS CONVENCIONALES

 ARCILLA	 LIMO	 BOLEO
 ARENA	 GRAVA	

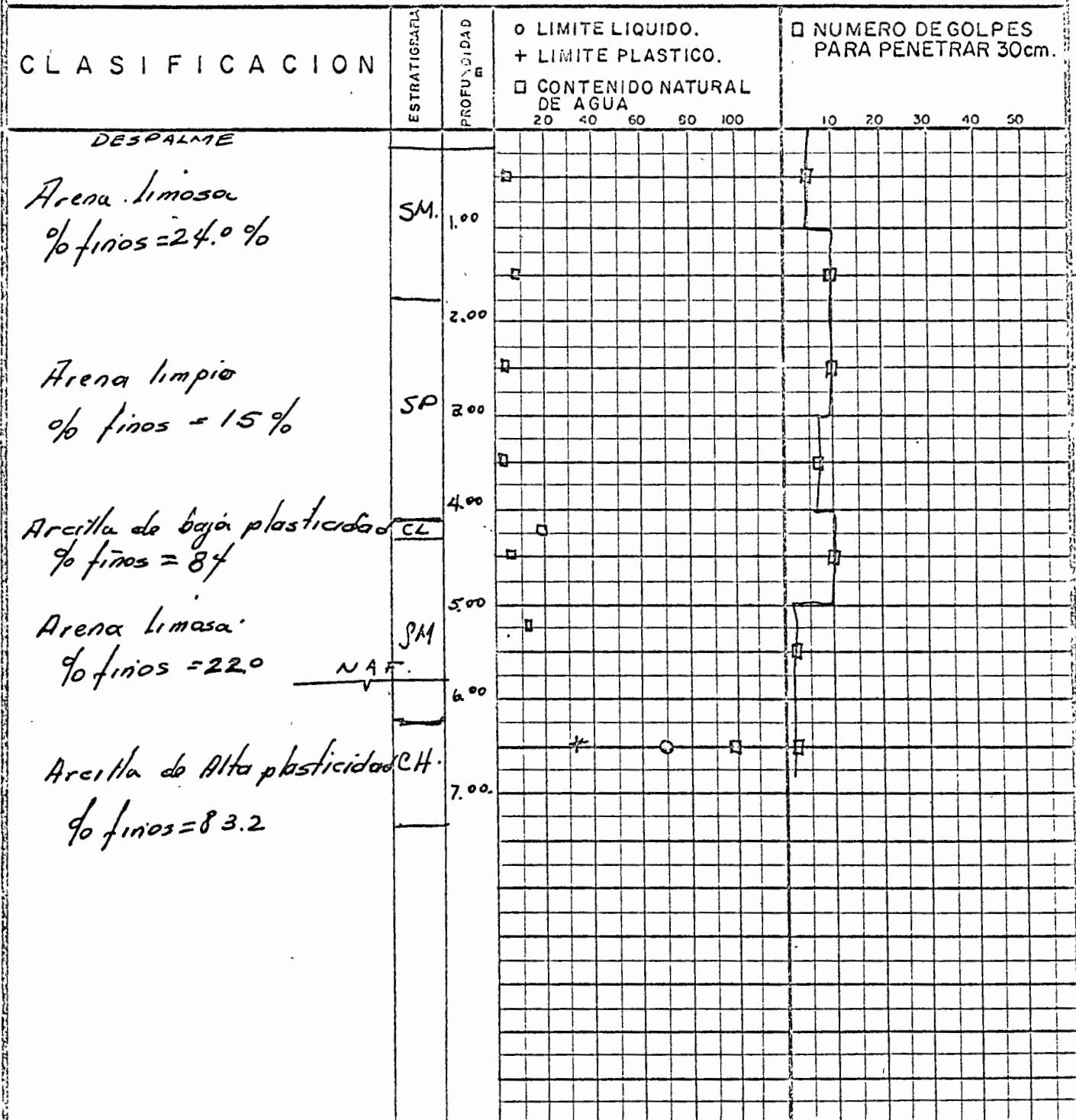
MAYOR DE 50 GOLPES XXX

SAH

DIRECCION DE PROYECTOS
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
 OFICINA DE NORMAS Y CONTROL DE CALIDAD

PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR

Estudio: ZONA DE RIEGO Hoja: _____
 Sondeo: 8 Elev. Boca Sondeo: _____ Fecha: _____



SIMBOLOS CONVENCIONALES



MAYOR DE 50 GOLPES XXX



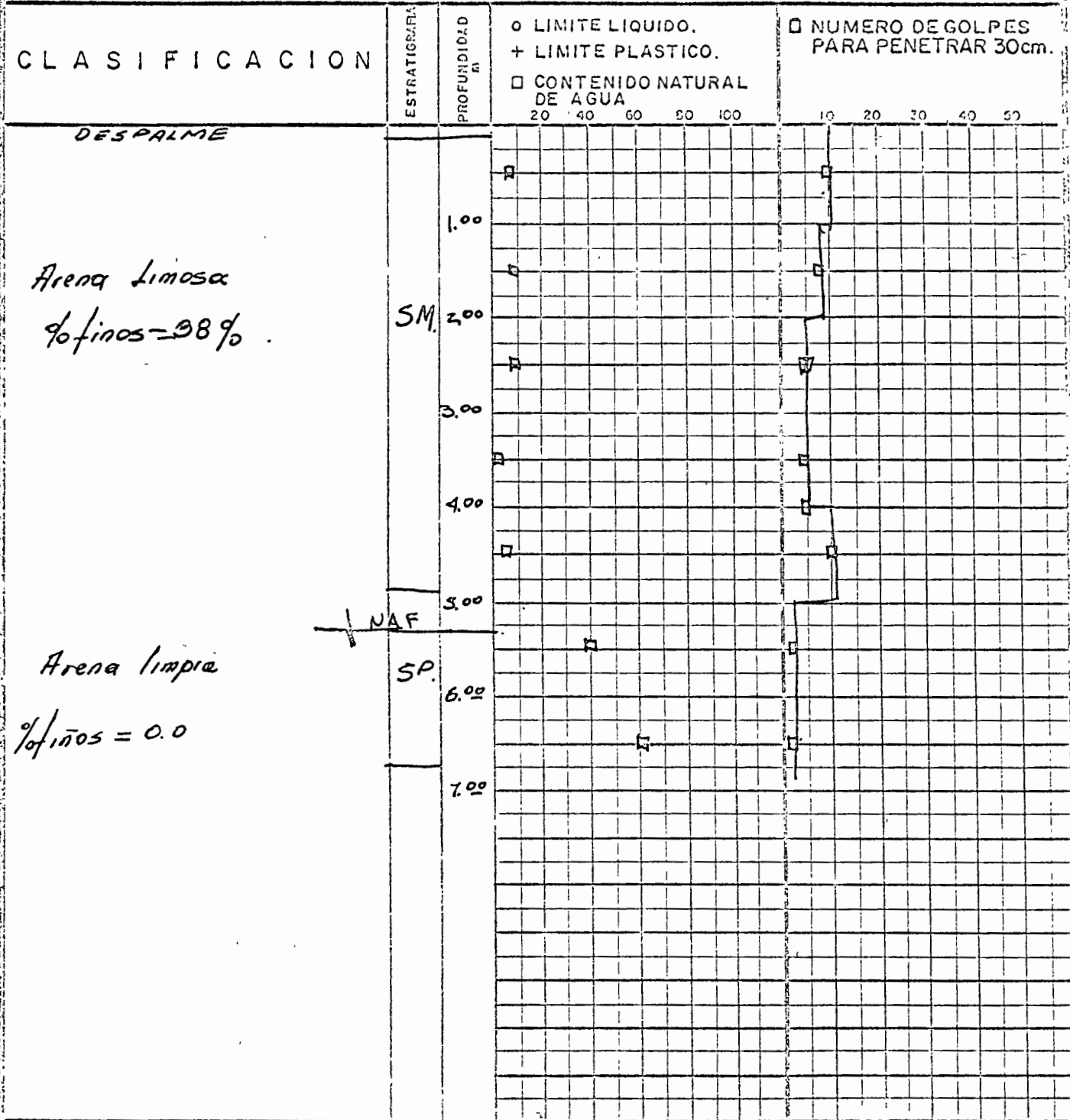
SAH

DIRECCION DE PROYECTOS
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
 OFICINA DE NORMAS Y CONTROL DE CALIDAD

PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR

Estudio: ZONA DE RIEGO Hoja: _____

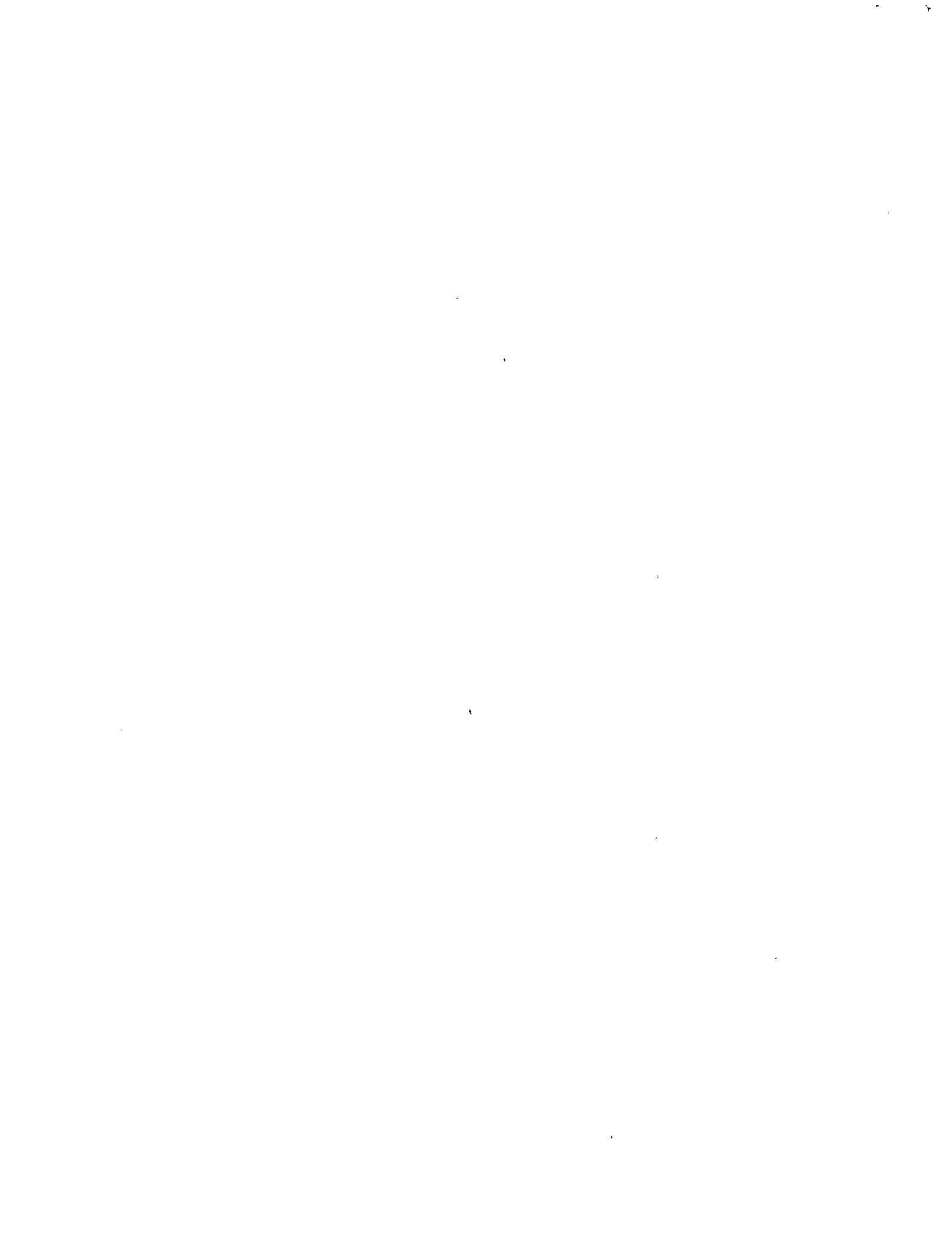
Sondeo: 9 Elev. Boca Sondeo: _____ Fecha: _____



SIMBOLOS CONVENCIONALES

	ARCILLA		LIMO		BOLEO
	ARENA		GRAVA		

MAYOR DE 50 GOLPES XXX

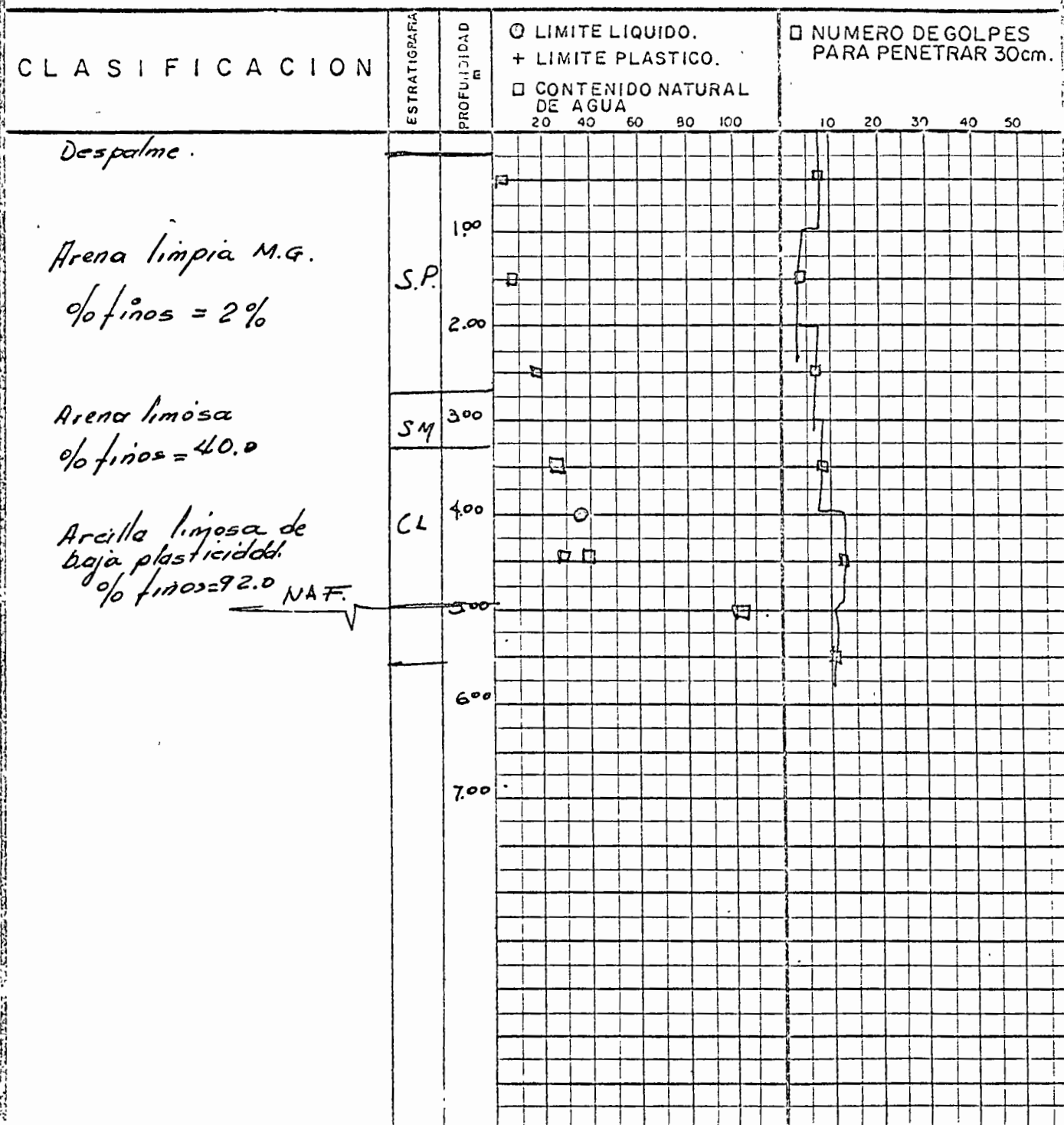


S.A.H.







DIRECCION DE PROYECTOS
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
 OFICINA DE NORMAS Y CONTROL DE CALIDAD
PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR

Estudio: ZONA DE RIEGO Hoja: _____

Sondeo: 10 Elev. Boca Sondeo: _____ Fecha: _____



SIMBOLOS CONVENCIONALES

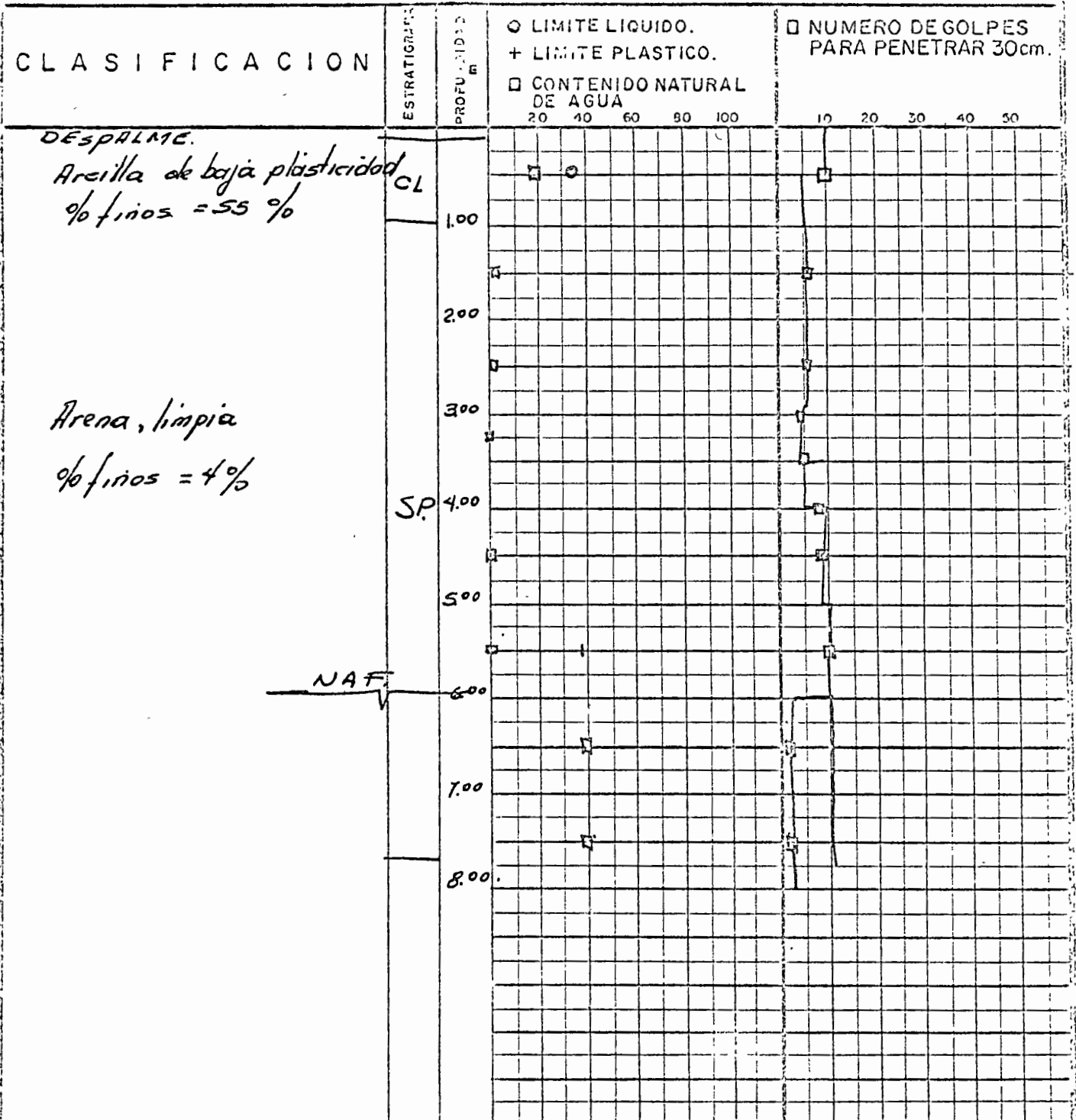
	ARCILLA		LIMO		BOLEO
	ARENA		GRAVA		

MAYOR DE 50 GOLPES XXX



DIRECCION DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
OFICINA DE NORMAS Y CONTROL DE CALIDAD
PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR

Estudio: _____ Hoja: _____
Sondeo: II Elev. Boca Sondeo: _____ Fecha: _____



SIMBOLOS CONVENCIONALES

	ARCILLA		LIMO		DOLEO
	ARENA		GRAVA		

MAYOR DE 50 GOLPES XXX



SAH

DIRECCION DE PROYECTOS
 DEPARTAMENTO DE INGENIERIA EXPERIMENTAL
 OFICINA DE NORMAS Y CONTROL DE CALIDAD
PRUEBA DE PENETRACION ESTANDAR

Estudio: _____ Hoja: _____
 Sondeo: 12 Elev. Boca Sondeo: _____ Fecha: _____

CLASIFICACION	ESTRATIGRAFIA	PROFUNDIDAD m	○ LIMITE LIQUIDO. + LIMITE PLASTICO. □ CONTENIDO NATURAL DE AGUA					□ NUMERO DE GOLPES PARA PENETRAR 30cm.						
			20	40	60	80	100	10	20	30	40	50		
<i>Despalme</i>		1.00												
		2.00												
		3.00												
		4.00												
		5.00												
		6.00												
<i>Arcilla de baja plasticidad N.A.M.</i>	CL	6.00	+											
		7.00												

Arena limosa
 % finos = = 19.0

*Arcilla de
baja plasticidad N.A.M.*
 % finos = 75.4

SM

CL

MAYOR DE 50 GOLPES XXX

- SIMBOLOS CONVENCIONALES
- ARCILLA
 - LIMO
 - BOLEO
 - ARENA
 - GRAVA
 -

12

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
 DIRECCION DE PROYECTOS
 DEPARTAMENTO DE CANALES

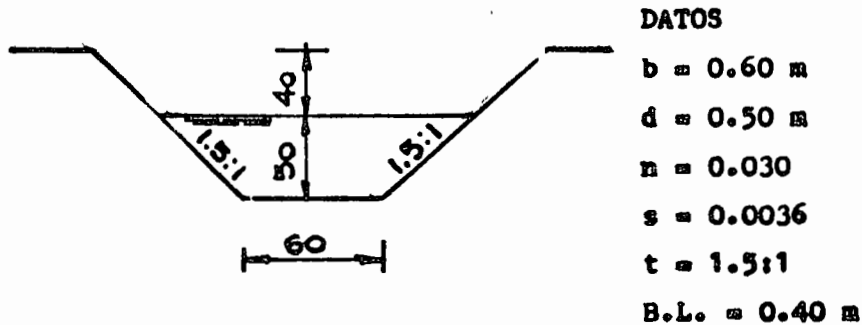
PROYECTO SAN LORENZO, SINALOA.

Zona de Riego, Margen Derecha, Río San Lorenzo, Sin.

Canal Lateral 20+648.87 Izq. del C.P.S.L., Km 4+792.88

Sifón en cruce con el F. C. del Pacífico, Km 995+538.40

I). CALCULOS HIDRAULICOS DEL CANAL LATERAL



$$A = (0.60 + 1.5 \times 0.50) 0.50 = 0.675 \text{ m}^2$$

$$P = 0.60 + 2 \times 0.50 \sqrt{1 + 1.5^2} = 2.4027$$

$$r = \frac{0.675}{2.4027} = 0.28092$$

$$r^{2/3} = (0.28092)^{2/3} = 0.428937$$

$$v = \frac{0.428937 \sqrt{0.0036}}{0.030} = 0.857874 \text{ m/seg}$$

$$Q = 0.675 \times 0.857874 = 0.579065 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$h v_1 = \frac{(0.857874)^2}{19.62} = 0.037510 \text{ m}$$

II). CALCULOS HIDRAULICOS DEL SIFON (MINIMA)

DATOS:

$$Q = 0.579065 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$D = 0.61 \text{ m}$$

$$n = 0.015$$

$$A = 3.1416 \times 0.305^2 = 0.292247 \text{ m}^2$$

$$P = 2 \times 3.1416 \times 0.305 = 1.916376$$

$$r = 0.1525 \text{ m}$$

$$r^{2/3} = 0.285440$$

$$v = \frac{0.579065}{0.292247} = 1.981423 \text{ m/seg}$$

$$s = \left(\frac{1.981423 \times 0.015}{0.285440} \right)^2 = 0.010842$$

$$h_{v_3} = \frac{(1.981423)^2}{19.62} = 0.200103 \text{ m}$$

III). LONGITUD DE LAS TRANSICIONES

$$T = b + 3d = 0.60 + 3 \times 0.50 = 2.10 \text{ m}$$

$$t = 0.61 \text{ m}$$

$$\therefore L = \left(\frac{2.10 - 0.61}{2} \right) 2.41423 = 1.798586 \text{ m}$$

Se adopta $L = 5.00 \text{ m}$ a ambos lados del sifón.

IV). CALCULO DE LAS PERDIDAS DE CARGA EN LA ESTRUCTURA (BERNOULLI)

Entre (1) y (2)

$$Z_1 + d_1 + h_{v_1} = d_2 + h_{v_2} + h_{f_{1-2}}$$

$$\text{Pero } Z_1 = 33.490 - 32.849 = 0.641 \text{ m}$$

$h_{f_{1-2}}$ = Pérdida de carga por transición de entrada

$$h_{f_{1-2}} = 0.1 (h_{v_1} - h_{v_2})$$

$$\therefore d_2 + 0.9 hv_2 = Z_1 + d_1 + 0.9 hv_1$$

$$d_2 + 0.9 hv_2 = 0.641 + 0.50 + 0.9 \times 0.037510 = 1.174759 \text{ m}$$

$$\text{Suponiendo } d_2 = 1.433126 \text{ m}$$

$$A_2 = 1.143126 \times 0.61 = 0.697307 \text{ m}^2$$

$$V_2 = \frac{0.579065}{0.697307} = 0.830430 \text{ m/seg}$$

$$hv_2 = \frac{0.830430^2}{19.62} = 0.035148 \text{ m}$$

$$0.9 hv_2 = 0.9 \times 0.035148 = 0.031633 \text{ m}$$

$$\therefore d_2 + 0.9 hv_2 = 1.143126 + 0.031633 = 1.174759$$

(Falta % de ahogamiento; calculado) es el 77%

Entre 2 y 3

$$d_2 + hv_2 = d_3 + hv_3 + \frac{P_3}{V} + hf_{2-3}$$

Pero hf_{2-3} = Pérdida de carga por entrada al conducto

$$hf_{2-3} = 0.15 (hv_3 - hv_2)$$

$$\therefore d_2 + 1.15 hv_2 = d_3 + 1.15 hv_3 + \frac{P_3}{V}$$

$$\frac{P_3}{V} = 1.143126 + 1.15 \times 0.035148 - 0.61 = 1.15 \times 0.200103$$

$$\frac{P_3}{V} = 0.343428 \text{ m}$$

Entre 3 y 4

$$d_3 + hv_3 + \frac{P_3}{V} = Z_4 + d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{V} + hf_{3-4} \dots\dots(1)$$

$$\text{Pero: } d_3 = d_4 ; hv_3 = hv_4 ; \frac{P_3}{V} = \frac{P_4}{V}$$

De donde, sustituyendo en (1) los valores de las igualdades,

se tiene:

$$Z_4 = - hf_{3-4}$$

$$\text{Pero } hf_{3-4} = hf_{ric} + hc$$

$$hf_{ric} = Sc \times L = 0.010842 \times 46 = 0.498732 \text{ m}$$

$$h_c = (0.25 \sqrt{\frac{90.00}{18.319867}} \times 0.200103) \cdot 2 = 0.221760$$

$$hf_{3-4} = 0.498732 + 0.221760 = 0.720492$$

De donde la elevación en 4 (salida del conducto) tendrá que ser:

$$32.849000 - 0.720492 = 32.128508 \text{ es decir;}$$

$$\text{elevación en } 3-Z_4 = \text{elevación en } 4$$

Entre 4 y 5

$$d_4 + hv_4 + \frac{P_4}{v} = d_5 + hv_5 + hf_{4-5}$$

Pero:

$$d_4 = 0.61 \quad \frac{P_4}{v} = 0.343428 \quad hf_{4-5} = 0.3 (hv_4 - hv_5)$$

Luego

$$d_5 + 0.7 hv_5 = 0.61 + 0.7 \times 0.200103 + 0.343428 = 1.0935$$

$$\text{Suponiendo } d_5 = 1.065163$$

$$A_5 = 0.61 \times 1.065163 = 0.649749 \text{ m}^2$$

$$v_5 = \frac{0.579065}{0.649749} = 0.891213 \text{ m/seg}$$

$$v_5^2 = 0.891213^2 = 0.794261 \text{ m}^2/\text{seg}^2$$

$$hv_5 = \frac{0.794261}{19.62} = 0.040482 \text{ m}$$

$$0.7 hv_5 = 0.028337 \text{ m}$$

$$d_5 + 0.7 hv_5 = 1.065163 + 0.028337 = 1.0935 \text{ m}$$

Entre 5 y 6

$$d_5 + hv_5 = Z_6 + d_6 + hv_6 + hf_{5-6}$$

$$\text{Pero } hf_{5-6} = 0.2 (hv_5 + hv_6)$$

$$d_5 + 0.8 hv_5 = Z_6 + d_6 + 0.8 hv_6 \quad \therefore$$

$$Z_6 = d_5 + 0.8 hv_5 - d_6 - 0.8 hv_6$$

$$Z_6 = 1.065163 + 0.8 \times 0.040482 - 0.50 - 0.8 \times 0.037510$$

$$Z_6 = 0.567541 \text{ m}$$

De donde la elevación en 6 tendrá que ser

$$\text{Elev } 5 + Z_6 = 32.128508 + 0.567541 = 32.696049$$

Cálculo de las pérdidas producidas en el conducto.

$$hv_1 = 0.037510 \text{ m} \quad hv_4 = 0.200103 \text{ m}$$

$$hv_2 = 0.035148 \text{ m} \quad hv_5 = 0.040482 \text{ m}$$

$$hv_3 = 0.200103 \text{ m} \quad hv_6 = 0.037510 \text{ m}$$

$$hf_{1-2} = 0.1 (hv_1 - hv_2) = 0.1 (0.037510 - 0.035148) = 0.000236$$

$$hf_{2-3} = 0.15 (hv_3 - hv_2) = 0.15 (0.200103 - 0.035148) = 0.024743$$

$$\left. \begin{array}{l} h \text{ fricción} = \\ h \text{ codos} = \end{array} \right\} \text{ ya calculados con anterioridad} \quad \begin{array}{l} = 0.498732 \\ = 0.221760 \end{array}$$

$$hf_{4-5} = 0.3 (hv_4 - hv_5) = 0.3 (0.200103 - 0.040482) = 0.047886$$

$$hf_{5-6} = 0.2 (hv_5 - hv_6) = 0.2 (0.040482 - 0.037510) = 0.000594$$

$$\sum hf = 0.793951$$

COMPROBACION

$$\text{Elev (1)} + d_1 + hv_1 = \text{Elev (6)} + d_6 + hv_6 + \sum hf$$

$$\text{Elev } 1 = 33.490000$$

$$\text{Elev. } 6 = 32.696049$$

$$d_1 = 0.500000$$

$$d_6 = 0.500000$$

$$hv_1 = 0.037510$$

$$hv_6 = 0.037510$$

$$\sum hf = 0.793951$$

Sustituyendo:

$$33.490000 + 0.500000 + 0.037510 = 32.696049 + 0.500000 \\ + 0.037510 + 0.793951$$

$$34.027510 = 34.027510$$

Por lo que se comprueba que funciona perfecto el conducto. .

ANTECEDENTES DE CALCULO

La tubería cruza soportando un colchón de 2.33 m, contados a partir del hongo del riel.

La carga muerta se considera de la siguiente forma:

a). Peso del terraplén = 1600 kg/m³

b). Peso de la vía = 270 kg/m.l.

c). Peso del balasto = 2120 kg/m.l.

(Peso de vía + Peso Balasto = 2390 kg/m.l.)

Se toma un ancho de influencia sobre el sifón de 4.16 m.

La carga viva será Cooper E-72, la cual estará ejerciendo sobre el sifón una carga uniformemente repartida según estudios que se han realizado y que demuestran que después de 90 cm los efectos de carga viva se consideran uniformemente repartidos.

Para nuestro problema se considera que la carga viva actúa en un ancho de 4.00 m, según especificaciones de los Ferrocarriles Nacionales de México.

La carga de impacto siguiendo las consideraciones ya expuestas en la carga viva se supondrá uniformemente repartida y expresada por la fórmula siguiente:

$$I = K \frac{V}{V+m} \quad \text{en donde:}$$

I = Porcentaje que debe aumentarse a la carga viva por impacto.

v = Carga viva expresada en kg/m²

$m =$ Carga muerta expresada en kg/m^2

$k = 1$

CALCULO:

La carga viva según tablas en función del colchón es igual:

$$C_v = 3600 \text{ kg}/\text{m}^2 \times 1.2 = 4320 \text{ kg}/\text{m}^2$$

La carga muerta en función de las mismas tablas será:

$$C_m = 3700 \text{ kg}/\text{m}^2$$

La carga de impacto será:

$$C_1 = 1800 \text{ kg}/\text{m}^2 \times 1.2 = 2180 \text{ kg}/\text{m}^2$$

Carga total:

$$C_T = C_v + C_m + C_1 = 4320 + 3700 + 2180 = 10200 \text{ kg}/\text{m}^2$$

Siendo 0.61 m el diámetro del tubo y considerando 0.08 m el espesor del mismo, el diámetro de cálculo será de 0.69 m.

Los momentos en los diámetros horizontal y vertical están regidos por la siguiente expresión:

$M = C W D$, en donde:

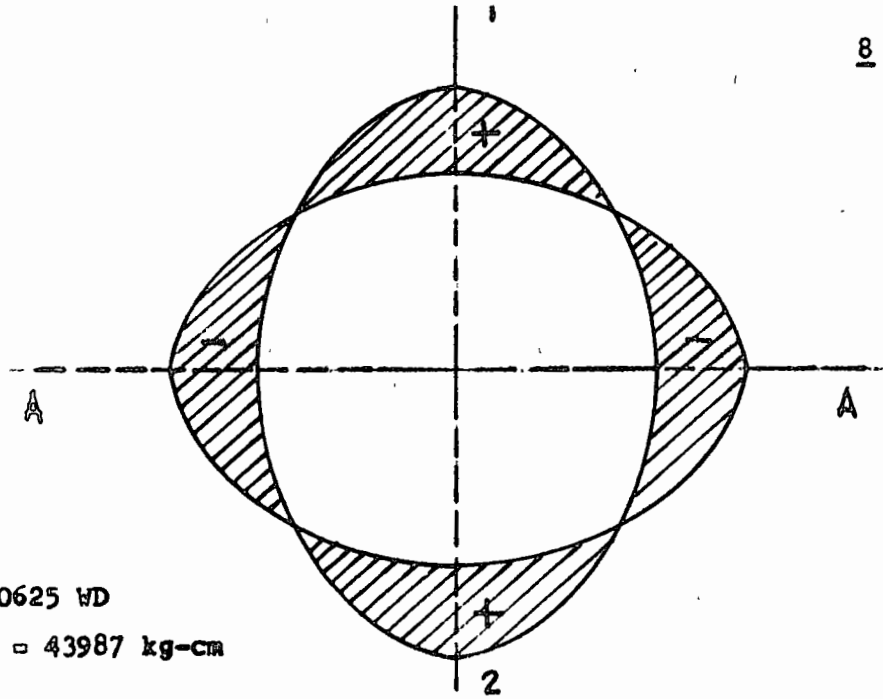
$C =$ Coeficiente deducido del tipo de apoyo y cimentación para colchones mayores de 3', $C = 0.0625$

$$M_1 = M_2 = 0.0625 WD$$

$$WD = 10.2 \times 0.69 = 7.038 \text{ T}/\text{m}$$

$$M_1 = M_2 = 0.0625 \times 10.2 \times 0.69 = 0.439875 \text{ T-m}$$

...



$M_A = 0.0625 \text{ WD}$
 $M_1 = M_2 = 43987 \text{ kg-cm}$

Verificación del espesor propuesto "por flexión".

Características de materiales y constantes de los mismos.

Concreto simple, $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$; $fc = 94.50 \text{ kg/cm}^2$

Acero estructural, $fs = 1265 \text{ kg/cm}^2$

Tomando en cuenta los valores anteriores se tiene:

$K = 17.30$; $v = 0.03 f'c = 6.3 \text{ kg/cm}^2$; $J = 0.86$; $n = 10$

$d = \sqrt{\frac{M}{K b}} = \sqrt{\frac{43987.50}{17.30 \times 100}} = 5.04 \text{ cm}$

$h = d + r = 8 \text{ cm}$; $d = 5 \text{ cm}$; $r = 3 \text{ cm}$

VERIFICACION DEL ESPESOR PROPUESTO "POR CORTANTE"

El cortante que se presenta en los ejes 1-2 y A-A está regido por la siguiente ecuación:

$V = CV$ en donde:
 $W = vD = 7.038 \text{ T/m}$

Por lo anteriormente expuesto y de acuerdo con las condiciones de apoyo y cimentación.

$$C_1 = C_2 = 0$$

$$V_1 = V_2 = 0$$

C = 0.5 entonces tenemos:

$$VA = 0.5 \times 7.038 = 3.5190 \text{ Ton} = 3519 \text{ Kg}$$

$$d = \frac{V}{b_j V_c} = \frac{3519}{100 \times 0.86 \times 6.3} = 6.48 \text{ cm}$$

6.48 > 5.00 No pasa por cortante

Se adopta:

$$d = 7.00 \text{ cm} ; r = 3.00 \text{ cm} ; h = 10.00 \text{ cm}$$

PROPORCIONAMIENTO DE ACERO POR FLEXION.

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{43987.50}{1265 \times 0.86 \times 7} = 5.776 \text{ cm}^2$$

Usando ϕ 1/2" cuya $A_s = 1.27 \text{ cm}^2$, se tiene una separación de

$$s = \frac{1.27}{5.776} \times 100 = 21.98 = 22 \text{ cm}$$

Se colocarán anillos concéntricos de 1/2" ϕ a 20 cm C.a.C.

PROPORCION DE ACERO POR TEMPERATURA.

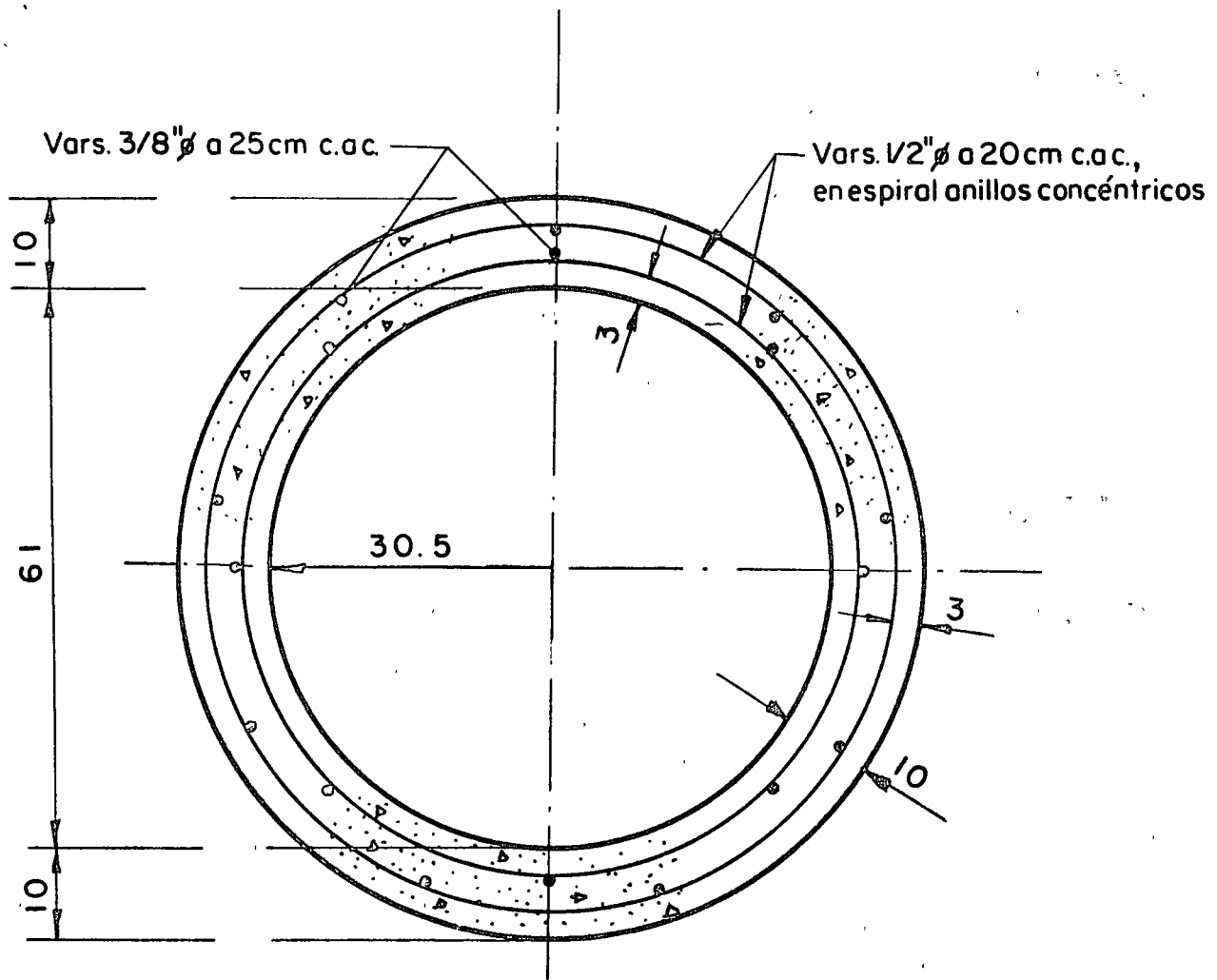
$$A_{st} = 0.0025 bh = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.50 \text{ cm}^2$$

Usando acero de 3/8" ϕ cuya $A_s = 0.71 \text{ cm}^2$ se tiene una separación de

$$s = \frac{0.71}{2.50} \times 100 = 28.4 \text{ cm}$$

Se colocarán vars de 3/8" ϕ a 25 cm C.a.C. alternadas.

México, D. F., junio 9 de 1972.



CROQUIS DE ARMADO

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS **DEPARTAMENTO DE CANALES**

DISTRITO DE RIEGO DEL BAJO RIO BRAVO, TAMAULIPAS.

DREN 2-547.65 KM 14+817.20

ALCANTARILLA EN EL CRUCE CON LA CARRETERA MATAMOROS-MAZATLAN EN KM 38+535.00

DESCRIPCION

El Dren 2-547.65 cruza con la carretera Matamoros-Mazatlán en el Km 38+535.00 por lo que se requiere construir una estructura para el paso del agua.

Para el cruzamiento se escogió como más conveniente una alcantarilla rectangular de un solo conducto con 1.30 m de ancho y 1.60 m de alto. La estructura será de concreto reforzado y calculada para la condición más desfavorable.

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS

DIRECCION DE ESTUDIOS Y PROYECTOS

DEPARTAMENTO DE CANALES

DISTRITO DE RIEGO DEL BAJO RIO BRAVO, TAMAULIPAS

DREN 2-547.65 KM 14+817.20

ALCANTARILLA EN EL CRUCE CON LA CARRETERA MATAMOROS-MAZATLAN EN LOS KM -
38+535.00

MEMORIA DE CALCULOS

DATOS HIDRAULICOS DEL DREN:

AGUAS ARRIBA

Q = 2.00 m³/seg

A = 3.182 m²

v = 0.63 m/seg

n = 0.030

r = 0.606 m

S = 0.00070

b = 1.50 m

d = 1.04 m

AGUAS BAJO

Q = 2.00 m³/seg

A = 3.909 m²

v = 0.51 m/seg

n = 0.030

r = 0.675 m

S = 0.00040

b = 1.50 m

d = 1.19 m

DATOS HIDRAULICOS DEL CONDUCTO:

Q = 2.00 m³/seg

A = 2.035 m²

V = 0.9828 m/seg

n = 0.015

r = 0.3733 m

S = 0.000806

b = 1.30 m

h = 1.60 m

d = 1.15 m

.....

DATOS DEL PROYECTO:

Especificaciones A.A.S.H.O. 1957	
Elevación rasante carretera.....	17.14 m
Elevación rasante canal	11.96 m
Elevación losa superior conducto	13.76 m
Altura del conducto	1.60 m
Colchón	3.38 m
Carga Viva (no se considera, ver Esp. 1.3.3.)	

Para un solo claro, el efecto de la carga viva se puede despreciar cuando el espesor del terraplén sea mayor de 2.44 m y que exceda la longitud del claro.

CALCULO ESTRUCTURAL:

Suponiendo el conducto de 20 cm de espesor:

CARGAS:

Carga muerta (Losa Superior)

Peso del colchón 1 800 x 3.38	6 084 Kg/m ²
Peso del asfalto	20 "
	<hr/>
	6 104 kg/m ²

Peso propio de la losa $0.20 \times 2400 = 480 \text{ kg/m}^2$

Carga total sobre la losa superior:

$$w_1 = 6104 + 480 = 6564 \text{ kg/m}^2$$

Peso de los muros verticales:

$$\frac{2 \times 0.20 \times 1.80 \times 2400}{1.50} = 1\ 152 \text{ kg/m}^2$$

Peso de los carteles:

$$\frac{0.15 \times 0.15 \times 4 \times 2400}{2 \times 1.50} = 72 \text{ "}$$

$$\frac{1\ 224 \text{ kg/m}^2}{6\ 564 \text{ kg/m}^2}$$

Carga tot. sobre la losa inferior $w_2 = 7\ 788 \text{ kg/m}^2$

MUROS LATERALES:

Considerando los claros a los ejes de la losa superior e inferior - se tiene:

$$w_3 = 0.286 \times 1800 \times 3.48 = 1791 \text{ kg/m}^2$$

$$w_4 = 0.286 \times 1800 \times 5.28 = 2718 \text{ kg/m}^2$$

$$w_5 = w_4 - w_3 = 2718 - 1791 = 927 \text{ kg/m}^2$$

RIGIDECES DE LAS PIEZAS:

$$r_1 = \frac{1}{I_1} = \frac{1}{1.50} = 0.67$$

$$r_2 = \frac{1}{I_2} = \frac{1}{1.80} = 0.56$$

FACTORES DE DISTRIBUCION:

$$f_1 = \frac{.67}{.67 + 0.56} = .544 \approx .54$$

$$f_2 = \frac{.56}{0.67 + 0.56} = 0.4552 \approx 0.46$$

$$\text{Factor de transporte: } = 0.5$$

MOMENTOS INICIALES:

Piezas horizontales:

$$MAH = MBH = \frac{w_1 l_1^2}{12} = \frac{6564 \times 1.50^2}{12} = \frac{14769}{12} = 1230 \text{ kg-m}$$

$$MCH = MDH = \frac{w_2 l_1^2}{12} = \frac{7788 \times 1.5^2}{12} = \frac{17523}{12} = 1460 \text{ kg-m}$$

Piezas verticales:

$$MCV = MDV = \frac{w_3 l_2^2}{12} + \frac{w_5 l_2^2}{20} = \frac{1791 \times 1.8^2}{12} + \frac{927 \times 1.8^2}{20} = 484 + 150 = 634 \text{ kg-m}$$

$$MAV = MBV = \frac{1791 \times 1.8^2}{12} + \frac{927 \times 1.8^2}{30} = 484 + 100 = 584 \text{ kg-m}$$

Ver distribución de momentos en el Anexo.

FUERZAS CORTANTES A LOS EJES:

Pieza A - B

$$V_{AB} = 6564 \times .75 = 4923 \text{ kg}$$

Pieza C - D

$$V_C - D = 7788 \times 0.75 = 5841 \text{ kg}$$

Pieza A C y B D

$$V_{AC} = \frac{1791 \times 1.8}{2} + \frac{927 \times 1.8}{6} - \frac{1038 - 858}{1.8} = 1612 + 278 - 100 = 1790 \text{ kg}$$

$$V_{CA} = 1612 + 556 + 100 = 2268 \text{ kg}$$

MOMENTOS MAXIMOS POSITIVOS:

Pieza A B

$$M_{\text{m}ax(+)} = \frac{6564 \times 1.5^2}{8} - 858 = 1846 - 858 = 988 \text{ kg-m}$$

Pieza C D

$$M_{\text{m}ax(+)} = \frac{7788 \times 1.5^2}{8} - 1038 = 2190 - 1038 = 1152 \text{ kg-m}$$

Pieza A C

El momento máximo se verifica cuando el cortante es nulo:

$$V_x = V_{AC} - w_3 X - \frac{P_x \cdot X}{2}$$

$$V_x = 1790 - 1791 x - \frac{P_x \cdot X}{2}$$

$$\text{Pero } P_x = \frac{w_5}{1.2} x = x \frac{927}{1.8} = 515 x$$

$$V_x = 1790 - 1791 x - 257.5 x^2$$

$$V_x = x^2 + 6.955 x - 6.951 = 0 \text{ . .}$$

$$x = \frac{-6.955 \pm \sqrt{6.955^2 + 4 \times 6.951}}{2} = -3.4775 \pm \sqrt{\frac{48.372 + 27.804}{2}}$$

$$x = -3.4775 \pm \sqrt{\frac{76.176}{2}} = -3.4775 \pm 4.36 = 0.882 \text{ m}$$

$$M_x = V_x - \frac{w_3 X^2}{2} - \frac{w_5 X^3}{6 \cdot 1} - M$$

$$M_x = 1790 \times 0.882 - \frac{1791 \times 0.882^2}{2} - \frac{927 \times 0.882^3}{6 \times 1.8} - 858 =$$

$$M_x = 1578.78 - \frac{1393.26}{2} - \frac{636.04}{10.8} - 858 =$$

$$M_x = 1578.78 - 696.63 - 58.89 - 858 = -34.74 \text{ m} = -35 \text{ kg-m}$$

(No hay momento positivo)

FUERZAS CORTANTES AL PAÑO Y AL CARTEL:Pieza A B

$$VAB p = 4923 - 6564 \times 0.10 = 4266.6 \text{ kg}$$

$$VAB c = 4923 - 6564 \times 0.15 = 3938.4 \text{ kg}$$

Pieza C D

$$VCD p = 5841 - 7788 \times 0.10 = 5062.2 \text{ kg}$$

$$VCD c = 5841 - 7788 \times 0.15 = 4672.8 \text{ kg}$$

Pieza A C

$$V_x = V_{a-c} - w_3 X - \frac{P_x X}{2}$$

$$= VAC - w_3 x - \frac{515 X^2}{2}$$

$$\therefore \text{ si } X = 0.10 \text{ m}$$

$$VAC p = 1790 - 1791 \times .10 - \frac{515 \times .10^2}{2} = 1790 - 179.1 - 2.57 = 1608 \text{ kg}$$

$$\text{SI } X = 0.25 \text{ m}$$

$$VAC c = 1790 - 1791 \times .25 - \frac{515 \times .25^2}{2} = 1790 - 447.75 - 16.09 = 1326 \text{ kg}$$

$$\text{SI } X = 0.10 \text{ m}$$

$$VCA p = 2268 - 1791 \times 0.10 - 875 \times 0.10 - 2.57 =$$

$$= 2268 - 179.1 - 87.5 - 2.57 = 1999 \text{ kg}$$

$$\text{SI } X = 0.25 \text{ m}$$

$$VCA c = 2268 - 1791 \times 0.25 - 798 \times 0.25 - 16.09 =$$

$$= 2268 - 447.7 - 200 - 16.09 = 1604 \text{ kg}$$

PROPORCIONAMIENTO DE LAS PIEZAS:

$$f'_c = 140 \text{ kg/m}^2$$

$$n = 15 ; f'_c = 0.40 f'_c = 56 \text{ kg/m}^3 \text{ (A.A.S.H.O. 1.4.11.c.)}$$

$$f'_s = 1263 \text{ kg/cm}^2$$

$$v = 0.03 f'_c = 0.03 \times 140 = 4.2 \text{ kg/cm}^2 \text{ (máx. 6.3 kg/cm}^2 \text{)(ancladas)}$$

$$u = 0.1 f'_c = 14 \text{ kg/cm}^2$$

$$k = 0.399 ; j = 0.867 ; K = 9.686 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OC} = 0.321$$

PERALTE POR MOMENTO:

$$d = 0.321 \sqrt{M}$$

$$d = 0.321 \sqrt{1038} = 0.321 \times 32.2 = 10.33 \text{ cm} < 12.5 \text{ cm}$$

recubrimiento 7.5 en contacto cimentación.

PERALTE POR CORTANTE:

$$d = \frac{V}{b \cdot j \cdot v} ; \text{ cortante al cartel.}$$

$$d = \frac{4672.8}{100 \times 0.867 \times 4.2} = \frac{4672.8}{364.14} = 12.8 \dot{=} 12.5$$

REFUERZO:Pieza A B

$$AS(-) = \frac{M}{fs \cdot j \cdot d} = \frac{85800}{1265 \times 0.867 \times 15} = \frac{85800}{16451} = 5.21 \text{ cm}^2$$

Vars 1/2" ϕ a 23 cm en el lecho superior.

$$AS(+)= \frac{98800}{16451} = 6.00 \text{ cm}^2 \quad \text{Vars 1/2" } \phi \text{ a 20 cm}$$

$$\sum o = \frac{V}{u \cdot j \cdot d} = \frac{3938.4}{14 \times 0.867 \times 15} = \frac{3938.4}{182} = 21.64 \text{ cm; Vars 1/2" } \phi \text{ a 18}$$

$$\sum o = 22.1 \text{ cm}$$

Pieza C D

$$AS(-) = \frac{103800}{1265 \times 0.867 \times 12.5} = \frac{103800}{13709} = 7.57 \text{ cm}^2$$

$$AS(+)= \frac{115200}{16451} = 7.00 \text{ m}$$

Vars 1/2" ϕ z 16 cm
Vars 1/2" ϕ a 15
Vars 1/2" ϕ a 17 cm

$$\sum o = \frac{4672.8}{14 \times 0.867 \times 12.5} = \frac{4672.8}{151.7} = 30 \text{ cm } \dot{=} 27 \text{ cm}$$

Vars 1/2" ϕ a 15 cm

Pieza A C - BD

$$\sum o = \frac{1604}{14 \times 0.867 \times 15} = \frac{1604}{182} = 8.81 \text{ cm} < \text{ a la } \sum o \text{ que se tiene } = 27 \text{ cm}$$

$$A_{s_t} = 0.003 \times 20 \times 100 = 6 \text{ cm}^2 \quad \text{Vars 1/2" } \phi \text{ a 20 cm}$$

Se pondrán a 40 cm en dos lechos.

México, D. F., junio 8 de 1972.

DISTRITO DE RIEGO DEL RIO ARMERIA COLIMA.

CANAL PRINCIPAL COLIMA.

LATERAL 10+350, KM.- 5+655.00

TOMA IZQUIERDA AFORADORA.

Datos hidraulicos del canal lateral 10+350

$$Q = 3.546 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$S = 0.0019$$

$$b = 1.05 \text{ m.}$$

$$n = 0.020 \text{ (mamposteria)}$$

$$d = 0.98 \text{ m.}$$

$$t = 1.5:1$$

Verificación de los datos hidrúlicos.

$$A. H. C. = 1.05 \times 0.98 + 1.5 (0.98)^2 = 2.469 \text{ m}^2$$

$$\text{perimetro.} = 1.05 + 2 \times 0.98 \sqrt{1.5^2 + 1.0^2} = 4.583 \text{ m.}$$

$$\text{radio hidrúlico} = \frac{A}{p} = 0.5388 \text{ m.} ; r^{2/3} = 0.662$$

$$v = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2} \text{ (Manning)}$$

$$v = \frac{1}{0.020} \times 0.662 \times 0.0019^{1/2} = 1.443 \text{ m/seg.}$$

$$Q = A \cdot v = \underline{3.563} \text{ m}^3/\text{seg.} \approx \underline{3.546} \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Datos hidrúlicos del sub-lateral 5+655.00

$$Q = 0.233 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$S = 0.0048$$

$$b = 0.30 \text{ m.}$$

$$n = 0.020 \text{ (mamposteria)}$$

$$d = 0.30 \text{ m.}$$

$$t = 1.5:1$$

Verificación de los datos hidráulicos

$$A. N. C = 0.30 \times 0.30 + 1.5 (0.30)^2 = 0.225 \text{ m}^2$$

$$\text{perimetro.} = 0.30 + 2 \times 0.30 \sqrt{1.5^2 + 1.0^2} = 1.382 \text{ m.}$$

$$\text{radio hidráulico} = \frac{A}{p} = 0.1628 \text{ m.} ; r^{2/3} = 0.298$$

$$V = \frac{1}{n} r^{2/3} S^{1/2} = \frac{1}{0.020} \times 0.298 \times 0.0048^{1/2} = 1.032 \text{ m/seg.}$$

$$Q = A \cdot V = \underline{0.232 \text{ m}^3/\text{seg.}} \doteq \underline{0.233 \text{ m}^3/\text{seg.}}$$

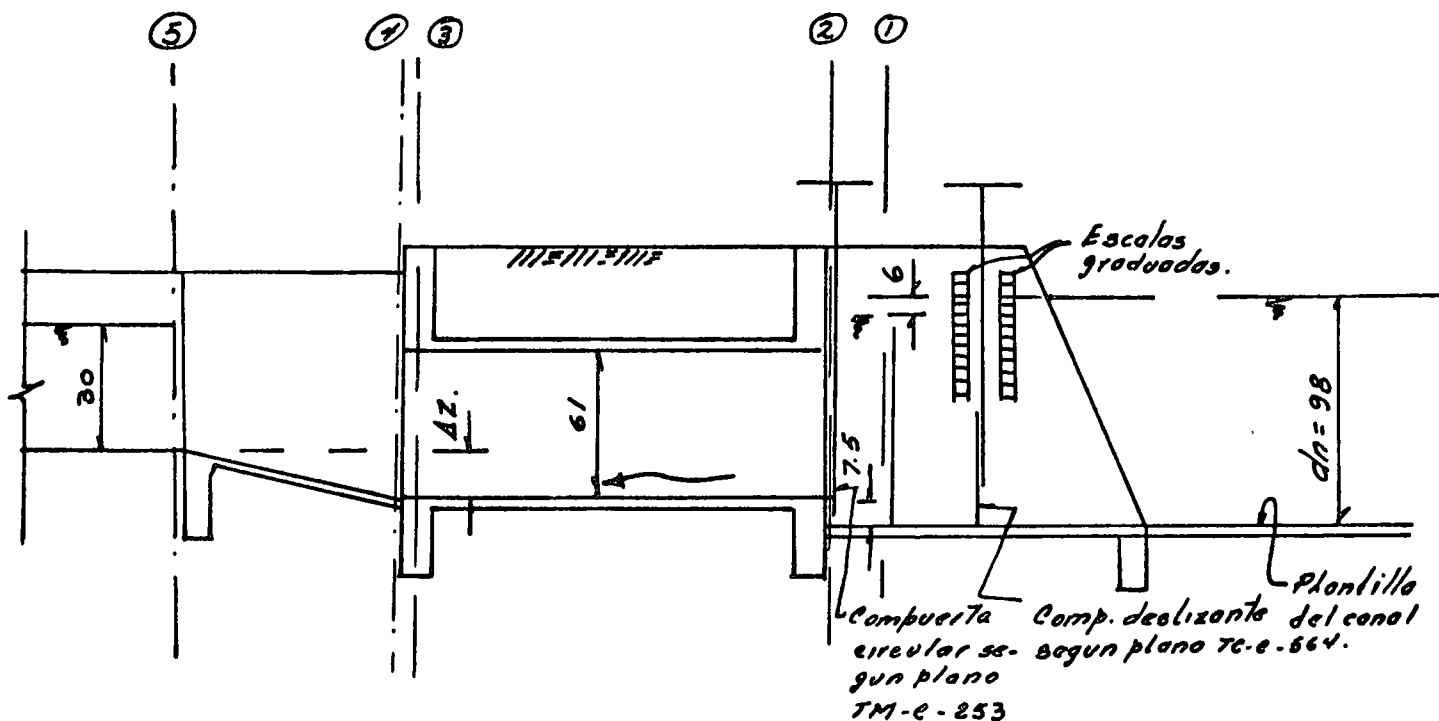
Considerando un tirante "d" de operación igual al 80% del tirante normal del canal lateral se tiene:

$$\text{tirante de operación} = 0.80 \times 0.98 = 0.784 \text{ m.}$$

Considerando 6 cm. de pérdida de carga de acuerdo con los datos de la estructura aforadora de carga constante (ya estudiada en Tecamachalco S.R.H.) para saber que plano de estructura aforadora de carga constante es la indicada para desahogar un $Q = 233 \text{ lts/seg.}$ con un $d = 0.98 \text{ m}$ (tirante normal del canal), se ve que el plano TC-C-564 tiene como $d_{\text{max.}} = 1.20 \text{ m.}$ y un $Q = 250 \text{ lts/seg.}$ por lo que utilizaremos este plano para adaptarlo a esta estructura.

$$Q = 250 \text{ lts/seg.} \approx Q = 233 \text{ lts/seg.}$$

$$d = 0.98 \text{ m} ; d_{\text{máx}} = 1.20 \text{ m.}$$



tirante normal del canal = 0.98 m.

tirante de operación = 80% (0.98) = 0.784 (Por tratarse de un canal lateral)

diámetro del tubo = 0.61 m

Como trabajaremos con un tirante de operación $d_{op} = 0.784$ se

tiene una pérdida de 6 cm. o sea se tiene una d (tirante)

en ① de $d_1 = 0.784 - 0.06 = 0.724$ m.

Como se tiene una pérdida de 6 cm. por el paso de la compuerta, hay una velocidad que es la siguiente:

$$d_1 = 0.724 \text{ m.}$$

$$V_1 = \frac{Q}{A_1} \quad ; \quad \text{Area } \textcircled{1} = b \times d_1 \quad ; \quad b = 0.962 \text{ (ver. plano)}$$

$$Q = 0.233 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$V_1 = \frac{0.233}{0.962 \times 0.724} = 0.334 \text{ m/seg.} \quad h_{u1} = \frac{V_1^2}{2g} = 0.006 \text{ m.}$$

Aplicando Bernoulli entre ① y ②

$$d_1 + h_{v1} = d_2 + h_{v2} + \Sigma P_{1-2} + \frac{p_2}{\omega} + Z_2$$

$$Z_2 = 7.5 \text{ cm.}; \quad d_2 = 61 \text{ cm}; \quad \Sigma P_{1-2} = 0.2 (h_{v2} - h_{v1})$$

$$A_2 = \frac{\pi d_2^2}{4} = 0.7854 (0.61)^2 = 0.2922 \text{ m}^2$$

$$V_{2 \text{ cond.}} = \frac{Q}{A_2} = \frac{0.233}{0.2922} = 0.797 \text{ m/seg.}; \quad h_{v2} = \frac{V_2^2}{2g} = 0.0323 \text{ m}$$

$$0.2 (h_{v2} - h_{v1}) = 0.2 (0.0323 - 0.006) = \Sigma P_{1-2} = \underline{0.005 \text{ m.}}$$

Substituyendo nos queda:

$$0.724 + 0.006 = 0.61 + 0.0323 + 0.005 + \frac{p_2}{\omega} + 0.075$$

$$0.730 = 0.7223 + \frac{p_2}{\omega}$$

$$\frac{p_2}{\omega} = 0.730 - 0.7223 = 0.0077 \text{ m.}$$

Aplicando Bernoulli entre ② y ③

$$d_2 + h_{v2} + \frac{p_2}{\omega} = d_3 + h_{v3} + \frac{p_3}{\omega} + h_f$$

$$\frac{p_3}{\omega} = \frac{p_2}{\omega} - h_f; \quad \text{por ser } d_2 = d_3 = 0.61 \text{ m. y } h_{v2} = h_{v3} = 0.0323 \text{ m.}$$

$$h_f = \left(\frac{V_c \cdot \eta}{r^{2/3}} \right)^2 L$$

El valor de " η " en este tipo de tubos sería de 0.009 a 0.012, se tomará de 0.012 debido a las juntas.

$$V_{\text{condueto}} = 0.797 \text{ m/seg.}$$

$$r = \frac{D}{4} = \frac{0.61}{4} = 0.1525 \text{ m.}; \quad r^{2/3} = 0.285; \quad L = 4.00 \text{ m.}$$

$$h_f = \left(\frac{0.797 \times 0.012}{0.285} \right)^2 \times 4.00 = \underline{0.0045 \text{ m.}}$$

$$\frac{p_3}{\omega} = \frac{p_2}{\omega} - h_f = 0.0077 - 0.0045 = 0.0032 \text{ m.}$$

Aplicando Bernoulli entre ③ y ④

$$d_3 + h v_3 + \frac{p_3}{\omega} = d_4 + h v_4 + \Sigma P_{3-4}$$

$$d_3 = 0.61 \text{ m} ; h v_3 = h v_2 = 0.0323 ; \frac{p_3}{\omega} = 0.0032$$

$$\Sigma P_{3-4} = 0.4 (h v_3 - h v_4)$$

$$d_3 + h v_3 + \frac{p_3}{\omega} = d_4 + h v_4 + 0.4 (h v_3 - h v_4)$$

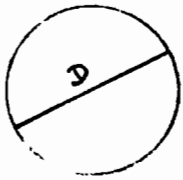
$$d_3 + 0.6 h v_3 + \frac{p_3}{\omega} = d_4 + 0.6 h v_4$$

$$0.6 h v_3 = 0.6 (0.0323) = 0.01938 \text{ m.}$$

$$0.61 + 0.01938 + 0.0032 = d_4 + 0.6 h v_4$$

$$\therefore d_4 + 0.6 h v_4 = 0.6325$$

Suponiendo que la sección:



Según plano

$H = 0.60 \text{ m.}$ de tierra

y un incremento debido a la c.v. de $h = 0.60 \text{ m.}$

$$H_{\text{TOTAL}} = 0.60 + 0.60 = 1.20 \text{ m.}$$

$$\therefore e = 6 \text{ cm.}$$

Procediendo por tanteos se tiene:

$$\text{si } d_4 = 0.60 \text{ m.}$$

$$A_4 = 0.61 \times 0.60 = 0.366 \text{ m}^2$$

$$v_4 = \frac{Q}{A_4} = \frac{0.233}{0.366} = 0.636 \text{ m/seg} ; h v_4 = \frac{v_4^2}{2g} = \frac{0.636^2}{19.6} = 0.020 \text{ m.}$$

$$0.6 h v_4 = 0.6 \times 0.020 = 0.012 \text{ m.}$$

$$d_4 + 0.6 h v_4 = 0.60 + 0.012 = 0.612 < 0.6325 \text{ m.}$$

2º tanteo.-

$$\text{Si } d_4 = 0.62 \text{ m.}$$

$$A_4 = 0.61 \times 0.62 = 0.3782 \text{ m}^2$$

$$V_4 = \frac{0.233}{0.3784} = 0.616 \text{ m/seg.}; \quad h_{v4} = \frac{0.616^2}{19.6} = 0.0193 \text{ m.}$$

$$0.6 h_{v4} = 0.6 \times 0.0193 = 0.0116 \text{ m.}$$

$$d_4 + 0.6 h_{v4} = 0.62 + 0.0116 = \underline{0.6316} \doteq \underline{0.632} \text{ m.}$$

Aplicando Bernoulli entre ④ y ⑤

$$d_4 + h_{v4} = d_5 + h_{v5} + \Delta Z_5 + \Sigma P_{4-5}$$

$$\Sigma P_{4-5} = 0.2 (h_{v5} - h_{v4})$$

$$d_4 + h_{v4} = d_5 + h_{v5} + \Delta Z_5 + 0.2 (h_{v5} - h_{v4})$$

$$d_4 + 1.2 h_{v4} = d_5 + 1.2 h_{v5} + \Delta Z_5$$

$$d_4 = 0.62 \text{ m.}$$

$$d_5 = 0.30 \text{ m.}$$

$$h_{v4} = 0.0193 \text{ m.}$$

$$V_5 = 1.032 \text{ m/seg.}$$

$$h_{v5} = \frac{1.032^2}{19.6} = 0.054 \text{ m.}$$

$$1.2 h_{v4} = 1.2 \times 0.0193 = 0.02316 \text{ m.};$$

$$1.2 h_{v5} = 1.2 \times 0.054 = 0.0648 \text{ m.}$$

Substituyendo en la ecuación anterior nos queda:

$$0.62 + 0.02316 = 0.30 + 0.0648 + \Delta Z_5$$

$$0.64316 = 0.3648 + \Delta Z_5$$

$$\Delta Z_5 = 0.64316 - 0.3648 = 0.27836 \text{ m.}$$

$$\underline{\Delta Z_5 = 0.27836 \text{ m.}}$$

Resumen de pérdidas

- 1.)- por entrada = $az (h_{v_2} - h_{v_1}) = az (0.0323 - 0.006) = 0.005 \text{ m.}$
 - 2.)- por fricción = $hf = \left(\frac{0.797 \times 0.012}{0.285} \right)^2 4.00 = ; 0.0045 \text{ m}$
 - 3.)- por salida = $0.4 (h_{v_3} - h_{v_4}) = 0.4 (0.0323 - 0.0193) = 0.00520 \text{ m}$
 - 4.)- por transición de salida = $az (h_{v_5} - h_{v_4}) =$
 $az (0.054 - 0.0193) = \underline{\underline{0.0069 \text{ m}}}$
- Suma de perdidos = 0.216 m

Comprobación:

Aplicando Bernoulli entre 1 y 5 (Posando el Plano de Comparación por la rasante del tubo)

$$\underline{d_1 - \Delta z_2} = d_5 + \Delta z_5 + h_{v_5} + \sum P_{1-5}$$

$$0.724 - 0.075 = 0.30 + 0.27836 + 0.054 + 0.0216$$

$$0.65 = 0.653 \text{ m. ok.}$$

Se dejará un escalón de $\Delta z_5 = 0.25 \text{ m} \approx 0.27836 \text{ m}$ (calculado) para garantizar el gasto a la salida.

De acuerdo con el plano TC-C-153 (tubos de concreto para tomas de Canales)

Se tiene una $h = 0.60$ de tierra más un incremento debido a carga viva de 2ft. o sea de 0.60 m

$$H_{\text{Total}} = 0.60 + 0.60 = 1.20 \text{ m}$$

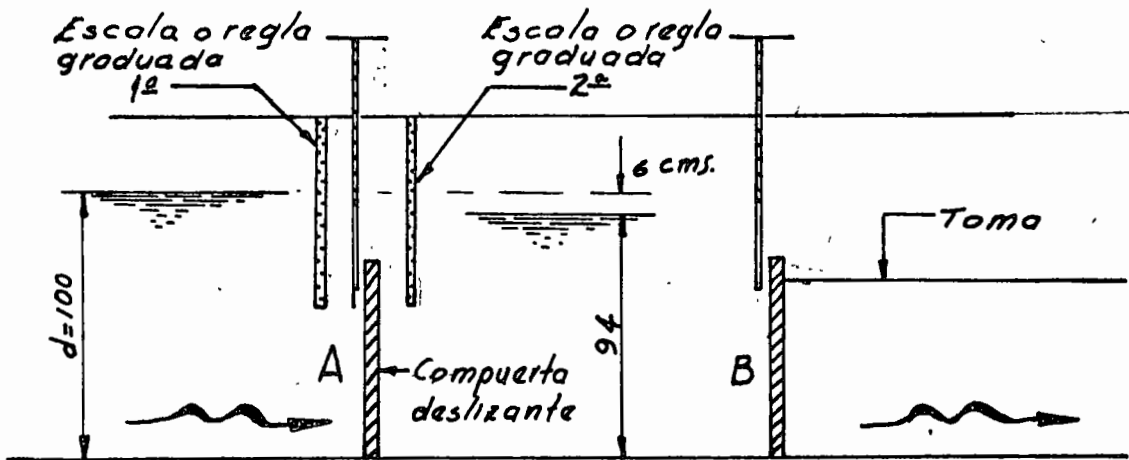
Tomando $H = 1.25$ y considerando el diámetro del tubo de (24") o 61 cms. el espesor del tubo es de 6 cms. y al mismo tiempo nos da el refuerzo helicoidal y el refuerzo longitudinal.

De acuerdo con el plano TC-C-154 se tiene que la longitud de los tubos es de 1.00 m igual para los diferentes espesores.

(Tubos de concreto para tomas de canales).

Funcionamiento de la Estructura Aforadora.

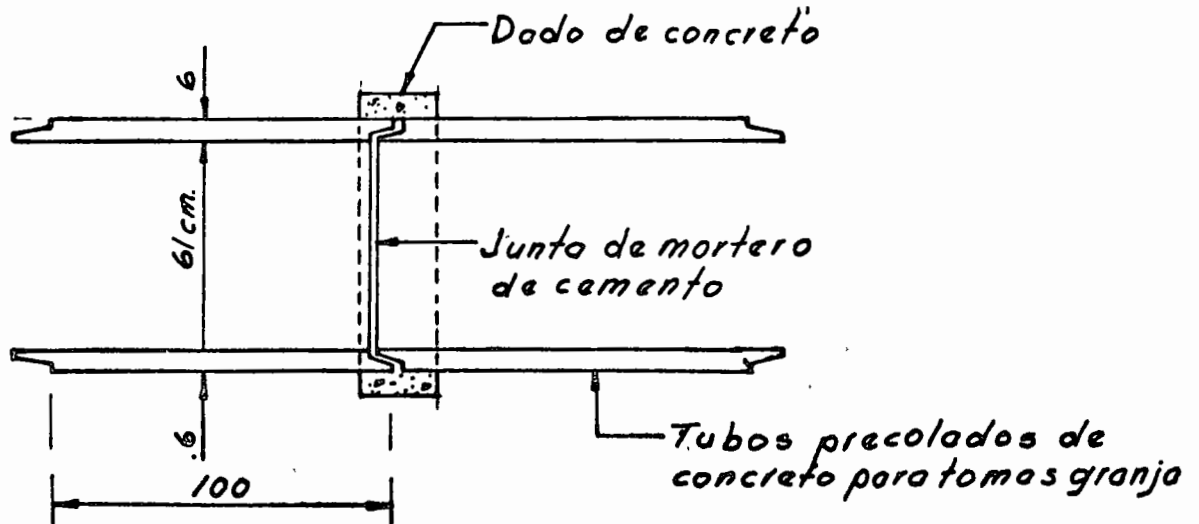
En los muros laterales lleva dos escalas graduadas que sirven para realizar las lecturas antes y después de la compuerta deslizante. Ejemplo:



Ejemplo: Se quiere sacar un gasto de 100 lts./seg; cuando se tiene un tirante $d=1.00$ m. (normal en el canal) de acuerdo con el plano TC-C-564 y lo tabla 1 se necesita abrir la compuerta.

Ⓐ una abertura de 17.3 cm; al mismo tiempo la compuerta Ⓑ se abre de tal forma que cuando se tengan en la 2ª escala un tirante de 94 cm. o sea 6 cm. menos nos está garantizando el Q de 100 lts/seg. por las tomas.

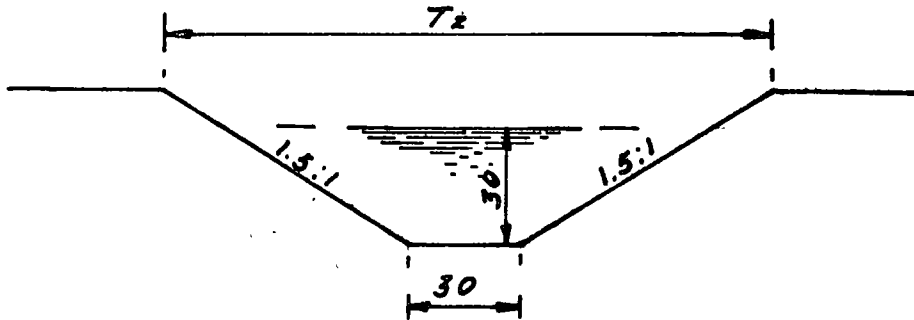
De acuerdo con el plano 404-C-138 se indican unos "dados" que sirven para unir los tubos unos con otros o más bien para sellar la junta entre los tubos y no haya fuga del agua
Así:



Cálculo de la longitud de transición de la toma

$$L = \frac{T_2 - T_1}{2} \quad \text{cota } 12^\circ 30' \text{ o } 22^\circ 30' \quad \text{cota } 12^\circ 30' = 4.511$$

$$\text{cota } 22^\circ 30' = 2.4142$$



$$T_2 = 30 + 1.5 \times 2 \times 30 = 1.20 \text{ m}$$

$$T_1 = 0.61 \text{ m}$$

$$L_{T_1} = \left(\frac{1.20 - 0.61}{2} \right) 4.511 = 1.33 \text{ m}$$

$$L_{T_2} = \left(\frac{1.20 - 0.61}{2} \right) 2.4142 = 0.7122 \text{ m}$$

Diseño estructural de los muros :

$$h = 1.45 \text{ m} \quad w = 1800 \text{ kg/m}^3 \quad K = 0.286$$

$$E = \frac{kw h^2}{2} ; \text{ Sin sobrecarga} \quad y = \frac{h}{3}$$

$$E = \frac{0.286 \times 1800 \times 1.45^2}{2} = 541 \text{ Kgs.} \quad y = \frac{1.45}{3} = 0.48 \text{ m}$$

$$M = 541 \text{ Kgs.} \times 0.48 \text{ m} = 260 \text{ Kg-m}$$

Utilizando concreto de $f_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$

$$d_M = 0.322 \sqrt{260} = 5.2 \text{ cms.} \quad j = 0.883.$$

$$K = 9.663$$

Diseño por Cortante:

$$dv = \frac{V}{v_c b}$$

$V =$ Fuerzo cortante

$$v_c = 0.29 \sqrt{f'_c} = 0.29 \sqrt{140} = 3.45 \text{ Kg/cm}^2$$

$V = 541 \text{ Kgs} =$ Empuje

$b = 100 \text{ cms.}$

$$dv = \frac{541}{3.45 \times 100} =$$

Por momento:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{260 \times 100}{1400 \times 0.885 \times 5} = 4.2 \text{ cm}^2$$

Utilizando Vars. $1/2'' \phi$. $a_s = 1.27 \text{ cm}^2$

Vars. $1/2'' \phi$ o 25

Por temperatura:

$$A_{st} = 0.003 bh = 0.003 \times 100 \times 10 = 3.00 \text{ cm}^2 \text{ al centro}$$

Se utilizarán Vars. $3/8'' \phi$ o 25

Por adherencia:

$$\xi_0 = \frac{V_c}{u j d} \quad \frac{M = 2.3 \sqrt{f'_c}}{\phi}$$

$\phi =$ Diámetro de la varilla para $D = 1.27$ ($1/2'' \phi$)

$$H = \frac{2.3 \sqrt{140}}{1.27} = 21 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Esfuerzo de adherencia)}$$

$$\xi_0 = \frac{V}{u j d} = \frac{541}{21 \times 0.885 \times 5} = 5.835$$

$$N^{\circ} \text{ de Vars.} = \frac{\xi_0}{\text{perímetro}} ;$$

$$\text{Perímetro Vars. } \frac{1}{2}'' \phi = 3.14 \times 1.27 = 3.98$$

$$N^{\circ} \text{ de Vars.} = \frac{5.83}{3.98} = 1.46$$

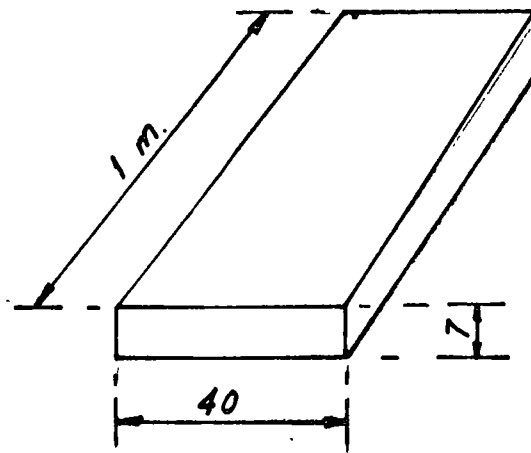
$$\text{Separación} = \frac{100}{N^{\circ} \text{ de Vars}} = \frac{100}{1.46} = 68 \text{ cms}$$

Rige el de colocar Vars. $\frac{1}{2}'' \phi$ o 25 (Que es principal) y no el de adherencia que fué Vars $\frac{1}{2}'' \phi$ o 68 \neq de 25

Aclaraciones :

- Se les denomina Tomas Granja porque son estructuras empleadas para poder regar en granjas o parcelas.
- Son estructuras aforadoras de carga constante ya que para diferentes Q. la pérdida se mantiene constante o sea de 6 cms.
- El mecanismo elevador de la compuerta Miller aparece en el plano TM-C-253.

Diseño de losa de maniobras.



$$l = 1.00 \text{ m.}$$

$$w_{pp} = 0.40 \times 0.07 \times 1.00 \times 2400 = 67.2 \text{ Kgs}$$

$$w/m = \frac{67.2 \text{ Kgs}}{1.00 \text{ m}} = 67.2 \text{ Kgs.}$$

$$w_{c.v} = 300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Area} = 0.40 \text{ m} \times 1.00 \text{ m} = 0.40 \text{ m}^2$$

$$W_{Tc.v} = 300 \text{ Kg/m}^2 \times 0.40 \text{ m}^2 = 120 \text{ Kgs.}$$

$$w/m = \frac{120 \text{ Kgs.}}{1.00 \text{ m}} = 120 \text{ Kgs/m}$$

$$W_T = W_{c.m} + W_{c.v} = 67.2 + 120 = 187.2 \text{ Kg/m.}$$

Considerándola como una losa libremente apoyada

$$M_{max} = \frac{w l^2}{8} = \frac{187.2 \times 1.00^2}{8} = 23.4 \text{ Kg-m.}$$

$$d = \sqrt{\frac{23.40 \times 100}{9.663 \times 40}} = 2.5 \text{ cms.} < 5$$

Se adopta

$$d = 5.00 \text{ cms.}$$

$$h = 7.00 \text{ cms.}$$

$$r = 2.00 \text{ cms.}$$

$$A_j = \frac{2340}{1400 \times 0.884 \times 5.00} = 0.378 \text{ cm}^2$$

Se utilizarán vars. $\frac{3}{8}$ " ϕ a 20

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION DE PROYECTOS.
DEPARTAMENTO DE CANALES

MEMORIA DE CALCULO DE DESAGUES DE FONDO Y EXCEDENCIAS.

Funcionamiento hidráulico del desague de excedencias:

En la primera etapa el tirante normal del canal será $d_1 = 2.88$ m necesario para conducir un $Q_1 = 30.00$ m³/seg.

En la segunda etapa el tirante normal del canal será $d_2 = 3.67$ m necesario para conducir un $Q_2 = 50.00$ m³/seg.

La elevación de la cresta del vertedor será $h = 3.67$ m correspondiente al tirante normal del canal para la 2a. Etapa.

El tubo de ventilación se dejará coincidiendo con el N.A.N. para la 1a. Etapa, de tal suerte que cuando el agua alcance el nivel correspondiente a la 2a. Etapa, empezará a trabajar el desague de excedencias; desalojando un volumen igual a 20.00 m³/seg; y llegando a tener nuevamente el canal un $d_1 = 2.88$ m.

Cuando el canal lleve un $Q = 50.00$ m³/seg (2a. Etapa) se recortará el tubo de ventilación una altura tal que alcance a sobresalir unos 10 cms arriba del tirante normal del canal $d_2 = 3.67$ m y para cualquier tirante arriba de éste empezará a funcionar automáticamente.

DISTRITO DE RIEGO DEL RIO TULA, NGO.

Datos hidráulicos del canal:

$Q = 50.00$ m³/seg

$b = 3.70$ m

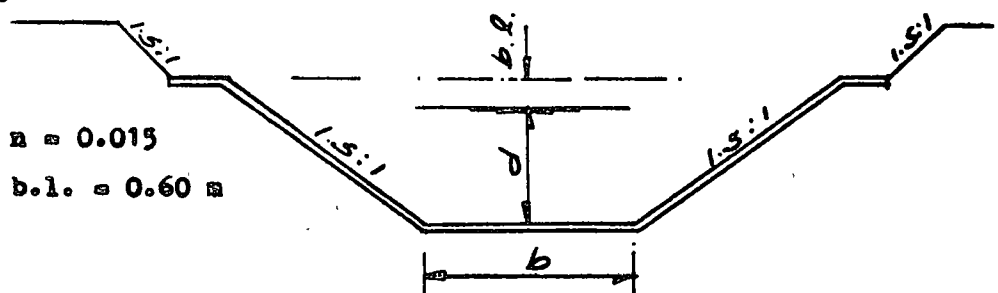
$d = 3.672$ m

$s = 0.0002$

$t = 1.5:1$

$n = 0.015$

$b.l. = 0.60$ m



Verificación del gasto "Q"

$$A.H.C. = 3.70 \times 3.672 + 1.5(3.672)^2 = 33.812 \text{ m}^2$$

$$\text{perímetro} = 3.70 + 2 \times 3.672 \sqrt{1.5^2 + 1^2} = 16.940 \text{ m}$$

$$\text{radio hidráulico} = \frac{A}{P} = 1.996 \text{ m} \quad R^{2/3} = 1.585 \text{ m}$$

$$V = \frac{1}{0.015} \times 1.585 \times 0.0002^{1/2} = 1.494 \text{ m/seg}$$

$$Q = A \cdot v = 50.527 \text{ m}^3/\text{seg}$$

El canal del Centro llevará un gasto en la 1a. Etapa de $Q_1 = 30.00 \text{ m}^3/\text{seg}$; correspondiéndole un tirante normal $d_1 = 2.88 \text{ m}$ y en la 2a. Etapa con un $Q_2 = 50.00 \text{ m}^3/\text{seg}$ con un $d_2 = 3.67 \text{ m}$.

Por lo tanto el desague de excedencias llevará un --
gasto de:

$$Q_2 - Q_1 = 50.00 - 30.00 = 20.00 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Diseño hidráulico:

Supondremos un conducto de las siguientes dimensio--
nes:

$$b = 2.50 \text{ m} \quad h = 1.35 \text{ m} \quad \text{En la parte interior.}$$

$$b = 2.50 \text{ m} \quad h = 1.50 \text{ m} \quad \text{A la salida (Descarga)}$$

Velocidad de descarga:

$$V = C \sqrt{2gh}; \quad \therefore H = \frac{V^2}{2gC^2}$$

Las pérdidas de descarga se calculan en función de -
la carga de velocidad $K_i \frac{V^2}{2g}$; siendo K_i el coeficiente correspon--

diente a cada concepto.

$$H = \frac{1}{C^2} \frac{V^2}{2g}; \quad \sum K_i = \frac{1}{C^2}$$

$$\therefore C = \sqrt{\frac{1}{\sum K_i}}$$

- K_1 = Coeficiente de pérdida de carga por entrada
 K_2 = Coeficiente de pérdida de carga por contracción
 K_3 = Coeficiente de pérdida de carga por codos
 K_4 = Coeficiente de pérdida de carga por fricción
 K_5 = Coeficiente de pérdida de carga por ensanchamiento
 K_6 = Coeficiente de pérdida de carga a la salida

1). Cálculo de K_1 . Considerando como primer tanteo

$$Q = 15.00 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Condiciones de entrada:

$$\text{Area entrada} = 2.50 \times 2.92 = 7.300 \text{ m}^2$$

$$\text{Velocidad media} = \frac{Q}{A} = \frac{15.00}{7.300} = 2.055 \text{ m/seg}$$

Condiciones en la garganta:

$$A_g = 2.50 \times 1.35 = 3.375 \text{ m}^2$$

Velocidad media en la garganta

$$V_{mg} = \frac{15.000}{3.375} = 4.44 \text{ m/seg}$$

King. Pág 172 $K_o = 0.23$ (ligeramente redondeada)

Refiriéndolo a la velocidad en la garganta:

$$K_1 = 0.23 \left(\frac{2.055}{4.440} \right)^2 = 0.049$$

$$\therefore K_1 = 0.049$$

2). K_2 ; Por contracción se adopta 1/2 del coeficiente de ensanchamiento gradual.

$$\text{relación de diámetro} = \sqrt{\frac{7.300}{3.375}} ;$$

Como ángulo del cono se tomará el 75% del ángulo que forma el piso y el techo del conducto.

$$Q = 8^\circ 56' \quad 75\% = 6^\circ.42' = 6.7^\circ$$

King $K = 0.04$

$$\therefore K_2 = \frac{0.04}{2} = 0.02$$

3). Coeficiente de pérdida de carga por codos:

$$K = C \frac{b}{90^\circ} \quad b = \text{ángulo subtendido por el codo}$$

$$C = 0.124 + 0.274 \left(\frac{d}{r}\right)^{7/2};$$

Se tiene para los dos primeros codos:

$$\left(\frac{d}{r}\right)^{7/2} = \left(\frac{1.350}{1.425}\right)^{7/2} = 0.826$$

Para el tercer codo:

$$\left(\frac{d}{r}\right)^{7/2} = \left(\frac{1.350}{4.038}\right)^{7/2} = 0.0213$$

$$K_I = \frac{159.848^\circ}{90^\circ} \quad 0.124 + 0.277 \times 0.826 = 0.622$$

$$K_{II} = \frac{135^\circ}{90^\circ} \times 0.35 = 0.525$$

$$K_{III} = 0.639 \times 0.1299 = 0.083$$

$$K_3 = K_I + K_{II} + K_{III} = 0.622 + 0.525 + 0.083 = 1.23$$

$$\therefore K_3 = 1.23$$

4). Coeficiente de pérdida de carga por fricción:

Fórmula de Manning

$$V = \frac{1}{n} r^{2/3} s^{1/2}; \dots\dots(a). \quad S = \frac{(Vn)^2}{r^{4/3}}$$

$$\frac{hf}{L} = S \dots\dots\dots(b). \quad hf = Kf \frac{V^2}{2g}$$

$$Kf = \frac{hf}{V^2} \quad \text{de (b)} \quad hf = SL$$

$$hf = \frac{2gn^2}{r^{4/3}} L$$

$$\text{Area hidráulica en la garganta} = 2.50 \times 1.35 = 3.375 \text{ m}^2$$

$$\text{perímetro mojado} = 2 (1.35 + 2.50) = 7.70 \text{ m}$$

$$r = \frac{A}{P} = \frac{3.375}{7.700} = 0.438 \text{ m}; \quad r^{4/3} = 0.333$$

$$hf = \frac{19.62 \times 0.000225}{0.333} \times 22 = 0.29 \text{ m} \quad L \text{ aprox.}$$

5). Por ensanchamiento gradual de la sección.

$$\text{Area a la salida} = 2.5 \times 1.5 = 3.75 \text{ m}^2$$

$$\text{relación de áreas} = \frac{3.750}{3.375} = 1.111$$

$$\frac{d_2}{d_1} = \sqrt{1.111} = 1.054$$

$$\text{King tabla 62 Pág. 207} \quad K_5 = 0.01$$

6). Coeficiente de pérdida de carga por velocidad a la salida:

$$v = \frac{15.00}{3.75} = 4.00 \text{ m/seg}$$

$$K_6 = \left(\frac{4.00}{4.44}\right)^2 \cdot 1.05 = 0.85$$

$$K_1 = 0.049$$

$$C = \sqrt{\frac{1}{\sum K}} ;$$

$$K_2 = 0.020$$

$$K_3 = 1.230$$

$$C = \sqrt{\frac{1}{2.449}} ;$$

$$K_4 = 0.290$$

$$K_5 = 0.010$$

$$C = 0.639$$

$$K_6 = 0.85$$

$$K = 2.449$$

Con el valor de $C = 0.639$ se determinará el "Q" de descarga:

$$Q = C A \sqrt{2gH}$$

$$Q = 3.75 \times 0.639 \sqrt{19.62 \times 2.90} = 18.08 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q = 18.08 \text{ m}^3/\text{seg}$$

°. Se adoptará un sifón de $b = 2.50 \text{ m}$ $h = 1.50 \text{ m}$ (a la salida) ya que la 2a. Etapa está prevista para un plan de 20 años aproximadamente.

...

Trazo Geométrico:

El punto α y P lo situaremos a la misma elevación - de la plantilla del canal.

El punto α a 1.50 m a la derecha del origen.

$$\alpha (1.50, 0).$$

La elevación del punto "B" coincide con el nivel de - aguas correspondiente a un tirante $d = 3.67$ m en el canal para conducir un $Q = 50.00$ m³/seg. B (3.00, 3.67)

El radio $O_2B = 0.75$ m

$$O_2 \text{ dista } 3.00 \text{ m del eje Y-Y} \quad \therefore O_2(3.00, 2.92)$$

O_1 a la misma altura de O_2 y a 0.35 m del eje Y-Y

$$\therefore O_1(0.35, 2.92)$$

El punto γ y P lo situaremos a la misma elevación de α ; el radio en O_3 es de 0.75 m.

$$\therefore O_3(5.85, 2.10).$$

El punto O_4 se eligió de tal forma que el sello de - agua (desnivel entre δ y β) fuera de 25 cms y el ángulo que forma - O_3 y O_4 con la horizontal sea de 45° .

$$A(0, 2.92) ; \quad O(0, 0).$$

Determinación de O_4

$$O_4 \delta = \text{radio}$$

$$O_3K = 0.75 - 0.25 = 0.50$$

$$O_4 J = \text{radio} + 1.35$$

$$O_3W = \frac{0.50}{0.7071} = 0.7071$$

$$JW = 0.750 - 0.7071 = 0.043.$$

$$\therefore O_4V = \text{radio} + 1.35 + 0.043 = \text{radio} + 1.393$$

Determinación del radio por triángulos semejantes:

$$\frac{O_3K}{O_3W} = \frac{O_4\delta}{O_4W}$$

$$\frac{0.50}{0.7071} = \frac{\text{radio}}{\text{radio} + 1.393}$$

∴ radio = 3.363 m

$$O_4\delta = \delta W$$

$$y_{O_3K} = KW = 0.50$$

$$X_{O_3} = 5.85 \text{ m} \quad X_{O_4} = 5.85 + 0.50 + 3.363 = 9.713 \text{ m}$$

Tendremos:

$$S (5.85, 1.60)$$

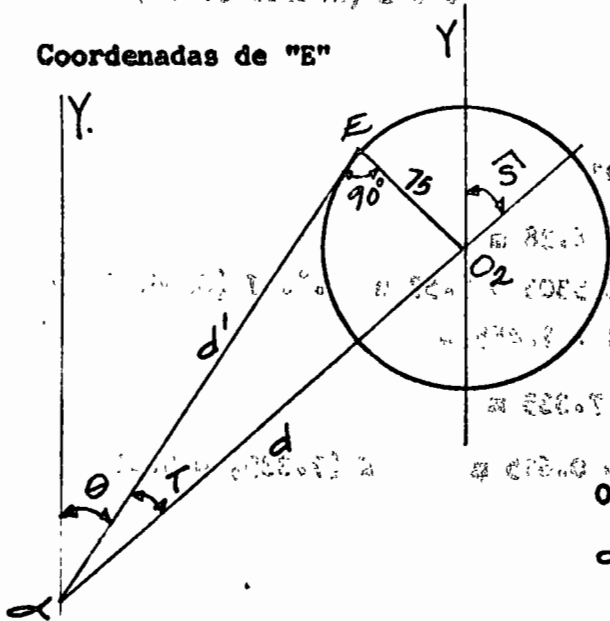
$$\delta (9.713, 1.60)$$

$$O_4 (9.713, -1.763)$$

$$\lambda (9.713, 2.95)$$

$$\alpha (5.85, 1.35)$$

Coordenadas de "E"



$$O_2 (3.00, 2.92)$$

$$\alpha (1.50, 0.00)$$

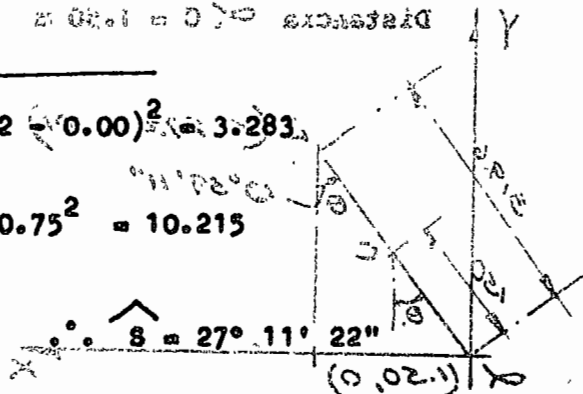
Distancia $O_2 \alpha$

$$d = \sqrt{(3.00 - 1.50)^2 + (2.92 - 0.00)^2} = 3.283$$

$$d'^2 = d^2 - 0.75^2 = 3.283^2 - 0.75^2 = 10.215$$

$$d' = 3.196 \text{ m}$$

$$\cotg \hat{S} = \frac{2.92}{1.50} = 1.9466$$



$$O_2 (3.00, 2.92)$$

$$- \alpha (1.50, 0.00)$$

$$\hline 1.50 \quad 2.92$$

$$\text{Sen } \hat{T} = \frac{b}{a} = \frac{0.7500}{3.283} = 0.2284$$

$$\hat{T} = \text{ang sen } 0.2284 = 13^\circ 12' 11''.$$

$$\theta = S - T = 27^\circ 11' 22'' - 13^\circ 12' 11'' = 13^\circ 59' 11''.$$

$$\text{Sen } 13^\circ 59' 11'' = 0.24169$$

$$\text{cos } 13^\circ 59' 11'' = 0.97036 \quad d' = 3.196$$

$$3.196 \times 0.24169 = 0.7724 \text{ m}$$

$$3.196 \times 0.97036 = 3.1013 \text{ m}$$

$$\alpha (1.50 \quad 0.0)$$

$$+ \frac{.772; \quad 3.101}{E \quad 2.272, \quad 3.101.}$$

$$\therefore E (2.272, 3.101)$$

Coordenadas de J y "K"

$$0.75 \cos 45^\circ = 0.5303$$

$$XJ = 5.85 + 0.5303 = 6.38 \text{ m}$$

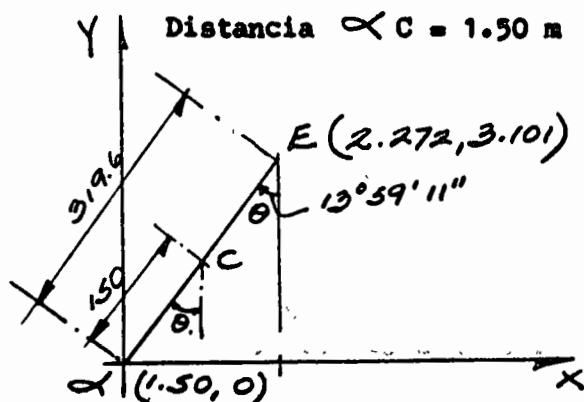
$$YJ = 1.35 + 0.75 - 0.5303 = 1.57 \text{ m} \quad \therefore J (6.38, 1.57).$$

$$2.10 \times 0.7071 = 1.485 \text{ m}$$

$$X_K = 5.85 + 1.485 = 7.335 \text{ m}$$

$$Y_K = 2.100 - 1.485 = 0.615 \text{ m} \quad K (7.335, 0.615)$$

Coordenadas de "C"



$$E (2.272, 3.101).$$

$$2.272 - 1.50 = 0.772$$

$$\text{Sen } 13^\circ 59' 11'' = 0.24169$$

$$3.101 - 0.0 = 3.101$$

$$\cos 13^\circ 59' 11'' = 0.97036$$

$$\alpha E = 3.196 \text{ m}$$

$$1.50 \times 0.24169 = 0.363 \text{ m}$$

$$1.50 \times 0.97036 = 1.456 \text{ m}$$

$$\alpha (1.50, 0.0)$$

$$+ \begin{pmatrix} 0.363 \\ 1.863 \end{pmatrix} \quad \begin{pmatrix} 1.456 \\ 1.456 \end{pmatrix} \quad C (1.863, 1.456)$$

Coordenadas de O_0 .

$$ST = 1.50 \text{ m}$$

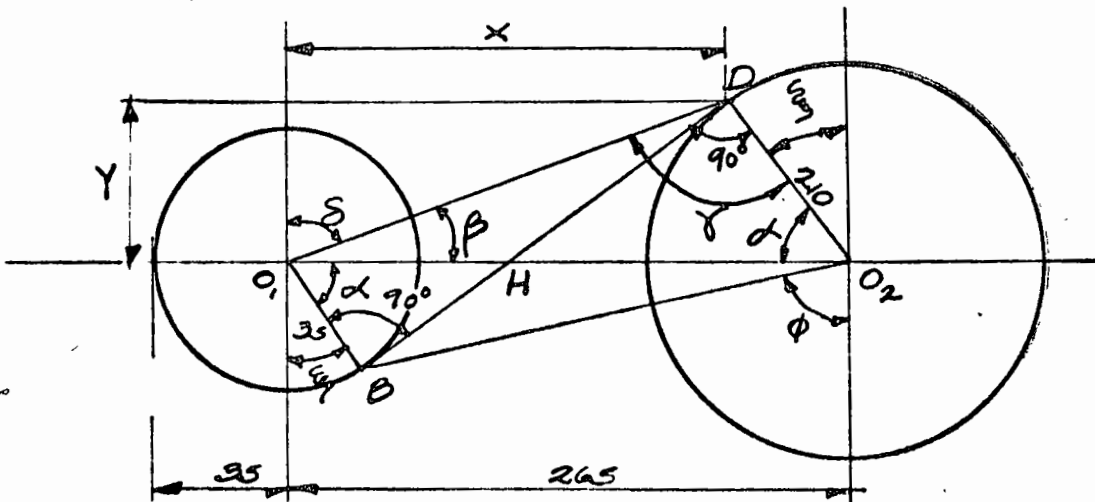
$$\theta = 13^\circ 59' 11''$$

$$\Delta = 90^\circ 59' 11'' = 76^\circ 00' 49''$$

$$\text{radio} = \frac{ST}{\tan \frac{1}{2} \Delta} = \frac{1.50}{\tan 38^\circ 00' 25''} = 1.919 \text{ m}$$

$$O_0 (0, 1.919).$$

Coordenadas de B y D.



$$\text{Distancia } \overline{O_1 O_2} = 3.00 - 0.35 = 2.65 \text{ m}$$

Relacionando los triángulos BO_1H y DO_2H se tiene:

$$\cos \alpha = \frac{210}{O_2H} \quad \therefore \quad O_2H = \frac{210}{\cos \alpha}$$

$$\cos \alpha = \frac{35}{O_1H} \quad \therefore \quad O_1H = \frac{35}{\cos \alpha}$$

$$\text{pero } O_2H + O_1H = 265$$

$$\frac{210}{\cos \alpha} + \frac{35}{\cos \alpha} = 265 \quad \therefore \cos \alpha = \frac{245}{265} = 0.9245$$

$$\alpha = 22^\circ 24'$$

Solución del triángulo $\triangle O_1 D O_2$.

$$O_1 D = \sqrt{D O_2^2 + O_2 O_1^2 - 2 D O_2 \times O_2 O_1 \cos \alpha}$$

$$O_1 D = \sqrt{210^2 + 265^2 - 2 \times 210 \times 265 \times 0.9245} = 1.069 \text{ m}$$

Del triángulo $O_1 D O_2$

$$\frac{O_1 D}{\sin \alpha} = \frac{D O_2}{\sin \beta} = \frac{O_1 O_2}{\sin \gamma}$$

Sustituyendo se tiene:

$$\frac{1.069}{0.38107} = \frac{2.10}{\sin \beta} \quad \sin \beta = \frac{2.10 \times 0.38107}{1.069} = 0.74842$$

$$\therefore \beta = \text{ang sen } 0.74842 = 48^\circ 27'$$

$$\frac{1.069}{0.38107} = \frac{2.65}{\sin \gamma} \quad \sin \gamma = \frac{2.65 \times 0.38107}{1.069} = 0.94467$$

$$\gamma = \text{ang sen } 0.94467 = 70^\circ 51'$$

$$\gamma = 179^\circ 60' - 70^\circ 51' = 109^\circ 09'$$

$$\delta = 90^\circ - \beta = 90^\circ - 48^\circ 27' = 41^\circ 33'$$

$$\mu = 90^\circ - \alpha = 90^\circ - 22^\circ 24' = 67^\circ 36'$$

$$\text{Sen } 41^\circ 33' = \frac{X}{O_1 D} \quad \text{sen } 41^\circ 33' = 0.66327$$

$$\cos 41^\circ 33' = 0.74838$$

$$X = 1.069 \times \text{sen } 41^\circ 33' = 1.069 \times 0.66327 = 0.709 \text{ m}$$

$$\cos 41^\circ 33' = \frac{Y}{O_1 D} \quad Y = O_1 D \times \cos 41^\circ 33'$$

$$y = 1.069 \times 0.74838 = 0.800 \text{ m}$$

Coordenadas de O_1 (0.35, 2.92)

$$+ \frac{0.709, 0.800}{1.059, 3.720}$$

Coordenadas D (1.059, 3.72)

$$\angle M_1 = 67^\circ 36'$$

$$\text{Sen } 67^\circ 36' = 0.92455. \quad 0.35 \times 0.92455 = 0.3236$$

$$\text{Cos } 67^\circ 36' = 0.38107 \quad 0.35 \times 0.38107 = 0.1333$$

O_1 (0.35 , 2.92)

$$\frac{0.324, -0.133}{0.674 \quad 2.787}$$

$$\therefore (0.674, 2.787)$$

Procederemos a calcular las coordenadas de L, N, M,

P.

Coordenadas de M

M es el punto de tangencia de la recta que parte de P y es tangente al círculo del centro O_4

$$\text{radio } O_4 \delta = 3.363 \text{ m}$$

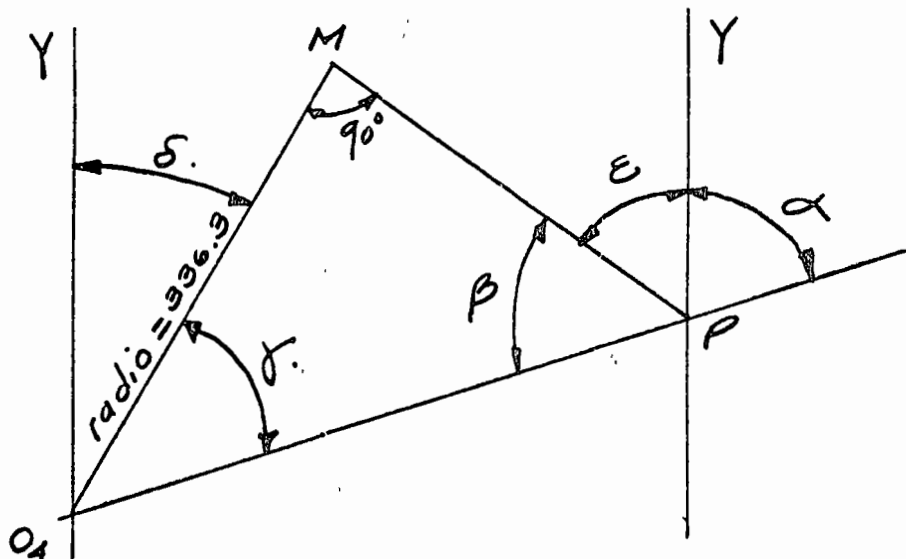
Coordenadas O_4 (9.713 , - 1.763).

P (14.000 , 0.0)

$$P - O_4 = 14.000 \quad 0.000$$

$$- \frac{9.713}{4.287} \quad \frac{-1.763}{-1.763}$$

$$4.287 \quad -1.763$$



$$\text{distancia } PO_4 = \sqrt{(4.287)^2 + (1.763)^2} = 4.635 \text{ m}$$

$$\text{cotg } \alpha = \frac{1.763}{4.287} = 0.4112 \quad \widehat{\alpha} = 67^\circ 39'$$

$$\text{Sen } \beta = \frac{3.363}{4.635} = 0.72556 = \cos \gamma$$

$$\widehat{\beta} = \text{ang sen } 0.72556 = 46^\circ 31'$$

$$\widehat{\gamma} = \text{ang cos } 0.72556 = 43^\circ 29'$$

$$\widehat{\delta} = \widehat{\alpha} - \widehat{\gamma} = 67^\circ 39' - 43^\circ 29' = 24^\circ 10'$$

$$\widehat{\delta} = 24^\circ 10'$$

$$\widehat{E} = 180^\circ - (\alpha + \beta)$$

$$\widehat{E} = 180^\circ - (67^\circ 39' + 46^\circ 31') = 65^\circ 50'$$

$$\text{Sen } \delta = \text{sen } 24^\circ 10' = 0.40939$$

$$\text{Cos } \delta = \text{cos } 24^\circ 10' = 0.91236$$

$$3.363 \times 0.40939 = 1.377 \text{ m}$$

$$3.363 \times 0.91236 = 3.068 \text{ m}$$

$$O_4 (9.713, -1.763)$$

$$+ \frac{1.377}{11.090}, + \frac{3.068}{1.305}$$

$$M (11.090, 1.305)$$

$$\tan \beta = \frac{3.363}{PM} \quad \therefore PM = \frac{3.363}{\tan \beta}$$

$$\beta = 46^\circ 31' \quad \tan \beta = \tan 46^\circ 31' = 1.05439$$

$$\overline{PM} = \frac{3.363}{1.05439} = 3.18952$$

$$\text{sen } \widehat{E} = \text{sen } 65^\circ 50' = 0.91236$$

$$\text{cos } \widehat{E} = \text{cos } 65^\circ 50' = 0.40939$$

$$3.18952 \times 0.91236 = 2.910 \text{ m}$$

$$3.18952 \times 0.40939 = 1.3057 \text{ m}$$

$$\text{Coordenadas de P } (14.000, 0.0)$$

$$= \frac{2.910}{11.090} + \frac{1.306}{1.306}$$

$$M (11.090, 1.306)$$

Hemos obtenido las coordenadas de los siguientes puntos:

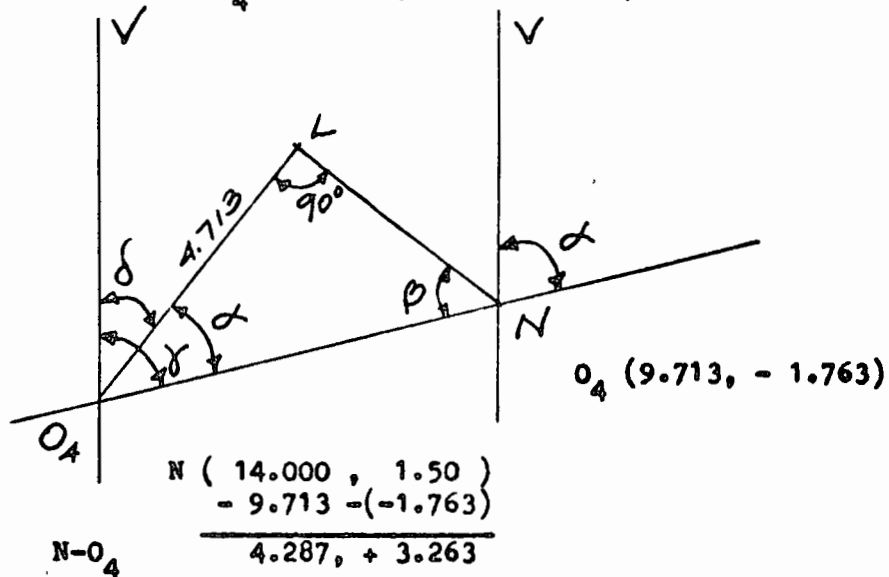
$$P (14.000 , 0.0)$$

$$N (14.000 , 1.50)$$

$$M (11.090 , 1.306)$$

Resta el punto "L"

Punto de tangencia de la recta que parte de "N" al círculo de centro O_4 y radio $(3.363 + 1.350) = 4.713$ m



$$\text{Distancia } O_4N = \sqrt{4.287^2 + 3.263^2} = 5.388 \text{ m}$$

$$\text{cotg } \alpha = \frac{3.263}{4.287} = 0.7611 \quad \alpha = 52^\circ 43' 20''$$

$$\text{sen } \beta = \frac{4.713}{5.388} = 0.8747 \quad \beta = 61^\circ 01' 00''$$

$$\gamma = 28^\circ 59'$$

$$\hat{\delta} = 52^\circ 43' 20'' - 28^\circ 59' 00'' = 23^\circ 44' 20''$$

$$\overline{LN} = \frac{4.713}{\tan \beta} = \frac{4.713}{1.80529} = 2.6107$$

$$\text{sen } \hat{\delta} = \text{Sen } 23^\circ 44' 20'' = 0.40260$$

$$\text{cos } \hat{\delta} = \text{Cos } 23^\circ 44' 20'' = 0.91537$$

$$4.713 \times 0.40260 = 1.897$$

$$4.713 \times 0.91537 = 4.314$$

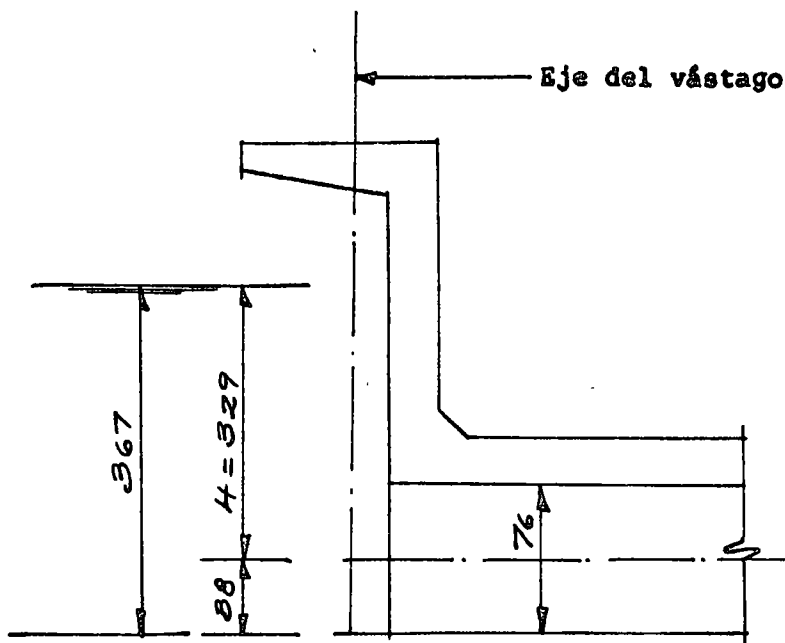
$$O_4 (9.713, - 1.763)$$

$$+ \frac{1.898}{11.611} + \frac{4.312}{2.551}$$

$$P.L (11.611, 2.551)$$

C O O R D E N A D A S

PUNTOS	X	Y
O	0.000	0.000
O ₀	0.000	1.919
O ₁	0.350	2.920
O ₂	3.000	2.920
O ₃	5.850	2.100
O ₄	9.713	- 1.763
A	0.000	2.920
B	0.674	2.787
C	1.863	1.456
D	1.059	3.720
E	2.272	3.101
F	3.750	2.920
G	5.100	2.920
H	3.750	2.100
I	5.100	2.100
J	6.380	1.570
K	7.335	0.615
L	11.611	2.551
M	11.090	1.306
N	14.000	1.500
P	14 000	0.000
Q	3.530	3.450
R	3.670	3.300



Compuerta deslizante de 0.76 x 0.76 m según plano TM-C-102

Fuerza por levantar = Area comp. x \bar{H} x w x μ

$$F = (0.76 \times 0.76) \times 3.29 \times 1000 \times 0.35 = 718 \text{ kgs}$$

Peso de la compuerta según plano TM-C-102 $W = 86 \text{ kgs}$

Longitud del vástago $L = 5.91 \text{ m}$

Longitud con rosca = $0.90 + 0.76 = 1.66 \text{ m}$

Longitud sin rosca = $5.91 - 1.66 = 4.25 \text{ m}$

ϕ del vástago = 2" ϕ

Peso por metro según Manual Monterrey $w = 15.896 \text{ kg/m}$

$$W = 15.896 \times 5.91 = 93.9 \text{ kgs}$$

$$F = 718 + 86 + 94 = 898 \text{ kgs} \quad 910 \text{ kgs} \quad \text{Ok}$$

°. Se usará mecanismo elevador según plano TM-C-121

Rosca A.C.M.E. sencilla de 3 1/2 hilos por 2.54

$$\text{radio de giro} \quad r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{\pi r^4 / 4}{\pi r^2}} = \frac{r}{2}$$

$$\text{Si } r = \frac{d}{2}; \quad r_x = \frac{d}{4} \quad d = \text{diámetro}$$

$$r_x = \frac{5.08}{4} = 1.27 \quad \text{Condiciones de apoyo } K = 0.8$$

$$\frac{Kl}{r_x} \leq 200 \quad l = \frac{200 \times 1.27}{0.8} = 318 \text{ cms}$$

Se pondrá como distancia $l = 200 \text{ cms}$ para que el vástago

go trabaje en iguales condiciones tanto del lado del mecanismo como del lado de la compuerta.

Guía para vástago de 2" ϕ según plano TM-C-412.

DESAGUE DE FONDO

Para valuar el volumen que es necesario desaguar por el fondo, necesitamos estimar la separación máxima entre represas.

$$d = 3.67 \text{ m} \quad s = 0.0002 \quad \text{sep} = \frac{3.67}{0.0002} = 18350 \text{ m}$$

$$\text{Vol} = Axd$$

$$A = (3.7 + 1.5 d) d$$

$$V = (3.7 + 1.5 d)d$$

El vaciado de este volumen se deberá hacer con una velocidad de 2.54 cm por hora.

Para saber que gasto se requiere en el desagüe de fondo se hará un funcionamiento por incrementos esto es:

Para 3.67 m con el intervalo de 0.025 m nos queda de 3.645 m.

Valuando el volumen inicial menos el volumen final obtenemos el volumen a desaguar por hora.

d en m	A en m ²	V en m ³	V en m ³	Q en m ³ /seg
3.670	33.782	619 906		
3.645	33.415	613 175	6 731	1.81
3.600	32.760	601 146		
3.575	32.368	594 511	6 634	1.84
3.240	27.734	508 926		
3.215	27.399	502 787	5 642	1.70
2.880	23.097	423 840		
2.855	22.790	418 197	5 148	1.56
2.520	18.849	345 890		
2.495	18.569	340 741	4 651	1.43
2.160	14.990	275 073		
2.135	14.736	270 420	4 157	1.29
1.800	11.520	211 392		
1.775	11.293	207 234	3 661	1.15
1.440	8.438	154 844		
1.415	8.238	151 182	3 165	1.01
1.080	5.745	105 431		
1.055	5.573	102 265	2 670	0.88
0.720	3.441	63 153		
0.695	3.296	60 482	2 175	0.74

CARACTERISTICAS DEL CANAL DE DESAGUE.

$$Q = 18.00 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$d = 1.50 \text{ m}$$

$$n = 0.30$$

$$t = 1.5:1$$

Valuando el ancho necesario para tener un tirante crítico a la salida.

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T}$$

$$\frac{18.0^2}{9.81} = \frac{[(b + 1.5 \times 1.5) 1.5]^3}{b + 3 \times 1.5}$$

$$= \frac{(1.5 b + 2.25)^3}{b + 4.5}$$

para $b = 2.60$ m se cumple la igualdad.

Pendiente Crítica

$$A = 7.275 \text{ m}^2$$

$$p = 8.007 \text{ m}$$

$$v = 2.474$$

$$r = 0.9085 \text{ m}$$

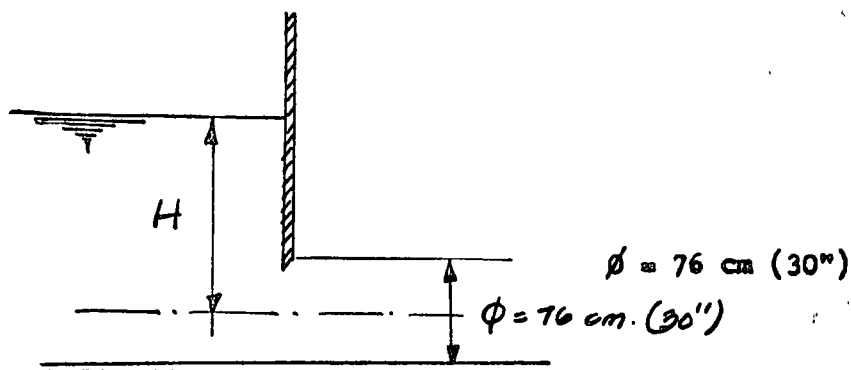
$$r^{2/3} = 0.9378$$

$$n = 0.030$$

$$S_c = \left(\frac{v n}{r^{2/3}} \right)^2 = \left(\frac{2.474 \times 0.030}{0.9378} \right)^2$$

$$S_c = 0.0062 \quad \text{adoptamos } S = 0.0065$$

CAPACIDAD DEL DESAGUE



Fórmula

$$Q = C_v \sqrt{2gH} A$$

en donde

C_v coef. de descarga

A = área círculo

H = carga

Desarrollando la fórmula para

H en m	Q en m ³ /seg	A en m ²	d en m
3.3975	1.87	0.3272	0.645
3.3275	1.84	0.3253	0.643
2.9675	1.70	0.3182	0.636
2.6075	1.56	0.3115	0.629
2.2475	1.43	0.3076	0.625
1.8875	1.29	0.3028	0.620
1.5275	1.15	0.3002	0.618
1.1675	1.01	0.3010	0.610
0.8075	0.88	0.3150	0.630

64.5 cm = 25" El diámetro inmediato superior comercial es 30" 76 cm que es el que se adopta.

México, D. F., junio 12 de 1972.

'sede

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION DE PROYECTOS.
DEPARTAMENTO DE CANALES

PROYECTO DE REPRESAS COLADAS EN SITIO.

COMPUERTAS METALICAS.

Sección tipo 10

Datos hidráulicos.

$$b = 1.00 \text{ m}$$

$$d = 1.50 \text{ m}$$

$$b.l. = 0.40 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Area hidráulica del canal} &= 1.00 \times 1.50 + 1.5 (1.50)^2 \\ &= 4.875 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Utilizando 2 compuertas en la represa:

$$b = \frac{4.875}{2 \times 1.50} = 1.625 \text{ m (Ancho necesario)}$$

Según el Manual Monterrey se tiene la placa comercial.

(60" x 5/16") 152.9 x 0.79

Dejando un traslape de 3 cm a cada lado.

$$b = 1.66$$

$$b_n = 1.66 - 0.06 = 1.60 \text{ m}$$

B = Ancho de la compuerta

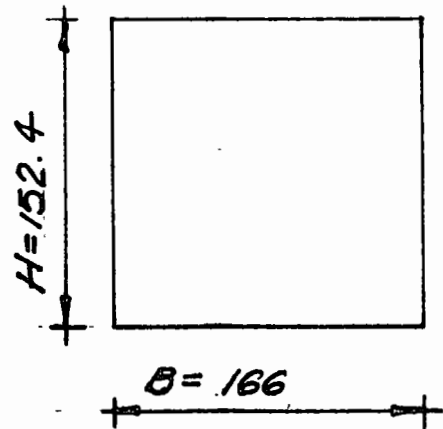
H = Alto de la compuerta

$$\text{A.H.R.} = 2 \times 1.60 \times 1.50 = 4.80 \text{ m}^2$$

$$\frac{\text{A.H.R.}}{\text{A.H.C}} = \frac{4.800}{4.875} \times 100 = 98\% \text{ ok}$$

Longitud de transición $L = \frac{T-t}{2} \cotg 12^\circ 30'$

$$L = \frac{2.50 - 3.35}{2} = 4.911 = 4.85 \text{ m}$$



Se analizará la compuerta para el caso más desfavorable, o sea cuando se encuentra ligeramente abierta.

$$h = d + b.l = 1.50 + 0.40 = 1.90 \text{ m}$$

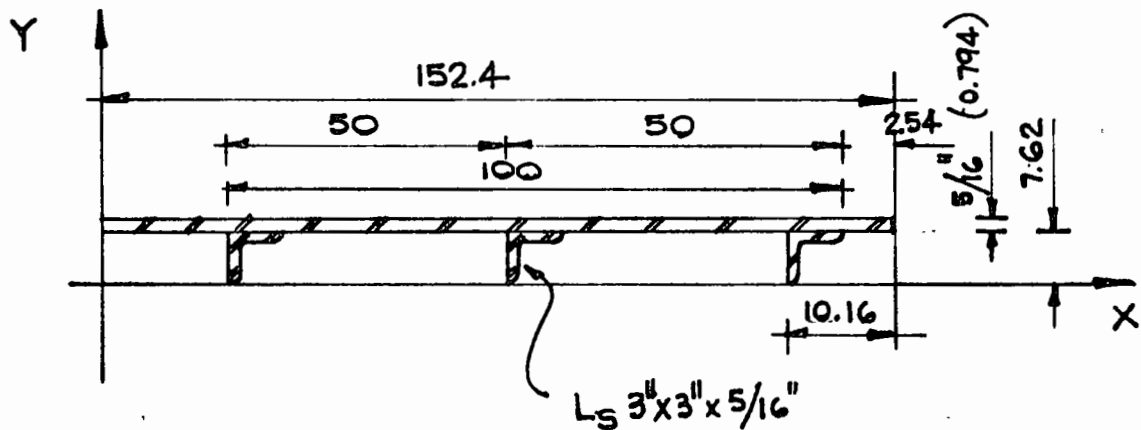
$$\text{Presión} = wh = 1000 \text{ kg/m}^3 \times 1.90 \text{ m} = 1900 \text{ kg/m}^2$$

$$w/m = \frac{1900 \times 1.90}{2} = 1805 \text{ kg/m}$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{w l^2}{8} = \frac{1805 \times 1.50^2}{8} = 508 \text{ kg-m}$$

$$\text{Usando A - 7 } P_b = 0.6 F_y = 1400 \text{ kg/m}^2$$

Suponiendo placa de 5/16" y 3 L_s de 3" x 3" x 5/16"



$$y \text{ de la } = 7.62 + \frac{0.794}{2} = 8.017 \text{ cms}$$

$$\text{Area de la } = 152.4 \times 0.794 = 121.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area } 3 \text{ L}_s = 3 \times 11.48 = 34.44 \text{ cm}^2$$

$$\text{Area total} = 155.44 \text{ cm}^2$$

$$y = \frac{121 \times 8.017 + 34.44 \times 5.41}{155.44} = 7.44 \text{ cms}$$

$$I_X = \frac{152.4 \times 0.794^3}{12} + 121.00 (0.577)^2 = 46.64 \text{ cm}^4$$

$$I_{X3L_s} = 3 \left[62.90 + 11.48 (2.03)^2 \right] = 330.62 \text{ cm}^4$$

$$I_{X\text{Total}} = I_X + I_{X3L_s} = 46.64 + 330.62 = 377.26 \text{ cm}^4$$

Aplicando la fórmula de la escuadría se tiene:

$$f = \frac{M}{I} C = \frac{508 \times 100}{377.26} \times 7.44 = 1002 \text{ kg/cm}^2 \quad 1400 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{ok}$$

Aumentándole $1/16''$ a la placa por efecto de corrosión

$$\text{Espesor total de la placa} = 5/16'' + 1/16'' = \frac{6''}{16} = 3/8''$$

Se usará de $3/8''$ con $3L_s$ de $3'' \times 3'' \times 5/16''$

Diseño del vástago

Considerando un paso de la cuerda de $3 \frac{1}{2}$ hilos x pulgada rosca A.C.M.E. sencilla.

Longitud del vástago

$$L = 1.00 + 0.15 + 0.60 + 0.40 + 0.50 = 2.65 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Longitud en rosca} &= d + \frac{b \cdot l}{2} + 0.15 \\ &= 1.50 + 0.20 + 0.15 \\ &= 1.85 \text{ m} \end{aligned}$$

Condición para que la con--
puerta suba 20 cm del bordo
libre.

Longitud sin rosca = 0.80 m

Suponiendo un vástago de $1 \frac{3}{4}'' \phi$

Aplicando la fórmula 25 (Design of Machin Elements Fairies).

$$f = \frac{C \pi^2 EA}{N \left(\frac{L}{K}\right)^2} \quad \begin{aligned} C &= 0.8 \\ A &= \frac{\pi D^2}{4} \end{aligned}$$

$$D = \phi = 2h \quad h = \frac{1}{2} p$$

$$\text{Avance} = \frac{1''}{3.5} = 0.2857''$$

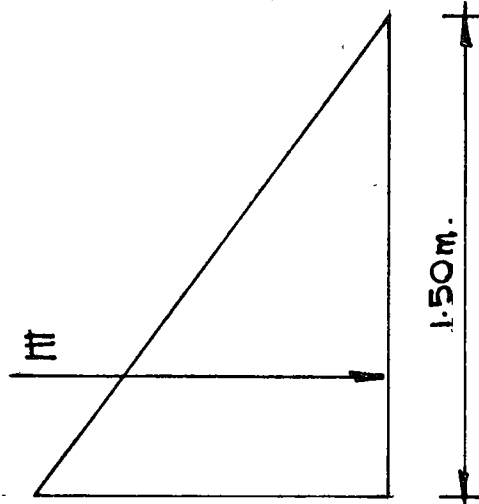
$$D = 1.750 - 0.2857 = 1.464'' = 3.718 \text{ cms}$$

$$A = \frac{3.14 (3.718)^2}{4} = 10.85 \text{ cm}^2 \quad K = \frac{D}{4} = \frac{3.718}{4} = 0.929 \quad N = 3.5$$

$$F = \frac{0.8 (3.14)^2 \times 2.1 \times 10^6 \times 10.85}{3.5 \left(\frac{185}{0.929}\right)^2} = 1295 \text{ kgs}$$

Fmáx admisible = 1295 kgs

Empuje producido por el agua.



$$P = wh = 1000 \times 1.50 = 1500 \text{ kg/m}^2$$

$$E = \bar{w}A = 1000 \text{ kg/m}^3 \times 0.75 \text{ m} \times 1.60 \times 1.524 = 1829 \text{ kgs}$$

Considerando un coeficiente de fricción $\mu = 0.35$ (Ver plano).

$$E \cdot \mu = 1829 \times 0.35 = \underline{640} \text{ kgs}$$

$$\text{Peso de la hoja de } 3/8'' \quad W = 74.69 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Area hoja} = 1.66 \times 1.524 = 2.529 \text{ m}^2$$

$$W_T = 74.69 \text{ kg/m}^2 \times 2.529 \text{ m}^2 = \underline{189} \text{ kgs}$$

$$\text{Peso de los } L_s \text{ } 3'' \times 3'' \times 5/16'' \quad v = 9.08 \text{ kg/m}$$

$$\text{Longitud } L_1 = 1.58 \times 3 = 4.74 \text{ m}$$

$$W L_s = 9.08 \text{ kg/m} \times 4.74 \text{ m} = 43.03 \text{ kgs}$$

$$\text{Peso del vástago acero redonde } 1 \text{ } 3/4'' \beta \quad L = 2.65 \text{ m} \quad w = 12.17 \text{ kg/m}$$

$$W = 12.17 \text{ kg/m} \times 2.65 \text{ m} = 32.25 \text{ kgs}$$

Fuerza a la que trabaja el vástago

$$F = 640 + 189 + 43.03 + 32.25 = 904 \text{ kgs}$$

De acuerdo con el plano TH-C-100 la capacidad del mecanismo elevador uti

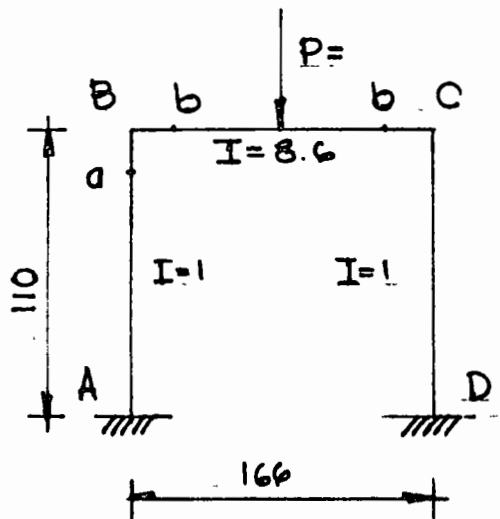
lizando un vástago de $1\frac{3}{4}$ " ϕ . Rosca A.C.M.E. sencilla $3\frac{1}{2}$ hilos x -
2.54 y una longitud con rosca de $1.905 \approx 1.85$ m $F = 1098$ kgs.

$$F = 904 \text{ kgs} \quad 1098 \text{ kgs}$$

$$f = 904 \text{ kgs} \quad 1295 \text{ kgs}$$

Está correcto vástago de $1\frac{3}{4}$ " ϕ

Considerando la estructura como marco y suponiendo una canal de 6" liviana.



$$\text{Peso canal 6" liviana} = 12.20 \text{ kg/m}$$

$$W = 12.20 \text{ kg/m} \times 1.66 \text{ m} = 20.00 \text{ gks}$$

$$\text{Peso carteles} = 10.00 \text{ kgs}$$

$$\text{Peso} = 10.00 \text{ kgs}$$

$$\text{Peso mecanismo} = 100.00 \text{ kgs}$$

$$\underline{\underline{= 140.00 \text{ kgs}}}$$

$$P = 904 + 140 = 1044 \text{ kgs}$$

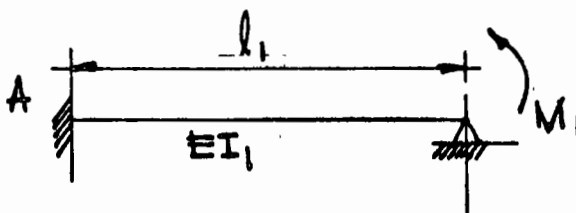
$$I_{XL} = 62.9 \text{ cm}^4$$

$$3" \times 3" \times 5/16"$$

$$I_{XI} \text{ 6" Liviana} = 541 \text{ cm}^4$$

$$i = \frac{541}{62.9} = 8.6$$

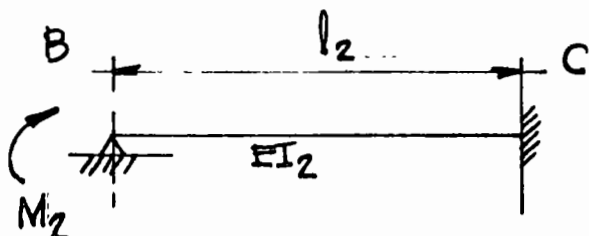
Sección B-A



$$\frac{M_1 l_1}{4EI_1} = \frac{M_1}{4EK_1}$$

$$K_1 = \frac{I_1}{l_1} = \frac{1}{1.10} = 0.91$$

Sección B-C



$$\frac{M_2 l_2}{4EI_2} = \frac{M_2}{4EK_2}$$

$$K_2 = \frac{I_2}{l_2} = \frac{8.60}{1.66} = 5.18$$

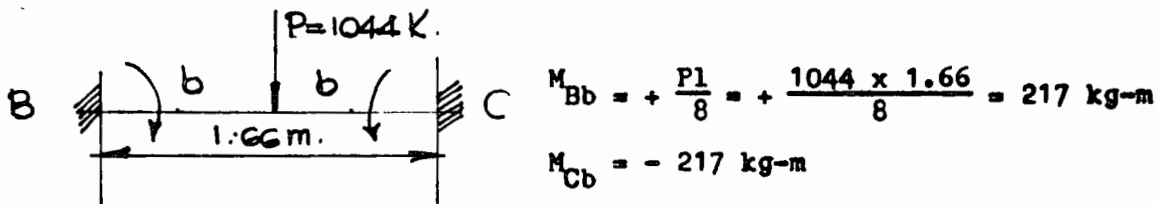
$$\frac{M_1}{4EK_1} = \frac{M_2}{4EK_2} = \frac{M_1 + M_2}{4E(K_1 + K_2)} = \frac{M}{4E(K_1 + K_2)}$$

$$\frac{M_1}{4EK_1} = \frac{M}{4E(K_1 + K_2)} \quad M_1 = M \frac{K_1}{K_1 + K_2}$$

$$M_2 = M \frac{K_2}{K_1 + K_2}$$

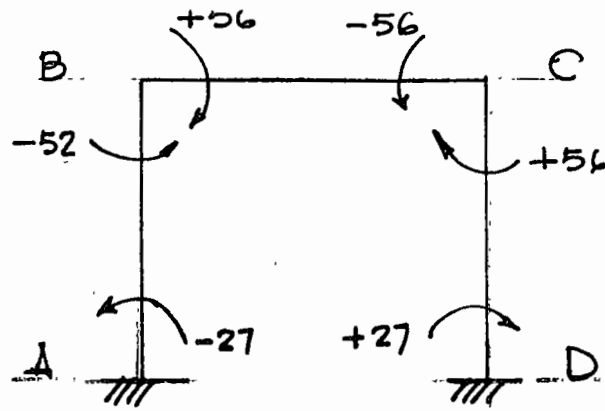
Nudo "B" $\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = \frac{K_1}{K_1 + K_2} = \frac{0.91}{0.91 + 5.18} = 0.150 \\ \rho_p = \frac{K_2}{K_1 + K_2} = \frac{5.18}{0.91 + 5.18} = 0.850 \\ = 1.000 \end{array} \right.$

Momentos de empotramiento sección B-C

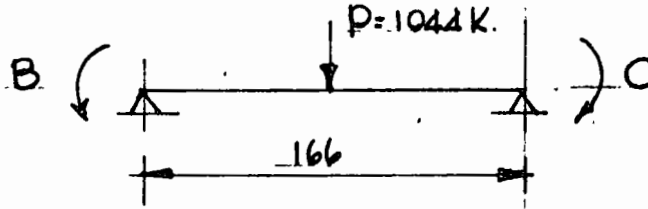


	Empotramiento	Nudo		Nudo	Empotramiento	
	A	B		C	D	
		a	b	b	a	
Factor de distribución.		0.15	0.85	0.85	0.15	
Momentos iniciales	0	0	+217	-217	0	
	- 16	- 33	-184	+184	+ 33	+ 16
			+ 92	- 92		
	- 7	- 14	- 78	+ 78	+ 14	+ 7
			+ 39	- 39		
	- 3	- 6	- 33	+ 33	+ 6	+ 3
			+ 16	- 16		
	- 1	- 2	- 14	+ 14	+ 2	+ 1
			+ 7	- 7		
		- 1	- 6	+ 6	+ 1	
	- 27	- 56	+ 56	- 56	+ 56	+ 27

O sea los momentos que a continuación se muestran



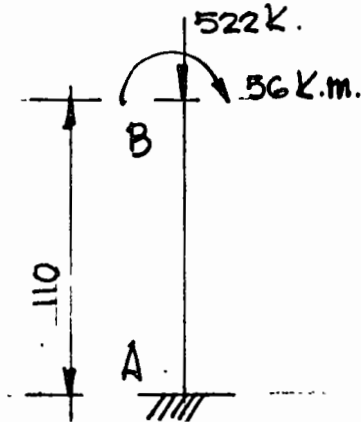
Aislando el cabezal B-C



$$R_{By} = \frac{1044}{2} = 522 \text{ kgs}$$

$$R_{Cy} = 522 \text{ kgs}$$

Análisis de la columna



$$G_A = 1 \text{ Empotramiento}$$

$$G_B = \frac{\sum \frac{I_c}{e_c}}{\sum \frac{I_q}{l_q}}$$

Suponiendo como columna L_s 3"x3"x5/16"

$$I_{XL} = 62.9 \text{ cm}^4$$

$$l = 110 \text{ cms}$$

De la trabe canal 6" Liviana. $I_X = 514 \text{ cm}^4$

$$l = 166 \text{ cms}$$

$$G_B = \frac{\frac{62.9}{110}}{\frac{514}{166}} = 0.175$$

Determinando el valor de K de acuerdo con el nomograma del Manual Monterrey

$$K = 1.20$$

$$\frac{Kl}{r} = \frac{1.20 \times 110}{1.50} = 88$$

$$F_a = 1015 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = 0.6 F_y = 1900 \text{ kg/cm}^2 \quad A-7$$

$$\text{Area } L_s \text{ 3"x3"x5/16" } = 11.48 \text{ cm}^2$$

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{522}{11.48} = 45.47 \text{ kg/cm}^2$$

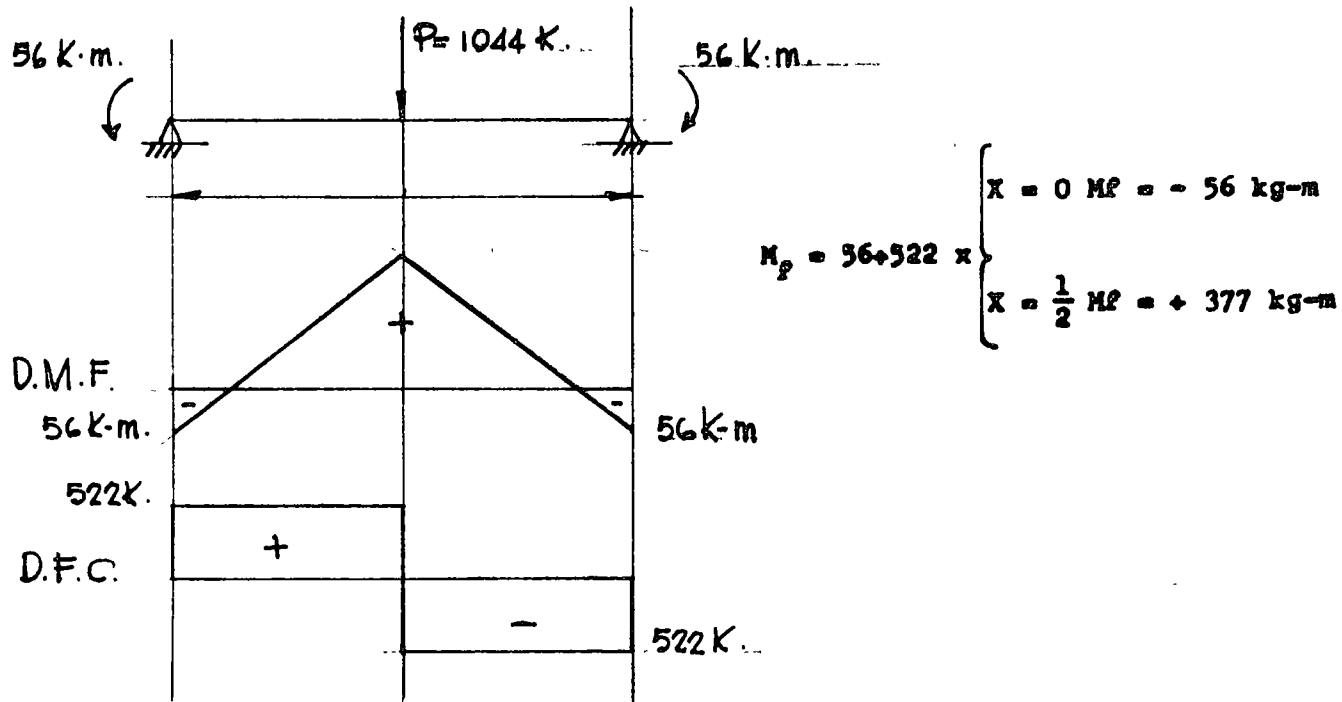
$$\frac{f_a}{F_a} = \frac{45.47}{1015.00} = 0.045 \quad 0.15 \quad e_k$$

$$f_b = \frac{M_x}{S_x} = \frac{56 \times 100}{11.6} = 483 \text{ kg/cm}^2 \quad \frac{f_b}{F_b} = \frac{483}{1900} = 0.345$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} = 1.0 \quad 0.045 + 0.345 = 0.390 \quad 1.00 \quad \text{ok}$$

∴ Se usarán L_s 3" x 3" x 5/16" como columnas.

Diseño del cabezal.



Propiedades de la canal de 6" liviana.

$$6'' \left[\begin{array}{ll} I_x = 541 \text{ cm}^4 & I_y = 29.1 \text{ cm}^4 \\ S_x = 71 \text{ cm}^3 & K = 1.9 \text{ cm} \\ B_f = 4.9 \text{ cms} & t_w = 5.1 \text{ cms} \\ t_f = 0.87 \text{ cms} & \end{array} \right.$$

$$\text{Area patín} = 4.9 \times 0.87 = 4.26 \text{ cm}^2$$

$$A_w = (15.24 - 2K) t_w = (15.24 - 3.8) 0.51 = 5.83 \text{ cm}^2$$

Aplicando fórmulas (4) y (5) del Manual Monterrey Pág. 23.

$$F_b = \left(\frac{1 - \left(\frac{1}{\phi}\right)^2}{2C_c^2 C_b} \right) 0.6 F_y$$

$$F_b = \frac{843700}{1d/AF}$$

$$T_y = \frac{1/2 I_y}{A\bar{p} + \frac{1}{6} A\bar{v}} = \frac{1/2 \times 29.1}{4.26 + \frac{1}{6} \times 5.83} = 1.66 \text{ cms}$$

$$\frac{K1}{r} = \frac{1.2 \times 166}{1.66} = 120 \quad \left(\frac{K1}{r}\right)^2 = 14\,400$$

$$F_b = 0.6 F_y = 1400 \text{ kg/cm}^2 \quad A=7 \quad C_c = 132 \quad C_b = 1$$

$$F_b = \left(1 - \frac{14\,400}{2 \times 132^2 \times 1}\right) 1400 = 822 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_b = \frac{843\,700}{\frac{166 \times 15.24}{4.26}} = 1420 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Se toma como máximo } 1400 \text{ kg/cm}^2).$$

$$\text{fact} = \frac{M_x}{S_x} = \frac{377 \times 100}{71} = 531 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2 \therefore \text{ok}$$

Revisión por cortante:

$$f = \frac{V}{\text{Area alma}} = \frac{522}{5.83} = 90 \text{ kg/cm}^2 < 928 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_v \text{ permisible} = 0.4 F_y = 928 \text{ kg/cm}^2$$

∴ Se usará canal de 6" liviana en el cabezal.

Revisión de los tornillos que fijan la \overline{P} con la canal.

Capacidad al cortante simple de un tornillo de 5/8" ϕ

C.c.s = 1386 kgs Pág. 290 M.M.

Fórmula por aplicar

$$R = \sqrt{\left(\frac{P}{Nn}\right)^2 + \left(\frac{P e}{y^2} c\right)^2}$$

$$P = 522 \text{ kgs}$$

$$e = 5.45 \text{ cms}$$

N = número de remaches en el plano horizontal

n = número de planos horizontales

$$R = \sqrt{\left(\frac{522}{1 \times 4}\right)^2 + \left(\frac{522 \times 5.45}{2(4)^2 + 2(8)^2} \times 8.25\right)^2} = 196 \text{ kgs} < 1386 \text{ kgs} \therefore \text{ok}$$

Se usarán tornillos de 5/8" ϕ

Diámetro del agujero = 5/8" + 1/16" = 11/16" ϕ

Determinación del largo necesario.

Espesor $\frac{1}{2}$ = $3/8"$ ϕ $t_v = 0.51$ cms

Agarre $0.95 + 0.51 = 1.46$ cms largo tornillo $1\ 1/2"$

Placa de asiento: Dimensiones ($21 \times 45 \times 5/16"$)

Diseño de la soldadura:

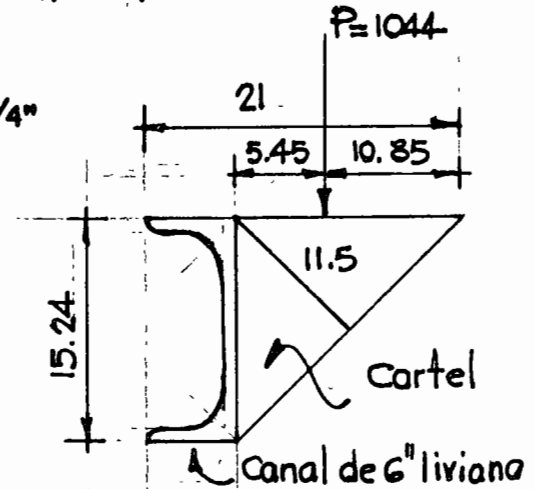
$$d = t - 1/16" = 5/16" - 1/16" = 4/16" = 1/4"$$

$$D = 1/4" \quad g = 0.7 D = 0.4445$$

$$P = \frac{P}{lg} = \frac{1044}{11.5 \times 0.4445} = 204$$

$$q = \frac{3Pe}{gl^2} = \frac{3 \times 1044 \times 5.45}{0.4445 \times 11.5^2} = 290$$

$$R = \sqrt{(p)^2 + (q)^2} = \sqrt{(204)^2 + (290)^2} = 354 \text{ kg/cm}^2 < 950 \text{ kg/cm}^2$$



Diseño de los carteles:

$$t = \frac{6M}{Sd^2}$$

$$M = 1044 \times 5.45 = 5690 \text{ kg-cm}$$

$$S = 1400 \text{ kg/cm}^2 \quad A=7$$

$$t = \frac{6 \times 56.90}{1400 \times (11.5)^2} = 0.18 \text{ cm}$$

∴ Se usará $\frac{1}{2}$ de $1/4"$ de espesor (0.635 cm) en los carteles.

México, D. F., junio de 1970

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION DE PROYECTOS.
DEPARTAMENTO DE CANALES

ZONA DE RIEGO DEL RIO SAN LORENZO, SIN., CANAL LAT. 14+420 DEL CANAL PRINCIPAL SAN LORENZO MARGEN DERECHA KM 4+145.50, ALCANTARILLA EN EL CRUCE CON EL F.C. DEL PACIFICO KM 1001+915.35.

MEMORIA DE CALCULO

DESCRIPCION:

En la Zona de Riego del Río San Lorenzo, Sin., el canal Lat. 14+420 del Canal Principal margen derecha Km 4+145.50, cruzará con el ferrocarril del Pacífico en su Km 1001+915.35, se eligió como estructura de cruce más conveniente una alcantarilla de concreto reforzado, de un conducto rectangular para dar paso a un gasto de 1.873 m³/seg.

DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL

Q = 1.873 m ³ /seg	r = 0.489 m
b = 0.90 m	v = 0.925 m/seg
d = 0.90 m	n = 0.030
A = 2.025 m ²	s = 0.002
p = 4.145 m	t = 1.5:1

DATOS HIDRAULICOS DEL CONDUCTO

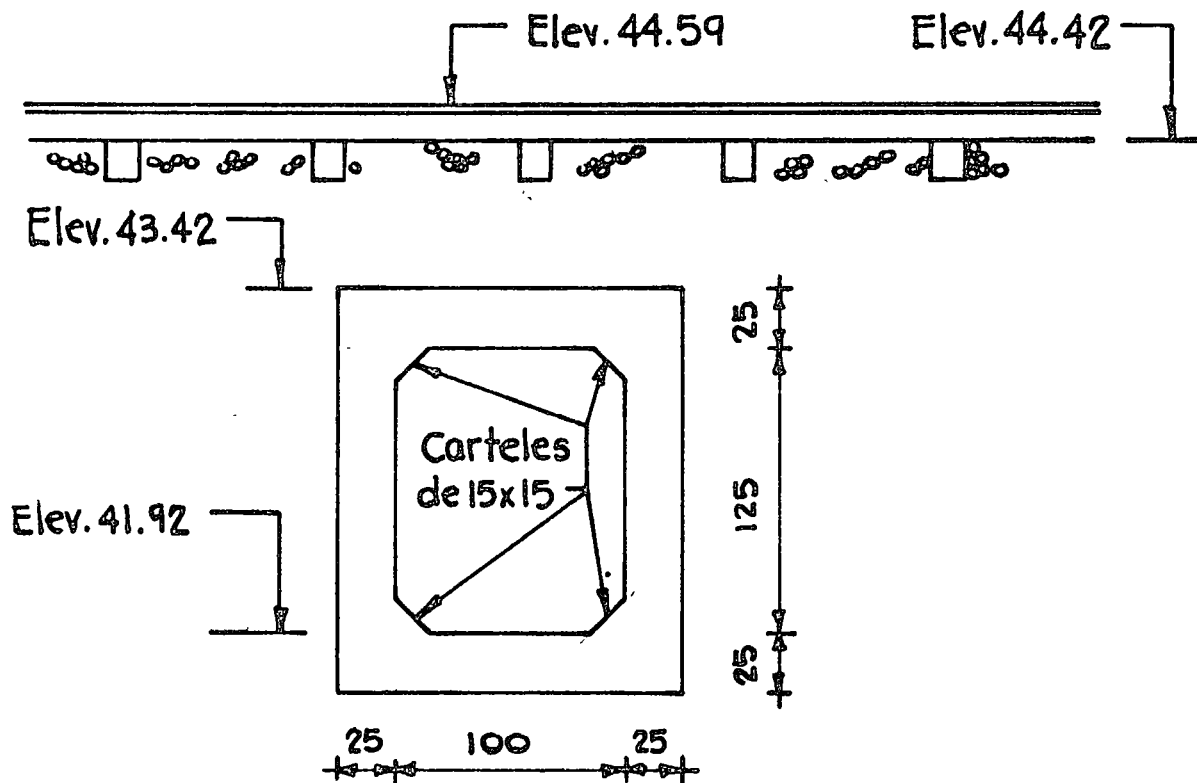
Q = 1.873 m ³ /seg	p = 4.149 m
B = 1.00 m	r = 0.290 m
H = 1.25 m	v = 1.554 m/seg
A = 1.205 m ²	n = 0.015

CALCULOS ESTRUCTURALES

Consideramos el conducto vacío y sujeto a cargas exteriores.

DATOS DEL PROYECTO

Elevación del homgo del riel	44.59 m
Elevación del lecho superior del conducto	43.42 m
Colchón de tierra	0.62 m
Colchón de balasto	0.38 m
Altura del conducto	1.25 m
Espesor supuesto de los elementos	0.25 m



CARGA MUERTA

$$W_{\text{tierra}} = 0.62 \times 1800 = 1116 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{(vía+balasto+accesorios)}} = 575 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{cm}} = 1691 \text{ kg/m}^2$$

CARGA VIVA - COOPER E-60

$$W_{\text{cv}} = 5200 \text{ kg/m}^2$$

$$W_{\text{impacto}} = K \left[\frac{CV}{CV+CM} \right] \quad CV = 3924 \text{ kg/m}^2$$

$$K = 1$$

CARGA SOBRE LOSA SUPERIOR

$$W_{cm} + W_{cv} + W_{imp} + W_{pp} = 1691 + 5200 + 3924 + 600 = 11415 \text{ kg/m}^2$$

$$W_1 = 11415 \text{ kg/m}^2$$

CARGA SOBRE LOSA INFERIOR

$$W_{\text{conducto}} = (1.75 \times 1.50 - 1.205) 2400 = 3408 \text{ kg/m}$$

$$\text{Peso conducto/m}^2 = \frac{3.408}{1.50} = 2.272 \text{ kg/m}^2$$

REACCION DEL TERRENO

$$RT = 1691 + 5200 + 3924 + 2272 = 13087 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Peso propio losa inferior} = 0.25 \times 2400 = 600 \text{ kg/m}^2$$

$$W_2 = RT - W_{p_o p_o} = 13087 - 600 = 12487 \text{ kg/m}^2$$

ESFUERZO DE COMPRESION EN EL TERRENO

$$F_{(+)} = 1.3087 \text{ kg/cm}^2$$

CARGA SOBRE PAREDES LATERALES

Se considera que las presiones actúan sobre la pared, -
entre los ejes de las losas superior e inferior.

SOBRECARGA DEBIDA A LA CARGA VIVA

$$h_v = \frac{5200}{1800} = 2.89 \text{ m}$$

ESPESOR DEL TERRAPLEN = 1.00 m

$$H_T = 3.89 \text{ m}$$

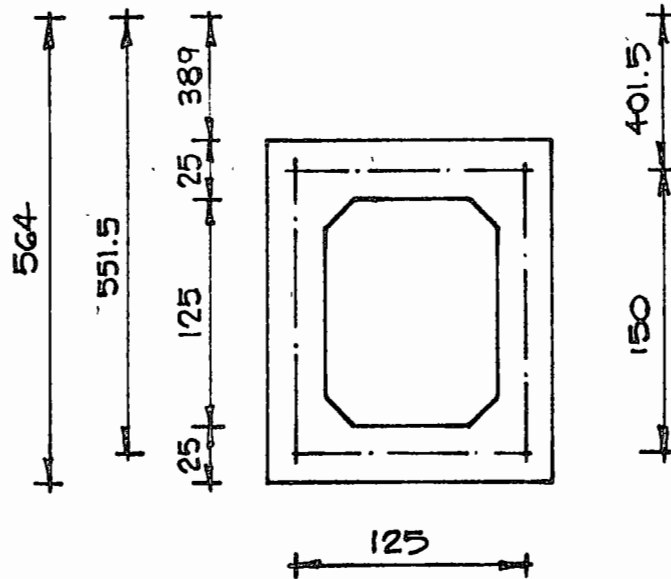
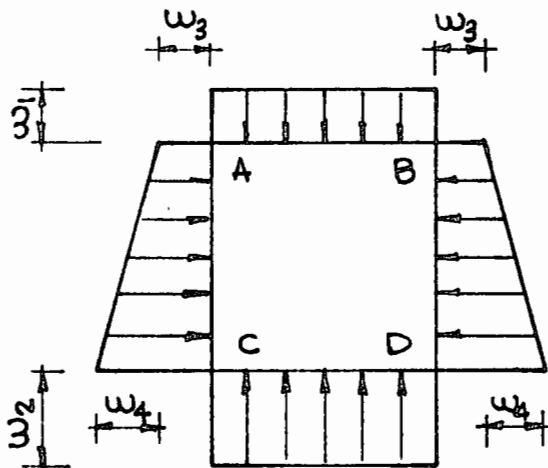


DIAGRAMA DE CARGAS



$$W_1 = 11415 \text{ kg/m}^2$$

$$W_2 = 12487 \text{ kg/m}^2$$

$$W_3 = 0.286 \times 1800 \times 4.015 = 2067 \text{ kg/m}^2$$

$$W_5 = 0.286 \times 1800 \times 5.515 = 2839 \text{ kg/m}^2$$

$$W_4 = W_5 - W_3 = 2839 - 2067 = 772 \text{ kg/m}^2$$

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO INICIALES

$$M_{AB} = M_{BA} = \frac{W_1 l^2}{12} = \frac{11415 \times 1.25^2}{12} = 1486 \text{ kg-m}$$

$$M_{CD} = M_{DC} = \frac{W_2 l^2}{12} = \frac{12487 \times 1.25^2}{12} = 1626 \text{ kg-m}$$

$$M_{AC} = M_{BD} = \frac{W_3 l^2}{12} + \frac{W_4 l^2}{30} = \frac{2067 \times 1.5^2}{12} + \frac{772 \times 1.5^2}{30} = 388 + 58 = 446 \text{ kg-m}$$

$$M_{CA} = M_{DB} = \frac{W_3 l^2}{12} + \frac{W_4 l^2}{20} = 388 + 86 = 474 \text{ kg-m}$$

RIGIDECES

$$K = \frac{4EI}{L} \quad 4EI = \text{CTE.}$$

ELEMENTOS HORIZONTALES: $K_1 = \frac{1}{1.25} = 0.80$

ELEMENTOS VERTICALES: $K_2 = \frac{1}{1.50} = 0.667$
 $\Sigma K = 1.467$

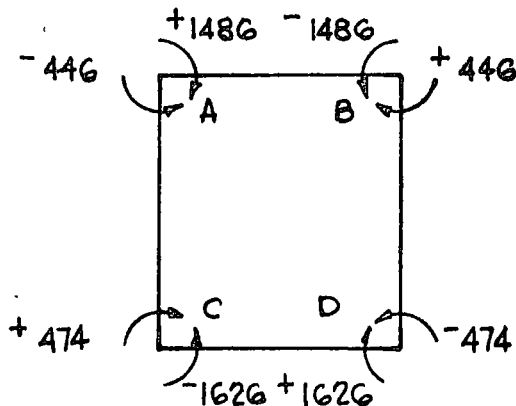
FACTORES DE DISTRIBUCION

ELEMENTOS AB y CD:

$$F_D = \frac{0.80}{1.467} = 0.55$$

ELEMENTOS AC y BD:

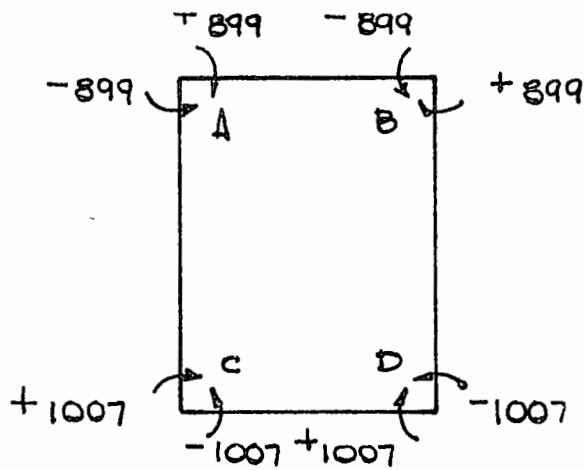
$$F_D = \frac{0.667}{1.467} = 0.45$$



CALCULO DE MOMENTOS FINALES POR EL METODO DE CROSS

NUDO	A		B		D		C	
BARRA	AC	AB	BA	BD	DB	DC	CD	CA
F_D	0.45	0.55	0.55	0.45	0.45	0.55	0.55	0.45
Me	-446	+1486	-1486	+446	-474	+1626	-1626	+474
Md	-468	-572	+572	+468	-518	-634	+634	+518
Mt	+259	+286	-286	-259	+234	+317	-317	-234
Md	-245	-300	+300	+245	-248	-303	+303	+248
Mt	+124	+150	-150	-124	+122	+151	-151	-122
Md	-123	-151	+151	+123	-123	-150	+150	+123
Mf	-899	+899	-899	+899	-1007	+1007	-1007	+1007

DIAGRAMA DE MOMENTOS FINALES



CORTANTES AL EJE, AL PAÑO Y AL CARTEL

BARRA AB:

$$V_{isost} = \frac{W_1 l_1}{2} = \frac{11415 \times 1.25}{2} = 7134 \text{ kg}$$

$$V_{HIPER} = 0$$

$$V_{AB(E)} = 7134 \text{ kg}$$

$$V_P = V_E - W_1 X_1 = 7134 - 11415 \times 0.125 = 5707 \text{ kg}$$

$$V_C = V_E - W_1 X_2 = 7134 - 11415 \times 0.275 = 3995 \text{ kg}$$

BARRA CD:

$$V_{isost} = \frac{W_2 l_1}{2} = \frac{12487 \times 1.25}{2} = 7804 \text{ kg}$$

$$V_{HIPER} = 0$$

$$V_{CD(E)} = 7804 \text{ kg}$$

$$V_P = V_E - W_2 X_1 = 7804 - 1561 = 6243 \text{ kg}$$

$$V_C = V_E - W_2 X_2 = 7804 - 3434 = 4370 \text{ kg}$$

BARRA AC:

$$V_{isost} = \frac{W_3 l_2}{2} + \frac{W_4 l_2}{6} = \frac{2067 \times 1.5}{2} + \frac{772 \times 1.5}{6}$$

$$V_{isost} = 1550 + 193 = 1743 \text{ kg}$$

$$V_{\text{HIPER}} = \frac{M_{\text{CA}} - M_{\text{AC}}}{l_2} = \frac{1007 - 899}{1.5} = 72 \text{ kg}$$

$$V_{\text{AC(E)}} = 1743 - 72 = 1671 \text{ kg}$$

$$V_{\text{CA}_{\text{isost}}} = \frac{2067 \times 1.5}{2} + \frac{772 \times 1.5}{3} = 1550 + 386 = 1936 \text{ kg}$$

$$V_{\text{CA(E)}} = 1936 + 72 = 2008 \text{ kg}$$

$$V_{\text{AC(P)}} = V_{\text{E}} - W_1 X_1 - \frac{W_4 X_1^2}{2L} = 1671 - 2067 (0.125) - \frac{772 (0.125)^2}{2L}$$

$$V_{\text{AC(P)}} = 1671 - 258 - 4 = 1409 \text{ kg}$$

$$V_{\text{AC(C)}} = V_{\text{E}} - W_3 X_2 - \frac{W_4 X_2^2}{2L} = 1671 - 2067 (0.275) - \frac{772 (0.275)^2}{2 \times 1.5}$$

$$V_{\text{AC(C)}} = 1671 - 568 - 19 = 1084 \text{ kg}$$

$$V_{\text{CA(C)}} = V_{\text{E}} - W_3 X_3 - \frac{W_4 X_3^2}{2L} = 1671 - 2067 (1.225) - \frac{772 (1.225)^2}{3}$$

$$V_{\text{CA(C)}} = 1671 - 2532 - 386 = -1247 \text{ kg}$$

$$V_{\text{CA(P)}} = V_{\text{E}} - W_3 X_4 - \frac{W_4 X_4^2}{2L} = 1671 - 2067 (1.375) - \frac{772 (1.375)^2}{3}$$

$$V_{\text{CA(P)}} = 1671 - 2842 - 487 = -1658 \text{ kg}$$

LOCALIZACION Y CALCULO DE LOS MOMENTOS MAXIMOS POSITIVOS.

BARRA AB:

El momento máximo positivo se presenta a la mitad del claro, luego:

$$M_{\text{AB}(+)} = V_{\text{AB}} X - \frac{W_1 X^2}{2} + M_{\text{AB}} = 7134 \times 0.625 - \frac{11415 \times 0.625^2}{2} - 899$$

$$M_{\text{AB}(+)} = 1330 \text{ kg-m}$$

BARRA CD:

$$M_{\text{CD}(+)} = 7804 (0.625) - \frac{12487 \times 0.625^2}{2} - 1007 = 1432 \text{ kg-m}$$

BARRA AC :

CONSIDERAMOS X A PARTIR DE A

$$X = \frac{-W_3 \pm \sqrt{W_3^2 + 2 \frac{V_{AC(E)}}{L} W_4}}{\frac{W_4}{L}} = \frac{-2067 \pm \sqrt{(2067)^2 + 2 \frac{1671 \times 772}{1.5}}}{\frac{772}{1.5}}$$

$$X = \frac{-2067 \pm 2448}{514.66} = \frac{381}{514.66} = 0.74 \text{ m}$$

$$M_{AC(+)} = 1671 \times 0.74 - \frac{2067 \times 0.74^2}{2} - \frac{772 \times 0.74^3}{6 \times 1.5} = 899$$

$$M_{AC(+)} = 194 \text{ kg-m}$$

MOMENTOS NEGATIVOS A LOS PAÑOS

BARRA AB:

$$M_{AB(p)} = V_{AB(E)} X - \frac{V_1 X^2}{2} - M_{AB} = 7134 \times 0.125 - \frac{11415 (0.125)^2}{2} = 899$$

$$M_{AB(p)} = -96 \text{ kg-m}$$

BARRA CD:

$$M_{CD(p)} = V_{CD(E)} X - \frac{V_2 X^2}{2} + M_{CD} = 7804 (0.125) - \left(\frac{12487 \times 0.125^2}{2} \right) = 1007$$

$$M_{CD(p)} = -129 \text{ kg-m}$$

BARRA AC:

$$M_{AC(p)} = V_{AC(E)} X - \frac{W_3 X^2}{2} - \frac{W_4 X^3}{6 L} + M_{AC}$$

$$M_{AC(p)} = 1671 (0.125) - \frac{2067 \times 0.125^2}{2} - \frac{772 (0.125)^3}{6 \times 1.5} = 899$$

$$M_{AC(p)} = -706 \text{ kg}$$

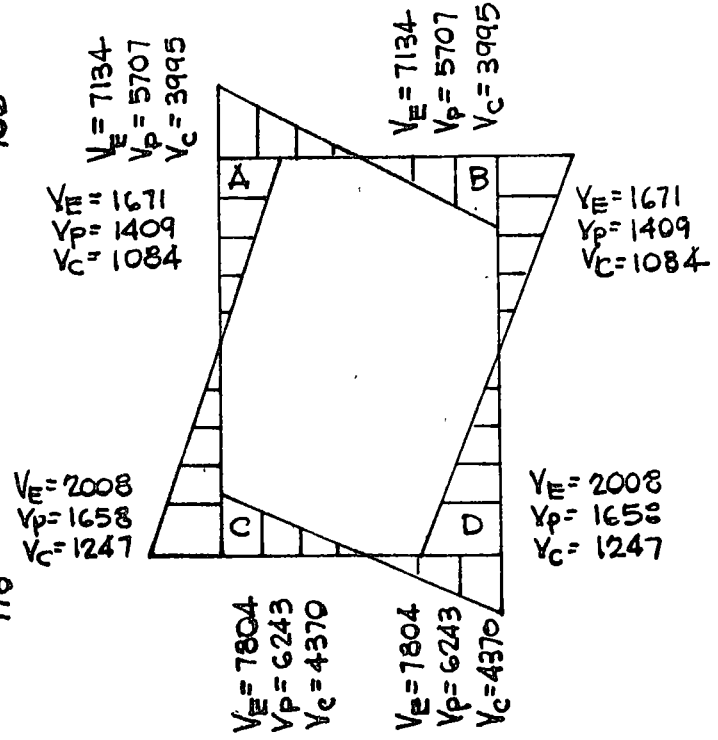
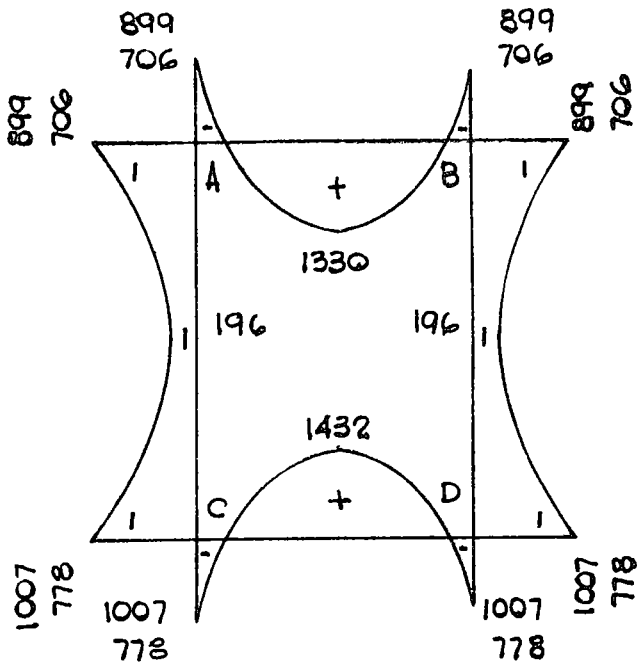
$$M_{CA(p)} = V_{AC(E)} X - \frac{W_3 X^2}{2} - \frac{W_4 X^3}{6 L} + M_A$$

$$M_{CA(p)} = 1671 (1.375) - \frac{2067 \times 1.375^2}{2} - \frac{772 \times 1.375^3}{9} = 899$$

$$M_{CA(p)} = -778 \text{ kg-m}$$

DIAGRAMA DE MOMENTOS

DIAGRAMA DE CORTANTES



DISEÑO

- $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
- $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$
- $f_c = 0.45 f'c = 94.5 \text{ kg/cm}^2$
- $v_c = 0.292 f'c = 4.23 \text{ kg/cm}^2$
- $n = 9.7$
- $k = 0.395$
- $J = 0.868$
- $K = 16.200$
- $\alpha_c = 0.248$

El peralte se calculará con el valor del momento máximo, ya sea positivo o al paño o con el valor del cortante al paño.

POR MOMENTO:

$$d_M = \alpha_c \sqrt{M_{MAX}} = 0.248 \sqrt{1432} = 9.4 \text{ cm}$$

POR CORTANTE:

$$d_V = \frac{V_p}{v_c \times b} = \frac{6243}{4.23 \times 100} = 14.8 \text{ cm}$$

SE ADOPTARA:

$$H = 25 \text{ cm}$$

ACERO NEGATIVO

El área de acero se calculará con el valor del momento al paño o por adherencia con el valor del cortante al cartel.

$$A_s = \frac{M}{f_s J d}$$

$$A_s = \frac{77800}{1400 \times 0.868 \times 20} = 3.20 \text{ cm}^2$$

Vars 1/2" ϕ @ 23

POR ADHERENCIA

$$\sum o = \frac{Vc}{J d} \quad \mu = \frac{23 f'c}{D} = \frac{33.33}{D} < 23 \text{ kg/cm}^2$$

Para vars 1/2" ϕ , se tiene

$$\mu = \frac{33.33}{1.27} = 26.244$$

$$\sum o = \frac{4370}{25 \times 0.868 \times 17.5} = 11.5 \text{ cm} < 16 \text{ cm}$$

Se adopta vars 1/2" ϕ @ 23

ACERO POSITIVO

$$A_s = \frac{143200}{1400 \times 0.868 \times 20} = 5.9 \text{ cm}^2$$

Vars 1/2" ϕ @ 20

ACERO POR TEMPERATURA

$$A_{s_t} = 0.0015 \times 25 \times 100 = 3.75 \text{ cm}^2$$

Se adopta:

Vars 1/2" ϕ @ 25

CURVAS EN CANALES

Ecuación:

$$\Delta y = C \frac{V^2 W}{g r}$$

donde:

V = Velocidad promedio (pies/seg)

Δy = Sobre elevación (pies)

W = Anchura de la superficie del agua (a nivel) (pies)

r = Radio de curvatura

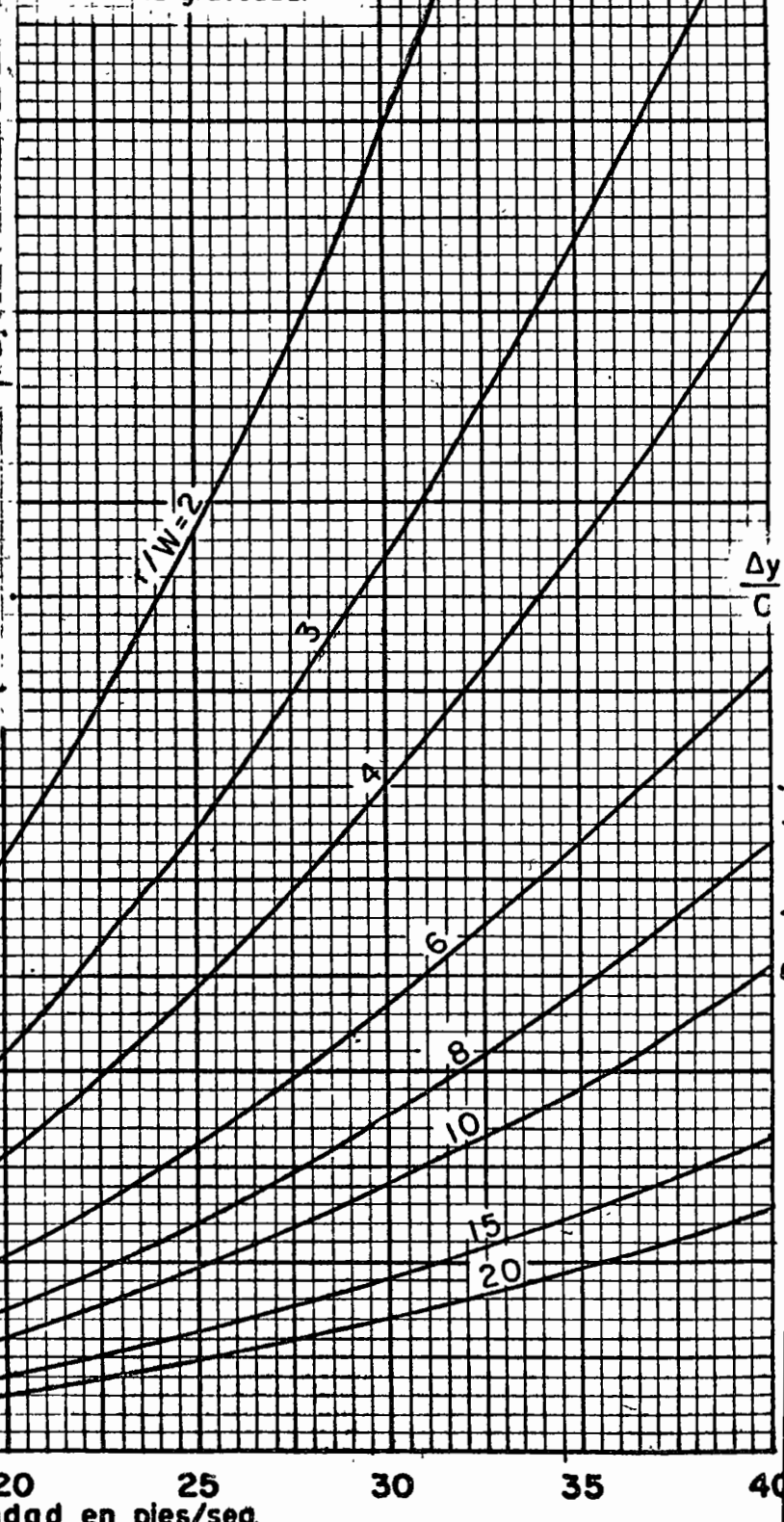
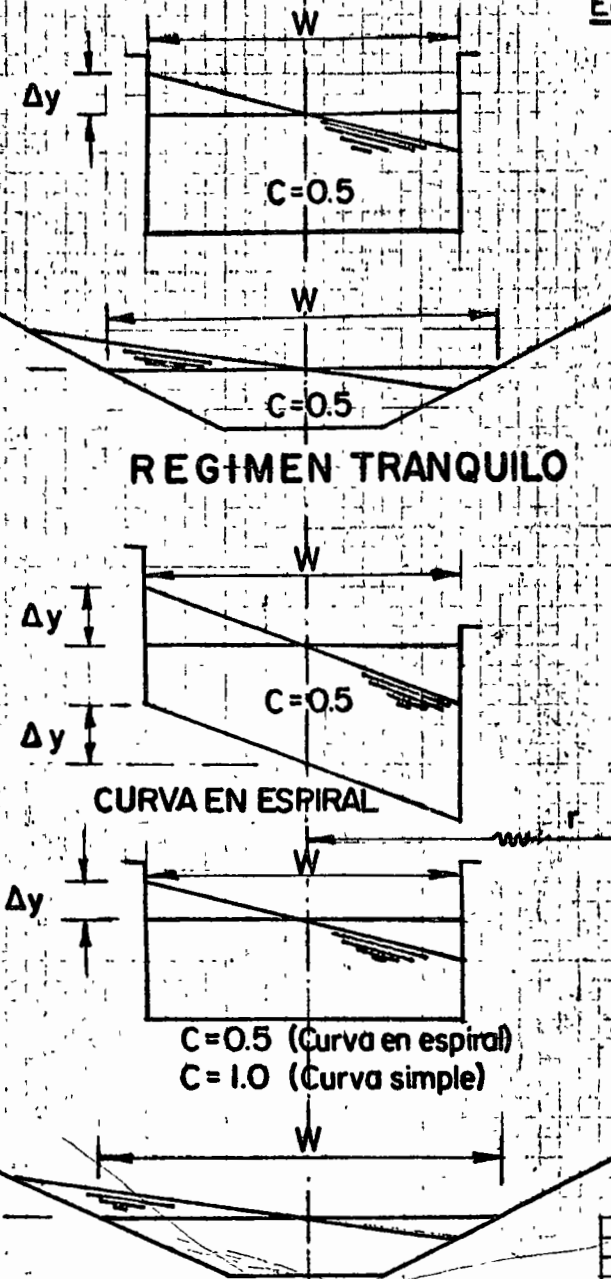
C = Constante

g = Aceleración de la gravedad (pies/seg²)

REGIMEN TRANQUILO

CURVA EN ESPIRAL

REGIMEN RAPIDO





SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION DE PROYECTOS.
DEPARTAMENTO DE CANALES

DISTRITO DE RIEGO DEL VALLE DE EL CARRIZO, SINALOA.- CANAL LATERAL 5+890.76
DEL CANAL SUR, ALCANTARILLA EN EL CRUCE CON EL CAMINO COSTERO DEL PACIFICO,-
KM 16+104.00.

DESCRIPCION:

En el Distrito de Riego del Valle de El Carrizo, Sinaloa, el canal lateral 5+890.76 del Canal Sur, cruzará al camino costero del Pacifico - en su Km 16+104.00.

Se ha escogido como estructura de cruce una alcantarilla de concreto reforzado de un conducto rectangular, que permita dar un gasto de 2.40 m³/seg y cuya memoria se anexa.

.....

DATOS HIDRAULICOS DEL CANAL

Q = 2.40 m ³ /seg	s = 0.006 m
A = 3.859 m ²	d = 1.18 m
v = 0.62 m/seg	t = 1.5:1
n = 0.030	b = 1.50 m
r = 0.671 m	p = 5.755 m

DATOS HIDRAULICOS DEL CONDUCTO

Q = 2.40 m ³ /seg	p = 4.331 m
B = 1.10 m	v = 1.777 m/seg
H = 1.30 m	m = 0.015
A = 1.35 m	r = 0.312 m

DISEÑO ESTRUCTURAL

Elevación rasante carretera	10.24 m
Altura del colchón sobre el conducto	1.50 m
Elevación losa superior conducto	8.74 m
Alcantarilla de un conducto rectangular de	1.10 x 1.30 m
Espesor de losa superior	0.20 m
Elevación plantilla conducto	7.24 m
Peso volumétrico del relleno	1 800.00 Kg/m ³
Angulo de reposo del relleno	1.5:1
Carga viva HS-20 en dos líneas de circulación	
Especificaciones AASHO	

CARGAS:

Distribución de cargas rodantes a través de rellenos de tierra según especificaciones AASHO

Separación entre ruedas	= 6'	= 1.83 m
Separación entre ejes	= 14'	= 4.27 m
Carga rueda trasera	P = 16000 lb	= 7257 Kg

$$\text{Carga unitaria } p = \frac{2 P}{(1.75 D + S) (1.75 D)}$$

$$P = \frac{2 \times 7257}{(1.75 \times 1.50 + 1.83) (1.75 \times 1.50)}$$

$$p = 1241 \text{ kg/m}^2$$

Impacto: No se considera porque el relleno es mayor de 3'

CARGA SOBRE LA LOSA SUPERIOR:

Carga viva		1241 kg/m ²
Peso del relleno = 1.50 x 1800	=	2700 kg/m ²
Peso propio losa	=	<u>480 kg/m²</u>
W_1	=	4421 kg/m ²

MUROS LATERALES

$$\text{Sobrecarga} = \frac{1241}{1800} = 0.69 \text{ m} > 0.61 \text{ m}$$

$$W_3 = 0.286 W_t (h + h_1) = 0.286 \times 1800 (1.60 + 0.69) = 1173 \text{ kg/m}^2$$

$$W_5 = 0.286 \times 1800 (2.29 + 1.50) = 1951 \text{ kg/m}^2$$

$$W_4 = W_5 - W_3 = 1951 - 1179 = 772 \text{ kg/m}^2$$

CARGA SOBRE LA LOSA INFERIOR

$$\frac{2 \times 0.2 \times 1.30 \times 2400}{1.50} = 832 \text{ kg/m}^2$$

$$\frac{4 \times 0.20 \times 0.20 \times 2400}{2 \times 1.50} = 128 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Losa superior} = \underline{4421 \text{ kg/m}^2}$$

$$W_2 = 5381 \text{ kg/m}^2$$

ESFUERZO EN EL TERRENO

$$P_t = W_2 + PP = 5381 + 0.2 \times 2400 = 5861 \text{ kg/m}^2$$

MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO:

Pieza AB

$$M_A = M_B = \frac{WL^2}{12} = \frac{4421 \times 1.30^2}{12} = 623 \text{ kg-m}$$

Pieza CD

$$M_C = M_D = \frac{5381 \times 1.30^2}{12} = 758 \text{ kg-m}$$

PIEZA AC y BD

$$M_A = \frac{1179 \times 1.50^2}{12} + \frac{772 \times 1.50^2}{30} = 279 \text{ kg-m}$$

Pieza C-A y D-B

$$M_C = \frac{1179 \times 1.50^2}{12} + \frac{772 \times 1.50^2}{20} = 308 \text{ kg-m}$$

DIAGRAMA DE CARGAS

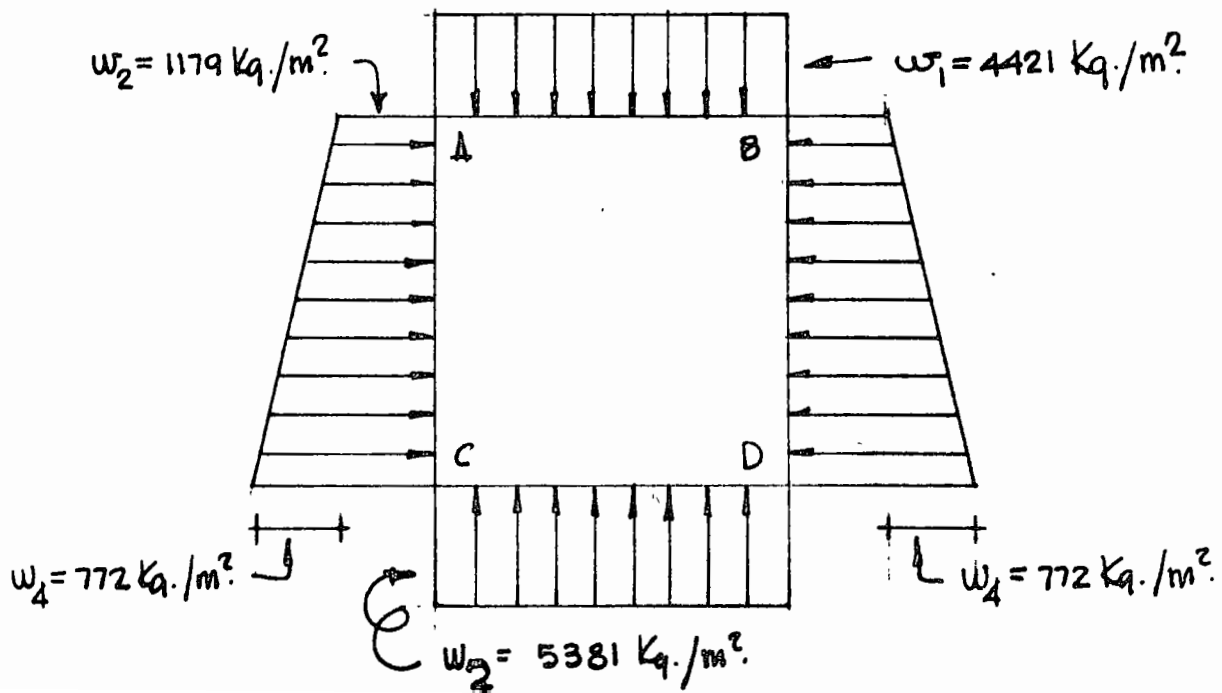
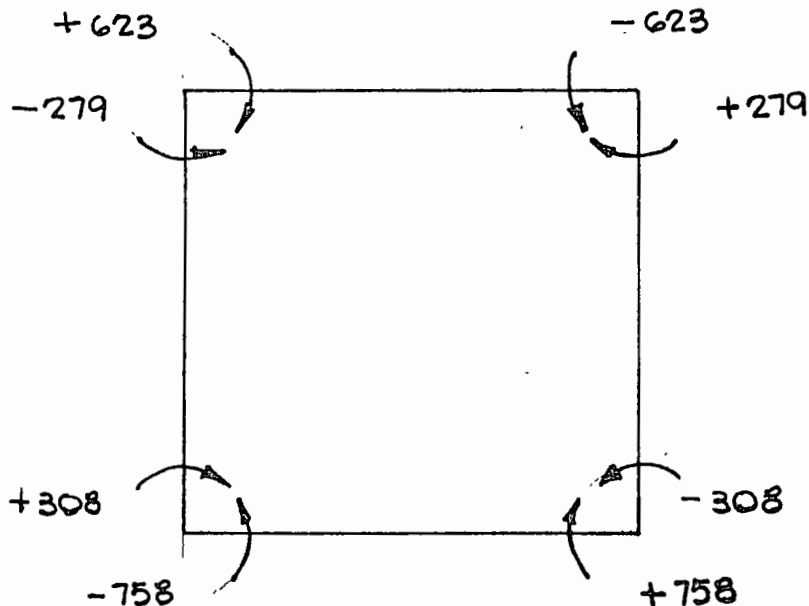


DIAGRAMA DE MOMENTOS DE EMPOTRAMIENTO



CALCULO DE LOS FACTORES DE DISTRIBUCION

Pieza A-C

$$f_{dA} = \frac{L_1}{L_1 + L_2} = \frac{1.30}{1.30 + 1.50} = 0.4643$$

Pieza A-B

$$f_{DA} = \frac{1.50}{1.30 + 1.50} = 0.5357$$

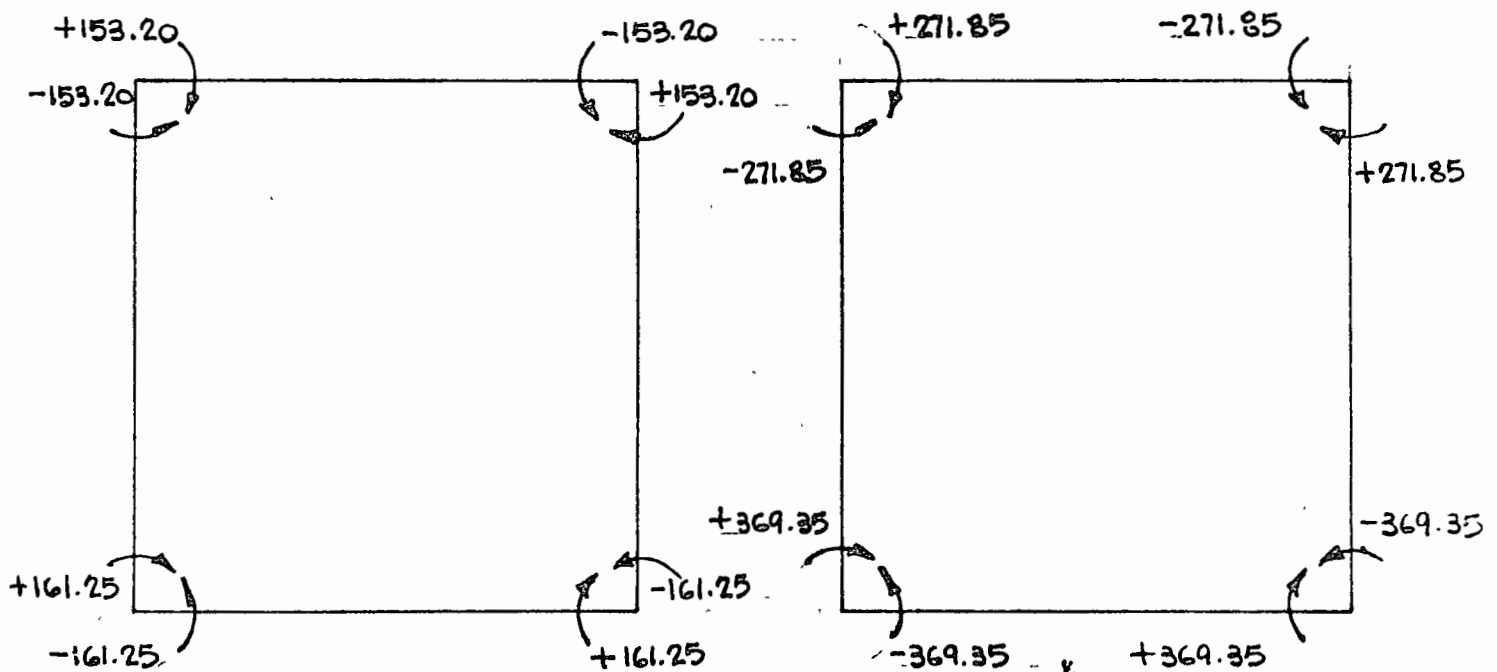
MOMENTOS FINALES POR FUERZAS VERTICALES

NUDO	A		B		C		D	
BARRA	AC	AB	BA	BD	CA	CD	DC	DB
F.D.	0.4643	0.5357	0.5357	0.4643	0.4643	0.5357	0.5357	0.4643
MOM.	0	+ 623	- 623	0	0	- 758	+ 758	0
	- 289.26	- 333.74	+ 333.74	+ 289.26	+ 351.94	+406.06	- 406.06	- 351.94
	+ 175.97	+ 166.87	- 166.87	- 175.97	- 144.63	-203.03	+ 203.03	+ 144.63
	- 159.18	- 183.66	+ 183.66	+ 159.18	+ 161.42	+186.24	- 186.24	- 161.42
	+ 80.71	+ 91.83	- 91.83	- 80.71	- 79.59	- 93.12	+ 93.12	+ 79.59
	- 80.11	- 92.43	+ 92.43	+ 80.11	+ 80.19	+ 92.52	- 92.52	- 80.19
	+ 40.09	+ 46.21	- 46.21	- 40.09	- 40.05	- 46.26	+ 46.26	+ 40.05
	- 40.07	- 46.24	+ 46.24	+ 40.07	+ 40.07	+ 46.24	- 46.24	- 40.07
	- 271.85	+ 271.84	- 271.84	+ 271.85	+ 369.35	-369.35	+ 369.35	- 369.35

MOMENTOS FINALES POR FUERZAS HORIZONTALES

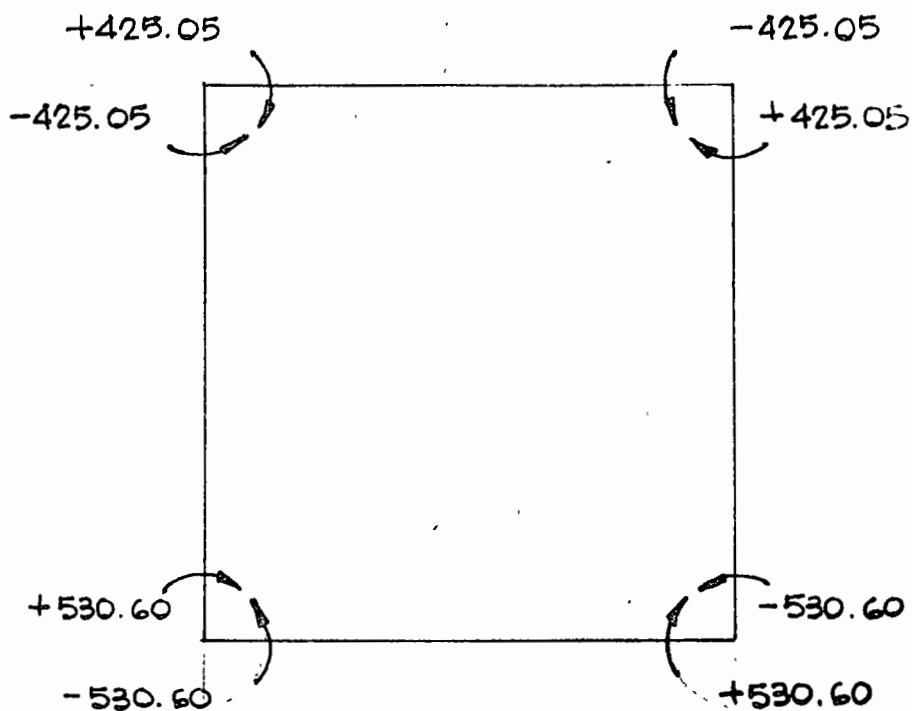
NUDO	A		B		C		D	
BARRA	AC	AB	BA	BD	CA	CD	DC	DB
F.D.	0.4643	0.5357	0.5357	0.4643	0.4643	0.5357	0.5357	0.4643
MOM.	- 279	0	0	+ 279	+ 308	0	0	- 308
	+ 129.54	+ 149.46	- 149.46	- 129.54	- 143.00	- 165.00	+ 165.00	+ 143.00
	- 71.50	- 74.73	+ 74.73	+ 71.50	+ 64.77	+ 82.50	- 82.50	- 64.77
	+ 67.90	+ 78.34	- 78.34	- 67.90	- 68.38	- 78.90	+ 78.90	+ 68.38
	- 34.19	- 39.17	+ 39.17	+ 34.19	+ 33.95	+ 39.45	- 39.45	- 33.95
	+ 34.06	+ 39.30	- 39.30	- 34.06	- 34.08	- 39.32	+ 39.32	+ 34.08
	- 17.04	- 19.65	+ 19.65	+ 17.04	+ 17.03	+ 19.66	- 19.66	- 17.03
	+ 17.04	+ 19.65	- 19.65	- 17.04	- 17.04	- 19.65	+ 19.65	+ 17.04
	- 153.19	+ 153.20	- 153.20	+ 153.19	+ 161.25	- 161.26	+ 161.26	- 161.25

DIAGRAMAS DE MOMENTOS FINALES



FUERZAS HORIZONTALES

FUERZAS VERTICALES



PH + PV

CALCULO DE CORTANTES:

Pieza A-B

$$VAB = VBA = \frac{W_1 L_1}{2} = \frac{4421 \times 1.30}{2} = 2873.65 \text{ kg}$$

Pieza C-D

$$VCD = VDC = \frac{W_2 L_1}{2} = \frac{5381 \times 1.30}{2} = 3497.65 \text{ kg}$$

Pieza A-C

$$VAC = \frac{W_3 L_2}{2} + \frac{W_4 L_2}{6} - \frac{MC - MA}{L_2}$$

$$VAC = \frac{1179 \times 1.50}{2} + \frac{772 \times 1.50}{6} - \frac{530.6 - 425.0}{1.50} = 1006.89 \text{ kg}$$

$$VCA = \frac{W_3 L_2}{2} + \frac{W_4 L_2}{3} + \frac{MC - MA}{L_2}$$

$$VCA = 884.25 + 386 - 70.36 = 1199.89 \text{ kg}$$

MOMENTOS MAXIMOS POSITIVOS

Pieza AB

$$\text{Momento máximo cuando } X = \frac{L}{2}$$

$$MAB = VABX - \frac{W_1 X^2}{2} - MABV - \frac{MABH}{2}$$

$$MAB = 2873.65 \times 0.65 - 4421 \times \frac{0.65^2}{2} - 271.85 - \frac{153.20}{2} = 585.49 \text{ kg-m}$$

Pieza CD

$$MCD = VCDX - \frac{W_2 X^2}{2} - MCDV - \frac{MCDH}{2}$$

$$MCD = 3497.65 \times 0.65 - 5381 \times \frac{0.65^2}{2} - 369.35 - \frac{161.25}{2} = 687 \text{ kg-m}$$

Pieza A-C

Punto de momento máximo positivo

$$X = \frac{-W_3 \pm \sqrt{W_3^2 + \frac{2W_4 V_{AC}}{L_2}}}{\frac{W_4}{L_2}}$$

$$X = \frac{-1179 \pm \sqrt{(1179)^2 + \frac{2 \times 772 \times 1007}{1.50}}}{\frac{772}{1.50}}$$

$$X = 0.74 \text{ m}$$

$$M (+) = V_{AC} X - \frac{W_3 X^2}{2} - \frac{W_4 X^3}{6 L_2} - M_A$$

$$M (+) = 1007 \times 0.74 - \frac{1179 \times 0.74^2}{2} - \frac{772 (0.74)^3}{1.50} = 348.45$$

$$M (+) = - 134.63 \text{ kg} - \text{m}$$

CALCULO DE CORTANTES AL PAÑO Y AL CARTEL

Pieza A-B

$$VABp = \frac{VAB}{L_1} (L_1 - e_2) = \frac{2873.65}{1.30} (1.30 - 0.2) = 2431 \text{ kg}$$

$$VABC = \frac{VAB}{L_1} (L_1 - e_2 - 2_c) = \frac{2873.65}{1.30} (1.30 - 0.2 - 0.4) = 1547 \text{ kg}$$

Pieza C-D

$$VCDp = \frac{VCD}{L_1} (L_1 - e_2) = \frac{3497.65}{1.30} (1.30 - 0.2) = 2960 \text{ kg}$$

$$VCDc = \frac{VCD}{L_1} (L_1 - e_2 - 2_c) = \frac{3497.65}{1.30} (1.30 - 0.20 - 0.40) = 1884 \text{ kg}$$

Pieza A-C

$$VACp = VAC - \frac{W_3 e_1}{2} - \frac{W_4 \left(\frac{e_1}{2}\right)^2}{2 L_2} = 1007 - \frac{1179 \times 0.2}{2} - \frac{772 \left(\frac{0.2}{2}\right)^2}{2 \times 1.50}$$

$$VACp = 878 \text{ kg}$$

$$VACc = VAC - W_3 \left(\frac{e_1 + C}{2}\right) - \frac{W_4 \left(\frac{e_1}{2} + C\right)^2}{2 L_2} = 1007 - 1179 \left(\frac{0.2}{2} + 0.20\right) - \frac{772 \left(\frac{0.2}{2} + 0.2\right)^2}{2 \times 1.50}$$

$$VACc = 630 \text{ kg}$$

$$VCAp = VAC - W_3 \left(L_2 - \frac{e_1}{2}\right) - \frac{W_4 \left(L_2 - \frac{e_1}{2}\right)^2}{2 L_2}$$

$$VCAp = 1007 - 1179 (1.50 - 0.1) - \frac{772 (1.50 - 0.1)^2}{2 \times 1.5} = - 1148 \text{ kg}$$

$$VCAC = VAC - W_3 \left(L_2 - \frac{e_1}{2} - C\right) - \frac{W_4 \left(L_2 - \frac{e_1}{2} - C\right)^2}{2 L_2}$$

$$VCAC = 1007 - 1179 (1.5 - 0.1 - 0.2) - \frac{772 (1.5 - 0.1 - 0.2)^2}{2 \times 1.5} = - 778 \text{ kg}$$

MOMENTOS NEGATIVOS AL PAÑO

Pieza A-B

$$MABp = VAB \frac{e_2}{2} - \frac{W_1 e_2^2}{8} - MA = 2874 \cdot \frac{0.2}{2} - \frac{4421 (0.2)^2}{8} - 425$$

$$MABp = -160 \text{ kg-m}$$

Pieza CD

$$MCDp = VCD \frac{e_2}{2} - \frac{W_2 e_2^2}{8} - MC = 3498 \times 0.1 - \frac{5381 \times 0.04}{8} - 531$$

$$MCDp = -208 \text{ kg-m}$$

Pieza A-C

$$MACp = VAC \frac{e_1}{2} - \frac{W_3 e_1^2}{2} - \frac{W_4 e_1^3}{48 \times L_2} - MA$$

$$MACp = 1007 \times 0.1 - \frac{1179 \times 0.04}{8} - \frac{772 \times 0.008}{48 \times 1.5} - 425$$

$$MACp = -330 \text{ kg-m}$$

$$MCAP = VAC \left(L_2 - \frac{e_1}{2} \right) - \frac{W_3}{2} \left(L_2 - \frac{e_1}{2} \right)^2 - \frac{W_4}{6 L_2} \left(L_2 - \frac{e_1}{2} \right)^3 - MA$$

$$MCAP = 1007 (1.5 - 0.1) - \frac{1179}{2} (1.5 - 0.1)^2 - \frac{772}{6 \times 1.5} (1.5 - 0.1)^3 - 425$$

$$MCAP = -406 \text{ kg-m}$$

DISEÑO:

Constantes de cálculo:

$$F_c' = 140 \text{ kg/cm}^2$$

$$n = 12$$

$$f_c = 0.45 f_c' = 63 \text{ kg/cm}^2$$

$$f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.29 \sqrt{f_c'} = 3.45$$

$$R = 0.347$$

$$J_s = 0.883$$

$$K = 9.663$$

$$CC = 0.322$$

El peralte se calculará con el valor del momento máximo ya sea positivo o al paño o con el valor del cortante al paño.

Por momento:

$$M_{\text{máx}} = 687 \text{ kg-m}$$

$$d_M = CC \sqrt{M_{\text{máx}}}$$

$$d_M = 0.320 \sqrt{687} = 8.39 \text{ cm}$$

Por cortante:

$$d_V = \frac{V_p}{v_c j_b} = \frac{2960}{3.45 \times 0.883 \times 100} = 9.77 \text{ cm}$$

$$\text{Paredes en contacto con el terreno : } r = 7.5 \text{ cm} \quad d = 12.5 \text{ cm}$$

$$\text{Paredes interiores : } r = 5.0 \text{ cm} \quad d = 15.0 \text{ cm}$$

$$\text{°. } h = 20 \text{ cm}$$

DIAGRAMA DE CORTANTES

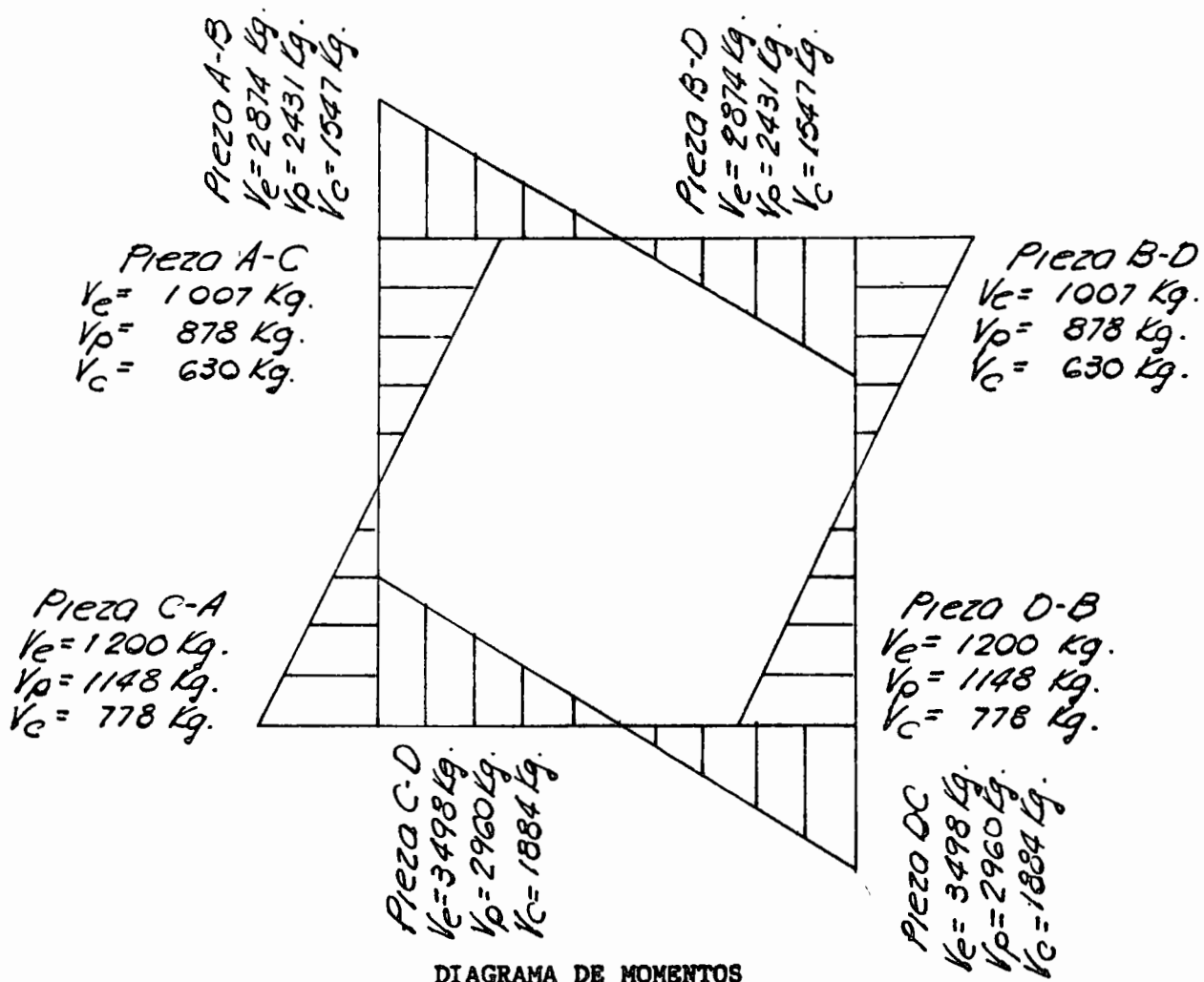
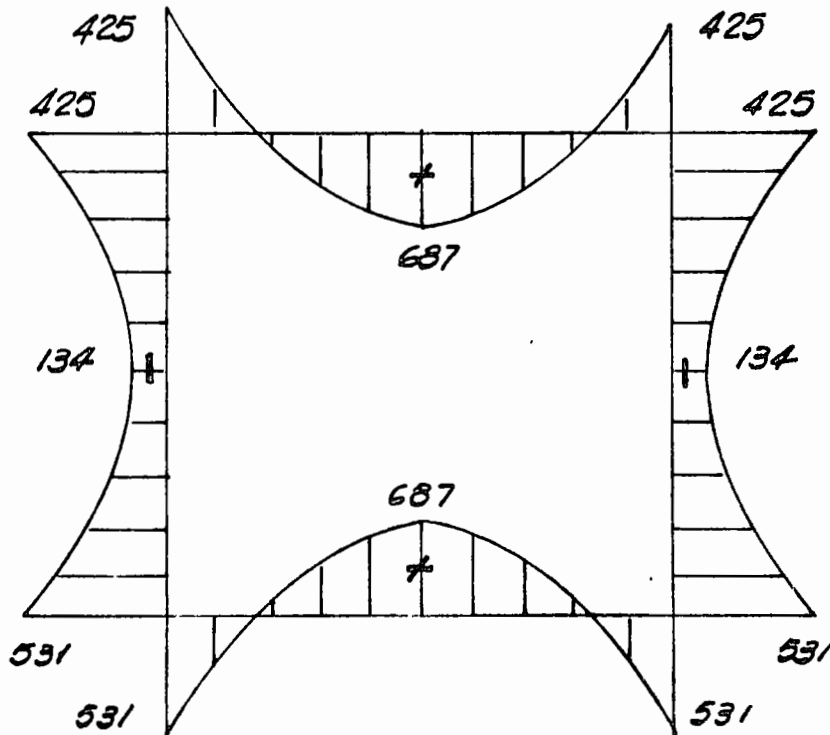


DIAGRAMA DE MOMENTOS



Pieza	Momento Kg - cm	As cm ²	1/2" ϕ a	Cortante al pañó Kg	V Kg/cm ²	Cortante al cartel kg	Σo para $\mu = 21$ kg/cm ²	1/2" ϕ a
AB	ABp 16000	1.1	111.1	2431	2.2	1547	6.7	60
	BAp 16000	1.1	111.1	2431	2.2	1547	6.7	60
	(+) 58500	4.2	29.0					
CD	CDp 39600	2.8	44	2960	2.7	1884	8.1	49
	DCp 39600	2.8	44	2960	2.7	1884	8.1	49
	(+) 68700	4.9	25					
AC	ACp 33000	2.3	53	887	0.8	630	2.3	174
	CAP 40600	2.9	42	1148	1.0	778	2.7	147
	(+)-13500	1.0	122					

Por momento

$$As = \frac{M}{f_s j d}$$

Por temperatura

$$Ast = 0.003 bh = 60 \text{ m}^2 \text{ .- } 3 \text{ cm}^2 \text{ en c/capa}$$

Vars. de 1/2" ϕ a 40

Por adherencia

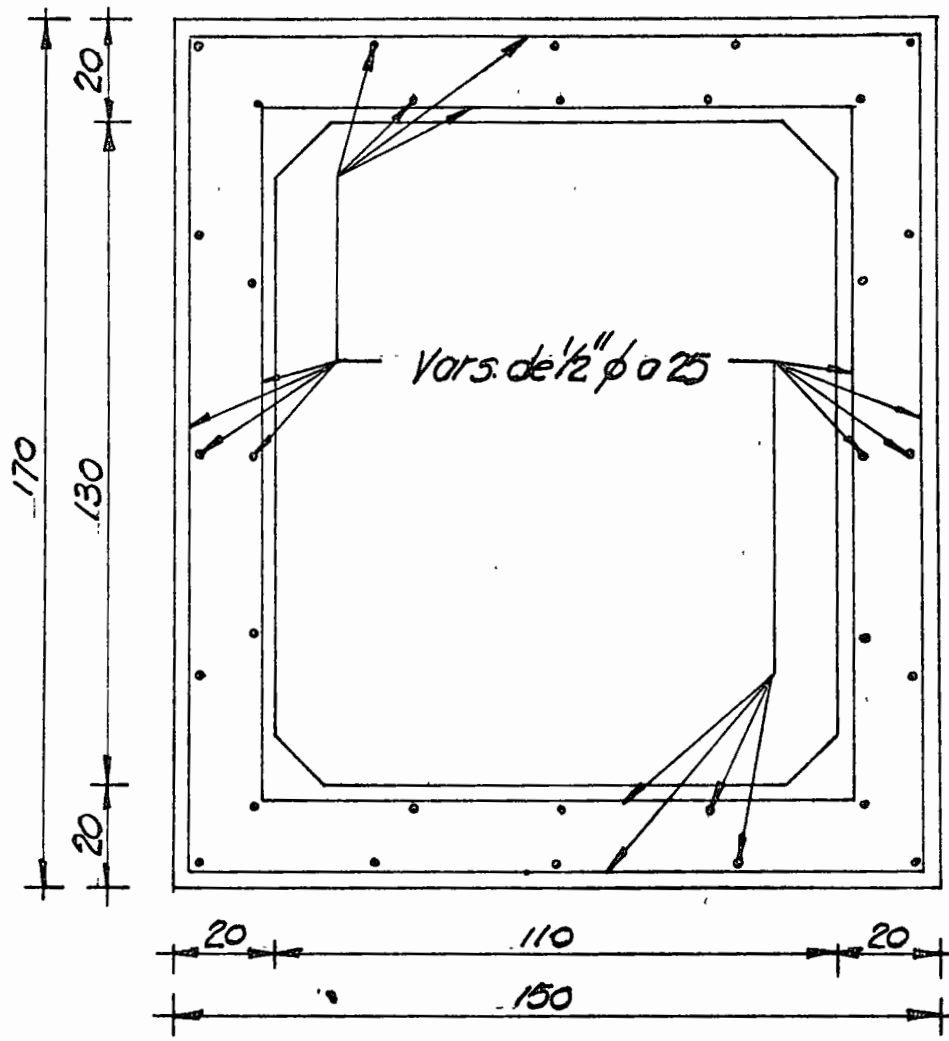
$$\Sigma o = \frac{Vc}{\mu j d}$$

$$\mu = \frac{2.3}{\phi} \sqrt{f'c} = \frac{2.3 \times 11.832}{1.27} = 21$$

$$N^{\circ} V = \frac{\Sigma o}{0}$$

$$S = \frac{100}{N^{\circ} V}$$

ARMADO FINAL

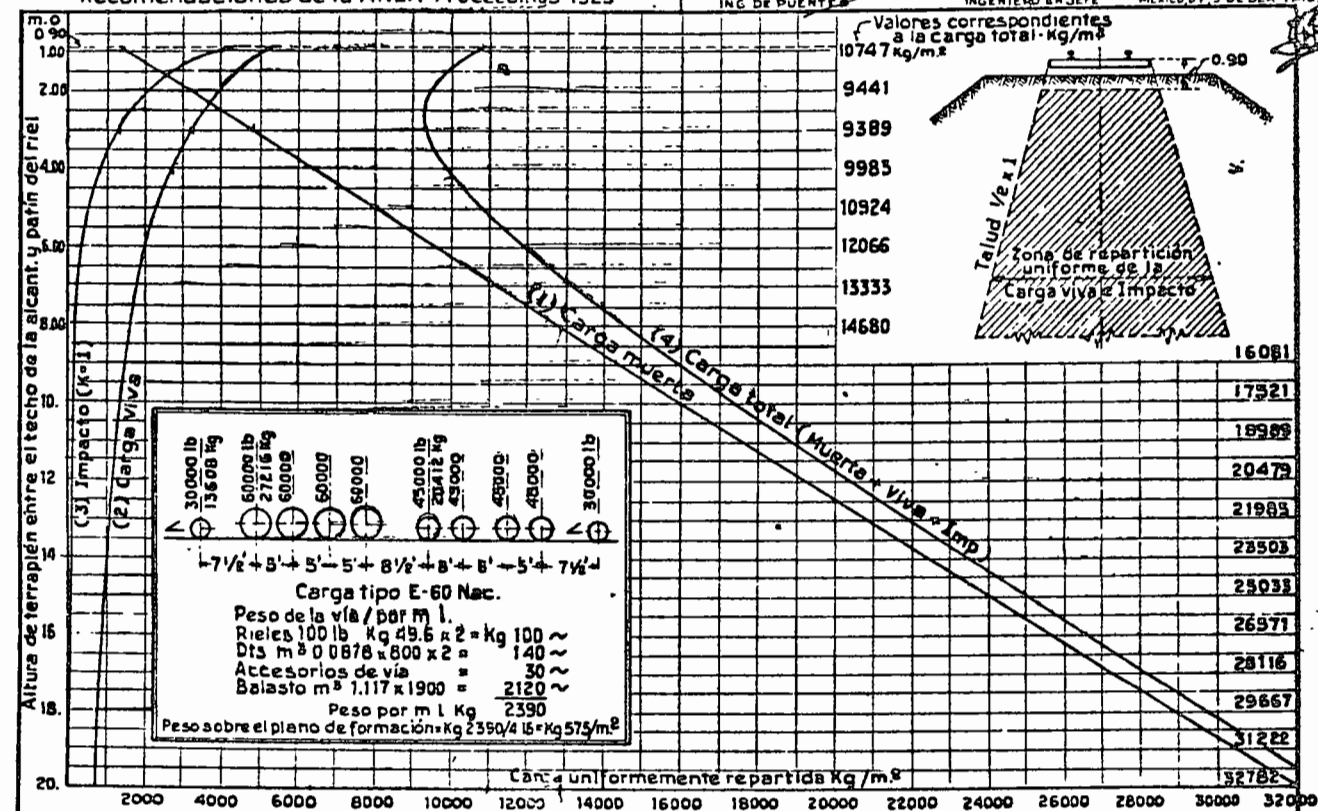


México, D. F., junio de 1972.

— GRAFICA DE LAS CARGAS —
— QUE DEBEN USARSE PARA EL —
— CALCULO DE ALCANTARILLAS —
 Recomendaciones de la AREA "Proceedings" 1925

ADMINISTRACION
 DE LOS
FC's NACIONALES DE MEXICO
 DEPARTAMENTO DE VIA Y EDIFICIOS
 OFICINA DEL INGENIERO EN JEFE
 SECCION DE PUENTES
 INGENIERO EN JEFE

INDICE DEL ARCHO LEFAL
 MEXICO, D.F. 9 DE SEPT-1913



Carga tipo E-60 Nac.

$7\frac{1}{2}' + 5' + 5' + 5' + 8\frac{1}{2}' + 5' + 5' + 5' + 7\frac{1}{2}'$

30000 lb / 13608 kg
 60000 lb / 27216 kg
 60000 kg
 60000 kg
 60000 kg
 45000 lb / 20411 kg
 45000 kg
 45000 kg
 45000 kg
 30000 lb / 13608 kg

Peso de la vía / por m l.
 Rieles 100 lb Kg 49.6 x 2 = Kg 100 ~
 Dts m³ 0.0878 x 800 x 2 = 140 ~
 Accesorios de vía = 30 ~
 Balasto m³ 1.117 x 1900 = 2120 ~
 Peso por m l Kg 2390
 Peso sobre el plano de formación Kg 2390/4.15 = Kg 575/m²

CARGAS CONSIDERADAS

CARGA MUERTA-El peso del terraplén se considera de 1600 Kg/m³ (100 lb/pie³). Cuando el material que lo constituye tenga un p. espec. mayor se multiplicara el valor dado por el diagrama (1) por el coeficiente que corresponda. Se supone que todo el prisma vertical de tierra que está sobre la alcantarilla debe ser soportado por ella sin que exista ninguna acción como arco dentro de la masa del terraplén, pues esta acción es incierta y en muchos casos no se verifica.

En el calculo del diagrama se ha considerado como peso de la vía Kg 270/m l y del balasto Kg 2120 o sea: Vía + balasto = Kg 2390/m l o sea Kg 575/m² en un ancho de m 4.16

CARGA VIVA-Según datos recabados de experimentos, la Carga Viva y el Impacto obran como cargas uniformemente repartidas desde una profundidad de 0^m90 (3') bajo el patín del riel, hacia abajo. Si el espesor de terraplén o balasto comprendido entre el patín del riel y el techo de la alcant. es menor de 0^m90, se consideraran las cargas vivas y sus impactos como cargas concentradas.

Se supone que la carga viva se transmite en el terraplén uniformemente, en una zona limitada lateralmente por dos

planos inclinados con talud 1/2 por 1, partiendo de las cabezas de los durmientes, cara superior. (En la zona exterior a los dos planos inclinados la carga viva origina una presión unitaria decreciente hacia fuera. Puede considerarse nula en correspond. de otros dos planos inclin. con talud 1/2 por 1). En ningún caso se considerará la carga viva como repartida en un ancho menor de 4^m00 (13'), a menos que el espesor del terraplén y balasto sea menor de 0^m90 y el techo de la alcantarilla este formado por una losa compuesta de unidades o piezas separadas por juntas longitudinales: en este caso la carga viva puede concentrarse en unas cuantas unidades y debe seguirse un criterio especial para determinar la intensidad de la misma.

IMPACTO-Se calcula por la fórmula: $I = K \left(\frac{V}{V+M} \right)$ siendo I el porcentaje que debe aumentarse a la C.V por Impacto, V y M las cargas viva y muerta en Kg/m² sobre el techo de la alcant.; K un coeficiente que en general puede tomarse = 1. (Algunos toman = 0.5). También en los casos en que el espesor del terraplén es menor de 0^m90 se usa esta fórmula.

CALCULO DEL EMPUJE DE AGUA SOBRE COMPUERTAS RADIALES
DE SUS COMPONENTES HORIZONTAL Y VERTICAL Y ALTURA
DONDE LA LINEA DE ACCION DEL EMPUJE INTERSEPTA A LA
COMPUERTA

$$a = \text{ang. sen. } \frac{H_1}{R}; \quad b = \text{ang. sen. } \frac{H_2}{R}; \quad B = \text{Ancho de la compuerta}$$

$$\text{Empuje elemental } dF = whdA$$

$$dA = Bds$$

$$ds = Rdt$$

$$y = R \text{ sen } t$$

$$h = H_1 - y = H_1 - R \text{ sen } t$$

$$dF = w(H_1 - R \text{ sen } t) BR dt = wBR (H_1 - R \text{ sen } t) dt$$

Se obtienen las componentes diferenciales horizontal y vertical, proyectando la diferencial anterior sobre los ejes respectivos.

Empuje horizontal: $dF_H = dF \text{ cos } t = wBR (H_1 - R \text{ sen } t) \text{ cos } t dt$

$$F_H = wBR \int_{-b}^a (H_1 - R \text{ sen } t) \text{ cos } t dt = wBR \left[H_1 \text{ sen } t - R \frac{\text{sen}^2 t}{2} \right]_{-b}^a$$

$$F_H = wBR \left[H_1 (\text{sen } a + \text{sen } b) - \frac{R}{2} (\text{sen}^2 a - \text{sen}^2 b) \right]$$

sustituyendo: $\text{sen } a = \frac{H_1}{R}$; $\text{sen } b = \frac{H_2}{R}$

$$F_H = wBR \left[H_1 \left(\frac{H_1}{R} + \frac{H_2}{R} \right) - \frac{R}{2} \left(\frac{H_1^2}{R^2} - \frac{H_2^2}{R^2} \right) \right]$$

$$F_H = wB \left(H_1^2 + H_1 H_2 - \frac{H_1^2}{2} + \frac{H_2^2}{2} \right)$$

$$F_H = wB \left(\frac{H_1^2}{2} + \frac{2H_1 H_2}{2} + \frac{H_2^2}{2} \right)$$

$$F_H = \frac{wB}{2} (H_1 + H_2)^2 ; \text{ pero } H_1 + H_2 = H$$

$$F_H = \frac{wB}{2} H^2 \dots\dots\dots(1)$$

EMPUJE VERTICAL

$$dF_V = dF \text{ sen } t = wBR (H_1 - R \text{ sen } t) \text{ sen } t \text{ dt}$$

$$F_V = wBR \int_{-b}^a (H_1 - R \text{ sen } t) \text{ sen } t \text{ dt}$$

$$F_V = wBR \int_{-b}^a (H_1 \text{ sen } t - R \text{ sen}^2 t) \text{ dt}$$

$$F_V = wBR \left[-H_1 \cos t - R \left(\frac{t}{2} - \frac{\text{sen}^2 t}{4} \right) \right]_{-b}^a$$

$$-F_V = wBR \left[H_1 (\cos b - \cos a) - R \left(\frac{a+b}{2} - \frac{\text{sen}^2 a}{4} + \frac{\text{sen}^2 b}{4} \right) \right] \dots(2)$$

Aplicación de las fórmulas (1) y (2) para las compuertas tipo.

Características de las compuertas

$$R = 1.20 H \quad a = \text{ang sen } \frac{0.25}{1.20} = \text{ang sen } 0.208 = 12^\circ 02'$$

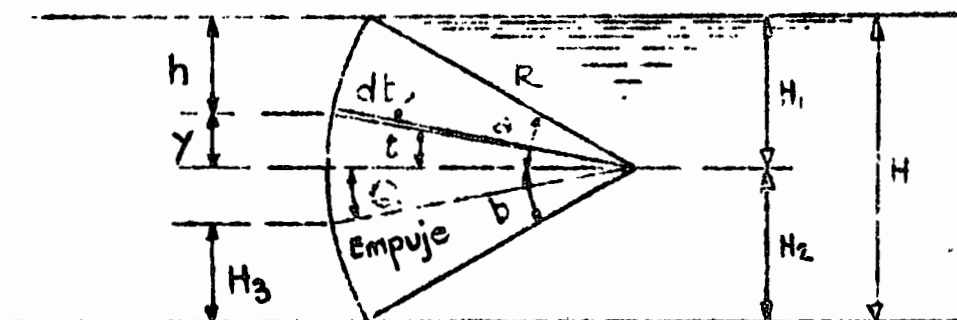
$$H_1 = 0.25 H$$

$$H_2 = 0.75 H \quad b = \text{ang sen } \frac{0.75}{1.20} = \text{ang sen } 0.625 = 38^\circ 40'$$

Sustituyendo estos valores en las fórmulas (1) y (2), se obtiene:

$$F_V = 198 H^2 ; F_H = 500 H^2 ; F = 538 H^2 ; H_3 = 0.308 H$$

$$Q = 21^\circ 37'$$



CALCULO: GUILLERMO ACEVES
 REVISO: ING. JOSE GOMEZ GARCIA

INVESTIGACIONES DEL DRENAJE.

Alcance de la investigación.— Existen muchos tipos de problemas de drenaje y su investigación varía según lo requerido para resolver cada problema particular. Sin embargo, existe un punto de partida común. El primer paso es entender claramente cuál es el propósito de la investigación, el tipo y nivel del informe que se debe preparar, o de la solución que se requiere; definir los datos mínimos requeridos para el tipo específico de informe o plan, y el mejor modo de obtener tales datos. Después de familiarizarse con el área y de conocer todos los datos que existen sobre ella, se debe establecer el alcance de la investigación. El alcance representa un balance entre los datos disponibles, la cantidad y tipos de datos adicionales que se requieren según lo exija la exactitud y la perfección que se espera del informe o del plan final, y del tiempo, personal y elementos disponibles para la investigación. Por lo tanto, el alcance de la investigación y el plan o informe resultante, serán menos detallados para una investigación de reconocimiento que para una investigación que preceda a la construcción. Cuando se hace una investigación del primer tipo, los requisitos del segundo tipo de investigación se deben tener siempre presentes y todo el trabajo se debe ajustar dentro de un modelo que se pueda ampliar, para obtener un estudio más completo.

Cada proyecto de riego o cada obra por construir constituyen también un problema económico, que se resuelve al determinar si la construcción de los drenes está justificada. No es responsabilidad del ingeniero de drenaje determinar si se justifica drenar un suelo, aún cuando puede colaborar en la decisión. Su trabajo es idear un sistema de drenaje efectivo al menor costo.

En algunos casos los problemas de drenaje son sencillos y sus soluciones son perfectamente claras; en otros, una investigación limitada será suficiente para obtener una solución. Sin embargo, en general, un estudio de drenaje comprende relaciones complicadas de suelos, agua, cultivos y prácticas de riego que se deben valorar a fondo.

Factores comprendidos en una investigación.- Los factores principales que se deben considerar en cualquier investigación de drenaje son: topografía, suelos, agua subterránea y fuentes de origen del agua. En cualquier investigación de drenaje se deben determinar las respuestas a las siguientes cuestiones: (1) ¿Hay ó habrá, exceso de agua? (2) ¿Existe una salida adecuada para eliminar el exceso de agua? (3) ¿Cuál es el origen del agua en exceso? (4) ¿Se puede drenar el suelo en forma adecuada? (5) ¿Qué cantidad de agua puede ser removida? y (6) ¿Qué tipo de sistema de drenaje dará los mejores resultados?

Revisión de datos existentes.- Uno de los primeros pasos de cualquier investigación de drenaje es coleccionar, revisar y analizar todos los datos pertinentes existentes. Los datos sobre geología, suelos, topografía, registros de pozos, niveles de agua subterránea y fluctuaciones, precipitación y escurrimiento superficial y conceptos parecidos son todos pertinentes. El análisis de estos datos determinará su adecuación y establecerá la cantidad y clase de datos adicionales que se requieren.

Reconocimiento de Campo.- El reconocimiento de campo es uno de los pasos más importantes en la investigación. La información y las impresiones que se obtengan serán valiosas para programar las investigaciones adicionales. Si es posible, al hacer el reconocimiento de campo el investigador debe estar acompañado por alguien familiarizado con el área y la investigación debe ser suficientemente completa, para enterar al investigador de los siguientes conceptos:

- (1) Localización y capacidad de los cauces naturales
- (2) Localización y condición de las salidas para eliminación
- (3) Localización y características de canales, laterales, pozos, manantiales, estanques, vasos u otras posibles fuentes de origen del agua subterránea.
- (4) Prácticas de riego en la localidad, como: método de aplicación del agua, eficiencia del riego, nivelación de tierras, pendientes, etc.
- (5) Estimación del nivel presente de la superficie freática o información con respecto a la fluctuación y dirección del movimiento del agua subterránea.

- (6) Prácticas presentes para cultivo y condiciones de los cultivos, anotando cualquier tendencia hacia cambios futuros en esas prácticas.
- (7) Tipo, localización, espaciamiento, profundidad y efectividad de todos los drenes que existen en el área o áreas adyacentes. Este es uno de los conceptos más importantes de cualquier investigación, porque los drenes existentes en áreas semejantes constituyen el apoyo más firme para determinar los requisitos adicionales de drenaje en el área bajo estudio, o los requisitos de drenaje de un área similar.
- (8) Marcas de altas aguas en el terreno u otras informaciones que puedan ser útiles para valorar los escurrimientos de avenidas.
- (9) Detalles topográficos obvios, que pueden afectar la localización de los drenes.
- (10) Indicaciones de salinidad y alcalinidad.
- (11) Discusiones que pueden ser valiosas, con personas de la localidad, particularmente con las que estén familiarizadas con las áreas cultivadas o de riego. Se puede obtener información en lo que se refiere a los tipos de plantas que se cultivan, rendimiento de las cosechas, prácticas de riego y magnitud y efectos de las avenidas locales.

Investigaciones Subsuperficiales.— La información sobre las condiciones subsuperficiales es básica en una investigación de drenaje. La información requerida incluye: (1) características del suelo en lo que se refiere a permeabilidad, textura y estructura; y (2) espesor, posición y continuidad de los distintos estratos. Cuando hay pocos datos disponibles, será necesario localizar e instalar perforaciones de observación. El número y espaciamiento de las perforaciones dependerá del alcance de la investigación, forma y tamaño del área, etc.; de modo que el espaciamiento puede variar desde algunas decenas de metros en un área pequeña que tiene problemas, a centenares de metros en una investigación para construcción, o a kilómetros en una investigación de reconocimiento.

Para hacer el análisis matemático de las condiciones subsuperficiales para investigar el flujo natural, los requisitos de drenaje

je, o la localización de los drenes, se requiere conocer el valor de la profundidad hasta la barrera, o conocer que la profundidad de la barrera es proporcionalmente tan grande, que su efecto es insignificante en el análisis. En áreas donde existen pozos domésticos u otra clase de pozos, la información se puede obtener revisando los registros de perforación, pero si esa información no existe, se deben hacer perforaciones de exploración e instalar dispositivos de observación para obtener la información que se necesita. Cuando las barreras son muy profundas, la profundidad que se emplea en el método de espaciamiento queda limitada por un valor máximo de la cuarta parte del espaciamiento entre drenes; este dato suministra un valor límite para la profundidad de las perforaciones. En algunos casos se ha encontrado que el efecto de la profundidad de la barrera más allá de unos 10 a 12 M. tiene poco efecto en el espaciamiento de los drenes, de modo que sólo algunas perforaciones se deben hacer hasta esa profundidad. Como los drenes se instalan frecuentemente a profundidades de unos 3 M., todas las perforaciones para un estudio de drenaje subsuperficial se deben llevar hasta dicha profundidad por lo menos. Como punto de arranque para una investigación de condiciones subsuperficiales en un área para la cual existen pocos datos disponibles, los planes se pueden basar razonablemente en la siguiente distribución de profundidades:

Una perforación en 10 se profundiza hasta la barrera
 3 perforaciones en 10 se profundizan de 9 a 12 Mts.
 6 perforaciones en 10 se profundizan hasta 3 metros.

Cuando ya existe información adicional, que permite hacer cálculos preliminares del efecto de la profundidad a la barrera en el espaciamiento de los drenes, se debe reexaminar si es adecuada la distribución que se ha indicado.

Para analizar el efecto de las características subsuperficiales en la localización, profundidad y espaciamiento de los drenes, se debe dibujar una serie de perfiles que muestren la localización, extensión y declives de los distintos estratos. Estos detalles se pueden analizar en seguida en relación con la pendiente de la superficie -

del terreno y las condiciones existentes o previstas del agua subterránea. En donde existen estratos continuos de suelo importantes, que abarcan un área grande, de textura fina, de material de permeabilidad lenta o de material de textura gruesa altamente permeable, es útil dibujar un mapa de curvas de nivel de la superficie del estrato. Ese mapa de curvas de nivel es sumamente útil, al planear un sistema de drenaje para un área que tiene estratos subyacentes de dichos materiales a profundidades de 1.20 a 3 - Mts.

Identificación de la Zona de Barrera.— Por definición una zona de barrera es un estrato que tiene una permeabilidad de una quinta parte o menor, que el promedio pesado de permeabilidad de los estratos que están encima de dicha barrera. Aún cuando esta norma es arbitraria, ha resultado satisfactoria en la práctica y se puede usar hasta que exista mayor conocimiento sobre el movimiento del agua subterránea en suelos heterogéneos.

Zonas de contacto disconformes.— En la formación de la corteza terrestre, hay muchos lugares en donde la erosión del viento y del agua dejó ondulada la superficie del terreno. Esto se debe, entre otras cosas, a que las áreas más densas, comunmente más duras, son más resistentes a la erosión que las áreas menos densas. Las áreas más densas son también más resistentes al movimiento interno del agua y tienen permeabilidades comparativamente más bajas. Posteriormente, en tiempos geológicos, algunas de estas áreas quedaron cubiertas con aluviones y en la época presente pueden tener una topografía superficial bastante regular y ser adaptables al riego. Bajo riego cualquier agua en exceso se percola hacia abajo a través del material superficial, pero queda contenida detrás de los diques formados por la formación ondulada subsuperficial. Este fenómeno causa muchas veces manchas o zonas húmedas que no se pueden explicar de otra forma.

Es muy posible que el sistema normal de perforaciones de observación no revele la presencia de esta condición subsuperficial desfavorable. En áreas en donde se sabe que hay lutita subyacente y en lugares en donde los cortes profundos pueden revelar estratos ondulados de material impermeable, se debe hacer una investigación más detallada. En estas áreas, es necesario localizar y mapear estas barreras por medio de perfe-

raciones más cercanas y proporcionar un sistema de drenaje que corte a través de los diques y que pueda drenar las masas de agua colgadas detrás de ello.

Estudios de las Fuentes de origen del agua.— La presencia de agua en exceso, que crea problemas de drenaje, se puede rastrear a (1) precipitación, (2) aplicación del riego, (3) infiltración de masas de agua superficiales, (4) presión hidrostática de un acuífero artesiano, ó a una combinación de estas fuentes de origen. La fuente de origen del agua perjudicial debe ser conocida, para tomar las medidas de protección adecuadas. Si la fuente de origen del agua que causa problema de drenaje es la precipitación, la solución puede ser proporcionar drenes superficiales más adecuados; si es exceso de agua de riego, la solución puede ser la educación de los usuarios del agua, además de proporcionar drenes (pero se debe recordar, que prácticamente todos los suelos áridos requieren algo de agua de riego en exceso a la del uso consuntivo, para control de salinidad); si el exceso es trasminación, la solución puede ser el revestimiento de canales; si es presión hidrostática, la solución puede comprender la construcción de pozos de alivio. Todas estas soluciones generalmente se combinan con drenes de alivio o interceptores.

A. Precipitación.— Los registros de precipitación que se consiguen para estudiar la relación de precipitación a escurrimiento, se deben analizar también desde el punto de vista de su efecto en el escurrimiento superficial y de su efecto en el nivel de la superficie freática. La distribución de la precipitación se debe relacionar a las fluctuaciones de las elevaciones de la superficie freática y los registros de un largo período de precipitación, se deben relacionar a los hidrógrafos de los niveles del agua para el mismo período, en donde sea posible. La coincidencia de las fluctuaciones de estos factores, indicaría que la precipitación es dominante como fuente de agua de origen.

B. Riego.— Debido a la práctica común de aplicar cantidades de agua de riego excesivas, el problema de drenaje de una cierta área se puede rastrear frecuentemente a las prácticas de riego. Para determinar si el agua de riego en exceso es la fuente de origen de los problemas

de drenaje, se deben investigar los siguientes puntos: (1) el efecto de los riegos individuales en la superficie freática, (2) la fluctuación del nivel de la superficie freática durante toda la estación de riego y durante el tiempo en que no hay riego, y (3) los cambios en las elevaciones de la superficie freática durante un periodo de varios años, y si es posible, antes y después de la aplicación del riego. Las prácticas de riego se deben relacionar a los tipos de suelo y a las necesidades de los cultivos; y en forma ideal, sólo se debería aplicar agua suficiente para satisfacer las necesidades del cultivo y para mantener un balance salino.

- C. Infiltración.— La infiltración es la fuente de origen más importante de agua freática en muchas áreas con problemas de drenaje. La mayor parte de la infiltración se origina en las obras construidas para riego, como canales, laterales o vasos; o se originan por el riego de terrenos a niveles superiores; aun cuando en algunos casos, la infiltración puede provenir de la lluvia o del deshielo en áreas a mayor altura. La comparación de las fluctuaciones del nivel del agua subterránea, con los niveles del agua en canales y en vasos, o con la aplicación del agua de riego en terrenos a niveles superiores, puede indicar la fuente de origen del agua de infiltración. El crecimiento de tules, sauces y de otras plantas freatofitas, abajo de posibles fuentes de origen, es indicación de un alto nivel del agua freática y de posible infiltración sub-superficial. Otros métodos para rastrear la infiltración comprenden el uso de colorantes, sales, (isótopos algunas veces), perforaciones de observación y piezómetros.
- D. Presión Hidrostática.— En ciertas áreas, se puede encontrar que la presión hidrostática de los acuíferos subyacentes es una fuente de agua perjudicial. Las presiones hidrostáticas, o artesianas, se presentan cuando una capa de lenta permeabilidad cubra una capa permeable saturada, cuya fuente de alimentación se encuentra a elevación superior. La presión hidrostática puede forzar el agua hacia arriba, a través de la capa de permeabilidad lenta, ó a través de fracturas o fallas en dicha capa. Cantidades perjudiciales de agua artesiana pueden existir y estar presentes, en áreas donde viejos pozos arte-

sianos tienen fugas debajo del terreno ó cuando se permite que fluyan libremente a la superficie sin obras adecuadas que eliminen el escurrimiento superficial.

Estudios del Agua Freática.— Los estudios de la superficie freática proporcionan mucha información interesante y necesaria respecto al problema de drenaje. En áreas donde ya existe un alto nivel de la superficie freática, esa información es esencial para entender el problema; y en áreas — en donde se espera tal cosa, es necesaria para tomar medidas preventivas. La investigación proporciona datos: de la posición, extensión y de las — fluctuaciones de la superficie freática; de la dirección y movimiento del agua freática; y de la indicación de las fuentes de origen del agua y de las áreas de descarga. La investigación se efectúa por medio de la instalación de perforaciones de observación y de piezómetros y por el análisis de las lecturas de medidas periódicas.

La medida de la profundidad del agua con respecto a la superficie del terreno, por medio de perforaciones de observación y de — piezómetros, se efectúa con la frecuencia dictada por el problema particular bajo estudio. La frecuencia puede variar desde lecturas diarias hasta trimestrales, pero en general, las lecturas deben ser mensuales, por lo — menos. Las lecturas tienen por objeto establecer un registro de las fluctuaciones del nivel de la superficie freática a través del tiempo, que — refleja todos los factores que afectan a la superficie freática. Se necesita por lo menos un ciclo anual completo, para que se reflejen todos los factores; de modo que éste es el mínimo registro que debe estar disponible antes de emprender la localización y el diseño de un sistema de drenaje.

Los datos con respecto a las observaciones de la superficie freática no tiene sentido y son inútiles, si no existe un análisis que — interprete su significado. La simple recolección de datos es un gasto innecesario, a menos que le siga el dibujo de todos los datos en forma adecuada para estudio e interpretación de los resultados. La interpretación — empieza con la persona que recoge los datos, quien debe estar alerta a — los cambios abruptos de las condiciones previas y debe intentar explicarlos. Unas cuantas notas en la libreta de campo, pueden evitar confusión — durante el análisis.

En muchos casos los registradores automáticos colocados en localizaciones seleccionadas, proporcionan registros para su uso junto con otras mediciones. En muchos casos, el uso de los registradores permite intervalos de tiempo más grande entre mediciones.

Los dibujos, que son útiles para analizar los problemas del agua subterránea son: planos de la superficie freática, mapas de profundidad al agua, perfiles de la superficie freática, perfiles piezométricos e hidrógrafos. Los métodos para preparar estos dibujos son los siguientes:

A. Planos de la Superficie Freática. Se sitúa en el plano que cubre el área, todos los puntos en los cuales se tomaron elevaciones de la superficie del agua subterránea. Marque las elevaciones en estos puntos y prepare un mapa de curvas de nivel de la superficie freática. Nótese que las medidas de las elevaciones de la superficie freática se deban hacer en el tiempo más corto posible, porque estas elevaciones fluctúan y las lecturas tomadas en un día en un lugar, no se pueden relacionar a las lecturas tomadas varias semanas después, en otro lugar. Las fechas que marcan el periodo de tiempo durante el cual se hicieron las lecturas de las elevaciones, se deben anotar en el mapa.

Estos planos muestran la dirección del movimiento del agua por la forma y posición de las curvas de nivel; indican también las áreas de recarga y de descarga; y dan alguna indicación de la permeabilidad relativa, por la distancia que existe entre las curvas de nivel

B. Planos de profundidad al agua. Estos planos muestran la profundidad del agua debajo de la superficie del terreno en cualquier punto. Una forma de prepararlo es marcar las profundidades medidas al agua desde la superficie del terreno, en un plano base, en cada punto medido y preparar un plano de curvas a partir de estos valores. Estos planos indican las áreas que tienen problemas, las que se pueden ver más claramente si el área entre las curvas de nivel está coloreada siguiendo los símbolos.

C. Plano de profundidad a la barrera. El plano de profundidad a la ba-

rrera, se puede preparar de manera similar a la preparación del plano de profundidad al agua si hay suficientes datos con respecto a la localización de la barrera. Este plano es útil para hacer la localización de los drenes y para obtener la información que se necesita al hacer los cálculos para los requisitos de drenaje.

- D. Perfiles de la Superficie Freática.— Cada perfil se prepara siguiendo la línea de una serie de perforaciones de observación. El perfil que sirve de base se prepara dibujando la localización y la profundidad de las perforaciones de observación, la elevación de la superficie del terreno y los manantiales, canales, estanques o vasos que se encuentran en el perfil. El perfil generalmente se dibuja cuesta abajo, en la dirección del movimiento del agua, pero se puede dibujar en cualquier dirección. La elevación de la superficie del agua en cada perforación de observación, o en otro punto conocido, se puede dibujar en una copia heliográfica de este perfil. Si se usan lápices de distinto color para las lecturas tomadas en diferentes épocas del año, se puede obtener una comparación visual de las fluctuaciones del nivel del agua freática a lo largo del perfil.

Un perfil es aún más valioso, si también contiene información sobre la clase de material subsuperficial. Los registros obtenidos durante la instalación de las perforaciones de observación se pueden dibujar en cada perforación y cualquier otra información se puede dibujar en su localización apropiada. Si se tiene información de las texturas de suelo, puede ser posible hacer conexiones tentativas entre las perforaciones dibujadas, para obtener idea en lo que se refiere a las variaciones de textura. La elevación de la barrera se debe dibujar también en cada perforación en el perfil, porque esta información ayuda a la localización de los drenes y a los cálculos de los requerimientos para drenaje.

- E. Perfiles Piezométricos.— Las lecturas de varios grupos de piezómetros se pueden anotar en un perfil dibujado a lo largo de dichos grupos. La elevación del agua, o lectura de presión en cada piezómetro se anotan en el perfil en la elevación del extremo inferior del tubo en el cual se tomó la lectura. En un plano, las líneas que se dibujan por

los puntos de igual presión, forman un plano de "curvas de igual presión" (isopiésticas). Las líneas de corriente que se dibujan de los de alta presión a los puntos de baja presión, perpendicularmente a las líneas de igual presión forman una red de flujo y muestran la dirección del movimiento del agua y posiblemente la fuente de origen del agua. Este procedimiento es particularmente útil para localizar una fuente de origen de agua artesiana.

F. Hidrógrafos.— Se puede hacer una gráfica que muestre la variación de elevación de la superficie freática con respecto al tiempo, para un solo pozo, perforación o piezómetro. Esta gráfica muestra claramente cualquier fluctuación en la superficie del agua y también la tendencia del movimiento de la superficie freática. Cuando el análisis de un hidrógrafo no proporciona la explicación de un cierto problema, puede servir de ayuda en el análisis la sobreposición de datos adicionales en el hidrógrafo.

Aportación del agua subterránea a los drenes.— En estado natural, el agua freática sigue el ciclo hidrológico, donde una parte de la precipitación que cae sobre la superficie del terreno se percola hacia abajo, para unirse a la masa existente de agua freática, y la masa en conjunto se mueve lentamente desde una elevación superior a otra inferior. En el curso de varios siglos, los vasos subterráneos se llenan con aguas hasta que derraman por una salida natural, como manantial o corriente superficial. En la repetición del ciclo hidrológico, la superficie freática sube durante los períodos de alta precipitación y alta percolación profunda, con el aumento consiguiente de la corriente en la salida natural. Un período de baja precipitación causa una condición inversa. Se llega a alcanzar estabilidad donde el agua subterránea y la descarga natural fluctúan dentro de una pauta establecida.

Quando se aplica agua de riego a la superficie del terreno, aumenta la percolación y la pauta se trastorna. La superficie freática sube y la descarga por la salida natural aumenta. Si el agua freática se alimenta con mayor rapidez que la rapidez de viaje a dicha salida, el agua freática sube y puede alcanzar nuevas salidas que aumentan su descarga. Si la descarga no es suficiente, el agua continúa subiendo en sus

ca de otras salidas. Cuando la continuación de este proceso hace subir a la superficie freática muy cerca de la superficie del terreno, la producción agrícola que se inició por el riego, se afecta adversamente y entonces se deben instalar salidas artificiales en la forma de drenes. El dren desempeña la función de impedir que la superficie freática invada la zona de raíces, en la medida que sea necesaria para que no se reduzca la producción de las cosechas. Una profundidad creada de 1.20 a 1.50 M. hasta la superficie freática, se considera generalmente satisfactoria, y el valor exacto de la profundidad de diseño depende de las condiciones locales, incluyendo los tipos de cultivos. Después que se instalan los drenes y que continúa el riego, la salida natural del agua subterránea continúa funcionando y sigue descargando agua con mayor rapidez que durante el período de su estabilidad original. En consecuencia, los drenes no tienen por objeto retirar toda la percolación profunda, porque una porción de ella, sale a través de la salida natural.

Los datos obtenidos por la observación de la operación de un sistema de drenaje, son los mejores para uso en la determinación de la capacidad de diseño de un nuevo sistema, siempre que, suelos, sistemas de cultivo, clima, manejo del agua y otras condiciones, sean relativamente semejantes. Se debe hacer todo el esfuerzo posible para obtener información de esa clase, antes de decidir el valor de la capacidad de diseño. La medición de los gastos en drenes, en distintos lugares, proporciona información muy valiosa en lo que se refiere a los límites generales de la capacidad de diseño, para drenes que sólo conducen el exceso de agua subterránea y que no llevan escurrimiento superficial de las parcelas regadas. Los datos de drenes de un proyecto cercano, que tenga condiciones similares, probablemente son los mejores para efectuar una comparación, pero también es posible usar datos de otros proyectos, analizando la diferencia de condiciones. Incidentalmente, los datos que se refieren al gasto de agua subsuperficial que se elimina por drenes, son relativamente escasos. Los ingenieros de drenaje deben hacer todo el esfuerzo posible para obtener datos adicionales, junto con información relativa del área servida por el dren, del programa de riego, de la percolación profunda probable y de las características del suelo, y dichos datos se debieran publicar o diseminar en alguna otra forma. Me-

medidas reales hechas en lugares diferentes, indican que una capacidad media de diseño de 17.6 litros por segundo por kilómetro de dren, o una capacidad de 0.233 litros por segundo por hectárea (1 metro cúbico por segundo por cada 4,287 Has.) sería suficiente en condiciones normales. Las mediciones de gasto varían sin embargo, desde 9 hasta 53 litros por kilómetro de dren y desde 2,144 hasta 7,146 Has. por M3/6.

Donde no existen datos de experiencia, se pueda usar la siguiente fórmula, para obtener el valor aproximado de la cantidad de agua que entra a drenes espaciados de alivio, proveniente de percolación profunda, cuando los drenes están arriba de la barrera:

$$q_p = 0.0000727 \frac{ykD}{L}$$

donde:

- q_p = gasto en metros cúbicos por segundo por metro de longitud de dren, proveniente de percolación profunda.
- y = ascenso máximo permisible de la superficie freática arriba de la plantilla del dren, metros.
- k = permeabilidad media pesada del perfil del suelo entre la máxima superficie freática y la barrera, metros por día.
- D = suma de la altura del dren sobre la barrera, más y , metros
- L = espaciamiento entre los drenes, metros.

Para el caso en que el dren descansa justamente encima de la barrera, la fórmula aplicable es:

$$q_p = 0.0000463 \frac{kH^2}{L}$$

donde:

- q_p = gasto en metros cúbicos por segundo por metro de dren, proveniente de percolación profunda,
- k = permeabilidad media pesada del perfil del suelo comprendido entre la elevación máxima de la superficie freática y el dren metros por día.
- H = altura máxima permisible de la superficie freática, arriba de la plantilla del dren, metros, y

Le espaciamiento de los drenes, metros.

Si es necesario valorar la contribución al agua subterránea, que proviene de una masa de agua superficial, como una corriente, estanque o lago, se puede lograr valorando los factores de aportación superficial y subsuperficial, precipitación, transpiración y evaporación, agua importada y exportada, salidas superficiales y cambio en el almacenamiento superficial, para llegar a obtener un valor para la pérdida por filtración. Rara vez es necesario efectuar esta valoración, lo que es una circunstancia afortunada, porque es muy difícil obtener valores suficientemente aproximados.

Las contribuciones al agua subterránea por la infiltración de canales se pueden obtener por medio de una prueba de estancamiento, en la cual, la pérdida de filtración se puede medir por los cambios de volumen de una zona estancada en el canal por medio de diques, corregida como sea necesario por las pérdidas de transpiración y evaporación o bien se puede obtener un valor aproximado por la fórmula de Moritz, que es como sigue:

$$S = 0.038 C \frac{Q}{V}$$

donde:

- S= pérdida en metros cúbicos por segundo por kilómetro de canal
- Q= gasto del canal en m³/s
- V= velocidad media en el canal en metros por segundo, y
- C= profundidad de agua en metros, que se pierde a través del perímetro mojado en 24 horas.

Los valores de C son los siguientes:

<u>Clase de material</u>	<u>Pérdida por día en metros de profundidad</u>
Revestimiento de concreto	0.101
Grava cementada y tierra endurecida con limo arenoso	0.104
Arcilla y limo arcilloso	0.125
Limo arenoso	0.201

cenizas volcánicas	0.207
Cenizas volcánicas con algo de arena	0.299
Arena y cenizas volcánicas o arcilla	0.366
Suelo arenoso con algo de roca	0.512
Suelo arenoso y gravoso	0.671

A veces, es necesario conocer la cantidad de agua subterránea contribuida por la infiltración del canal, para valorar los beneficios que resultarían de reducir esa infiltración. Cuando q_u ha sido calculada bajo la condición de que también están incluidas las pérdidas del canal, puede ser posible analizar el efecto de las pérdidas del canal en los requisitos de drenaje, cuando se conoce la cantidad perdida en el canal. En esta forma, se puede determinar el efecto que tiene el revestimiento del canal en la disminución de los requisitos de drenaje y se puede hacer una comparación del costo del revestimiento del canal, en contra del costo de la construcción de drenes. Esto no implica necesariamente que el requisito del drenaje quedará eliminado por el revestimiento del canal, sino que el drenaje se reducirá y que posiblemente se eliminará. El hecho de revestir un canal no permite afirmar la hipótesis de que la infiltración queda eliminada totalmente, porque aún los mejores revestimientos permiten algo de infiltración, como se puede apreciar por el valor de C de la fórmula de Moritz, para canales con revestimiento. El efecto que resulta en el drenaje por el revestimiento de un canal, depende de la capacidad de la formación geológica para transmitir el total de la infiltración del agua en comparación con la capacidad de transmisión del caudal reducido. La aportación para la cual se deben diseñar los drenes es la suma de componentes individuales o sea:

$$q = q_p + q_u$$

donde:

- q = metros cúbicos por segundo por metro de dren,
- q_p = gasto (en las mismas unidades de arriba) debido a la percolación profunda,
- q_u = gasto (en las unidades de arriba) debido a la aportación que proviene de las áreas exteriores, o debido a la infiltración de masas de agua de la superficie.

Condiciones de la salida, para eliminación.— Una de las primeras consideraciones en la planeación de todo drenaje, es determinar la adecuación de la salida de los drenes para la eliminación del caudal. Si la salida no es adecuada, se debe hacer que lo sea o se debe planear el bombeo de la descarga. Cualquiera de estas medidas puede afectar la factibilidad del drenaje.

Las investigaciones necesarias para determinar la adecuación de la salida dependen de las características de la corriente o del área, que van a recibir el gasto de drenaje para su eliminación. Cuando los sistemas de drenaje descargan en ríos, arroyos, lagos u otras masas de agua que tienen fluctuaciones y altas aguas, es necesario determinar la elevación, frecuencia y duración de las altas aguas, con tanta aproximación como sea posible y analizar su efecto en el sistema de drenaje. — Estas fluctuaciones determinan la elevación del extremo inferior del gradiente hidráulico del sistema. La superficie del agua en las obras de salida de un drenaje por gravedad, debe coincidir con la superficie normal del agua de estanques, lagos o vasos inferiores, a menos que los estudios demuestren que las altas aguas tendrán suficiente frecuencia y duración para ser perjudiciales al drenaje, en cuyo caso, la elevación de la plantilla del dren debe subir. En las circunstancias usuales, esto significa que las tierras drenadas deben quedar 3 metros o más arriba de la elevación de la salida, si las tierras han de ser drenadas económicamente.

Las condiciones de altas aguas se pueden obtener estudiando los registros de las escalas, si existen; por observaciones de huellas en las márgenes de las corrientes o lagos y por investigaciones con la gente de la localidad. La adecuación de las salidas naturales se puede encontrar calculando el escurrimiento estimado para toda la cuenca a la que dan servicio y comprobando su capacidad.

Puede haber casos excepcionales, en los cuales el efluente del escurrimiento superficial puede ser eliminado en sumideros, donde percola hacia dentro del terreno y se une a la masa de agua subterránea. Esto es posible sólo en aquellos casos donde la propia masa de agua sub-

terránea tiene salida hacia una corriente o hacia otro sistema de drenaje, o cuando la salida es hacia un área donde no creará problemas que requieran la construcción de drenes subsuperficiales. La rapidez de infiltración en estos sumideros debe ser suficientemente grande para absorber los gastos de drenaje necesarios y debe permanecer con esa capacidad el tiempo necesario para que el desarrollo constituya un método económico.

Localización de drenes.— No se ha podido establecer una regla fija, o conjunto de reglas, que sirvan rígidamente al ingeniero de drenaje para localizar cada uno de los drenes. Cada localización presenta problemas individuales que se resuelven analizando las condiciones que intervienen. Siempre que sea posible, los drenes de salida y los drenes colectores deben localizarse a lo largo de los cauces naturales de drenaje, en tanto que los drenes de alivio y los interceptores se deben localizar donde produzcan los mejores resultados. La localización y espaciamiento de los drenes requiere un estudio cuidadoso y una gran dosis de sentido común, por parte del ingeniero de drenaje. Después que se han decidido las localizaciones tentativas de los drenes, se deben dibujar en un área del mapa. Una vez hecho esto, sus ejes deben trazarse en el terreno. Frecuentemente las localizaciones reales en el terreno ponen en evidencia los cambios que se necesitan hacer en localización o alineamiento. En estos casos, las localizaciones en el terreno se deben cambiar según se requiera y por supuesto, se deben cambiar las localizaciones en los mapas para que correspondan. El eje dibujado en el mapa debe estar a escala y se deben marcar las estaciones para referencias futuras. Después de trazar el eje del dren en el campo, se deben hacer perforaciones a lo largo del dren a intervalos, hasta la profundidad propuesta para el dren, para confirmar que el dren queda alojado apropiadamente en material permeable. También se deben hacer perforaciones en líneas transversales al eje del dren, para el mismo propósito según se requiera. El origen del cadenamiento se debe establecer en el extremo de la salida y el cadenamiento debe progresar hacia aguas arriba. Al localizar las zanjas de drenaje, se debe dar suficiente amplitud al derecho de vía para facilitar la construcción correcta del dren.

Numoración de los drenes.- Después que los drenes han sido trazados y estacados en el campo, se les debe dar un número para identificación. - No existe un solo método de numeración que rija para todas las disposiciones de drenes. Uno de los métodos de numeración que se adapta mejor a muchas situaciones es localizar la boca de salida del dren con respecto a la subdivisión del terreno y localizar la confluencia de los tributarios con respecto a dicha boca de salida.

Estructuras existentes.- La localización, elevaciones y capacidades de todos los puentes y alcantarillas a través de los cuales debe pasar el dren propuesto, se deben determinar. Se deben investigar los cimientos de los puentes y se deben determinar las elevaciones de los terraplenes de caminos y ferrocarriles. Se debe anotar la localización de todas las líneas de servicios públicos (líneas de transmisión, gasoductos, oleoductos, etc.) y de los edificios, que pueden afectar o interferir con el trabajo de construcción; y se deben obtener descripciones apropiadas de las estructuras y de las condiciones existentes.

Consideraciones económicas de los problemas de drenaje.- Muchas veces se requiere un análisis de costos y beneficios para determinar si se debe drenar una cierta área; si el sistema de riego se debe revestir, en lugar de construir un sistema que elimine la infiltración de los canales; o si el sistema de drenaje se debe construir con bombeo, con drenes abiertos o cubiertos, o con una combinación de lo anterior. El ingeniero de drenaje es responsable de la formulación de las estimaciones de costos para todos los métodos alternativos, pero el análisis de los beneficios no pertenece a la esfera de su responsabilidad. El ingeniero de drenaje debe estar atento en todo tiempo a la investigación de métodos alternativos que den buenos resultados y se debe esforzar para encontrar la solución de los problemas al costo más bajo, según los principios de ingeniería. Cuando una comparación directa de costos no basta para llegar a una solución económica, un economista se debe encargar de hacer el análisis de los beneficios.

RED DE DRENAJE POR MEDIO DE CANALES ABIERTOS

1.- Aspecto Hidráulico.-

a).- Forma de la sección transversal.- Se ha visto que la forma más económica para un canal en tierra, desde el punto de vista de su construcción y conservación es la forma trapezoidal. La sección de máxima eficiencia de este tipo de sección se obtiene mediante la fórmula:

$$b = 2 d \tan \theta/2$$

Sin embargo esta fórmula generalmente no es aplicable al cálculo hidráulicos de una red de drenaje agrícola ya que existen factores muy importantes para el diseño tales como: la profundidad de los drenes lo cual nos limita el tirante "d", además de las exigencias de la futura conservación etc.

b).- Taludes Laterales.- Los taludes laterales de un dren abierto deben tener una inclinación igual al ángulo de reposo del material en el cual se encuentra alojado el dren.

Clase de suelo	Talud permisible aproximado		Notas
	en el aire	bajo el agua	
Arena	2 a 2.5:1	3 a 4:1	Según su finura
Suelos Agrícolas	1.5 a 1.75:1	2 a 2.5:1	Según su finura
Arcilla	1 a 1.25:1	1.25 a 1.5:1	Según su finura
Roca laminada	0.25 a 0.5:1	0.25 a 0.5:1	
Roca sólida	Vertical	Vertical	

La sección transversal consta de las siguientes partes:

Excavación o cubeta, que es propiamente el dren y unos bordos de desperdicio a cada uno de los lados del dren; estos bordos se deben colocar a una distancia mínima tal que no puedan ocasionar sobrecargas que pongan en peligro la estabilidad de los taludes laterales de la sección transversal.

En casos críticos se debe hacer un estudio de la estabilidad de los taludes con la sobrecarga debida al peso de la tierra, para determinar la distancia mínima a la que se deben alejar los bordos o de ser económicamente posible extender estos sobre los terrenos adyacentes.

c).- Coeficiente de rugosidad.- En la siguiente table se dan los valores de "n" que se acostumbra utilizar en el diseño; tanto en la fórmula de Chezy Kutter como en la de Manning.

Tipo de Material en que se aloja el Dren Coeficiente de rugosidad.-

Excavados en tierra en buenas condiciones de conservación - - - - -	de 0.023 a 0.032
Excavados en roca, usando explosivos - - - - -	de 0.035 a 0.040
Excavado en roca, con superficie muy rugosa - - - - -	de 0.040 a 0.050
Excavados en tierra, con depósitos de azolve - - - - -	de 0.028 a 0.035
Excavados en tierra, con vegetación acuática y taludes con daños parciales - - - - -	de 0.030 a 0.050
TRAMOS REVESTIDOS .-	
Concreto con losas con superficie lisa - - - - -	de 0.012 a 0.015
Concreto con acabado rugoso - - - - -	de 0.015 a 0.020
Concreto lanzado neumáticamente - - - - -	de 0.017 a 0.027
Revestimiento de ladrillo - - - - -	de 0.013 a 0.017
Revestimiento de Mampostería - - - - -	de 0.017 a 0.025
Revestimiento de Grava - - - - -	de 0.030 a 0.033
CAUCES NATURALES.-	
Cauces naturales o ríos sin piedras grandes en el fondo	de 0.025 a 0.030
Cauces naturales o ríos con piedras Gdes. en el fondo -	de 0.030 a 0.035
Cauces naturales con taludes laterales irregulares y piedras en el fondo - - - - -	de 0.035 a 0.040
Cauces naturales con taludes y fondo irregulares con árboles y troncos en el cauce - - - - -	de 0.060 a 0.150

Factores que hacen variar el Coeficiente de rugosidad:

1.- Rugosidad de la superficie.- Forma y tamaño de los granos del material que compone la sección de la conducción.

2.- Vegetación.- Provoca una disminución notable en la ca

pacidad, en función del tamaño, densidad y tipo de vegetación con un aumento del coeficiente de rugosidad.

Variedades más comunes de vegetación que pueden crecer en los drenes abiertos.

.).- Algas, musgos y lamas.- Aumentan el valor del coeficiente de rugosidad en el orden del 0.010.

..).- Zacate y tules.- Aumentan el valor hasta en un 0.020; para canales cubiertos de zacates se han tenido valores de aumento entre 0.035 y 0.050.

...).- Diferentes clases de matorrales y arbustos.- Aumentan el valor del coeficiente entre 0.10 y 0.15.

d).- Pendiente Longitudinal del fondo.-

Depende principalmente de la pendiente longitudinal del terreno natural; se debe tratar que la pendiente longitudinal del fondo sea paralela a la pendiente longitudinal del terreno natural; esto muchas veces no es posible ya que puede alterar la estabilidad de la sección transversal al producirse velocidades erosivas o velocidades en las que se producen depósitos de azolves.

Cuando haya drenes tributarios que descarguen al canal principal se debe procurar que no se produzca remanso en la descarga; elevando lo necesario la rasante de descarga del tributario para evitarlo.

e).- Cálculo Hidráulico.- Para determinar las características geométricas en los drenes abiertos; debido a su facilidad de utilización y amplia experimentación se utiliza generalmente la fórmula de Manning.

$$v = 1/n \cdot r^{2/3} \cdot S^{1/2}; \text{ en donde:}$$

v = Velocidad media en la sección transversal

r = Radio Hidráulico = $\frac{\text{Área Hidráulica}}{\text{Perímetro mojado}}$

Para el caso particular de secciones trapeciales se tiene:

$$A = b d + t d^2$$

b = Ancho de la plantilla del dren

d = Tirante de agua en el dren
 t = Talud de la sección transversal

$$p = b + 2 d \sqrt{1 + t^2}$$

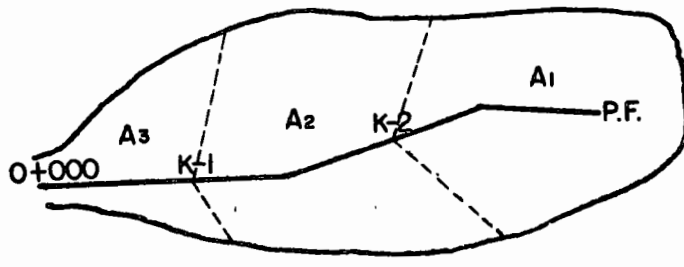
De la fórmula de la continuidad se tiene;

$$Q = A v$$

$$Q = \frac{A}{n} r^{2/3} S^{1/2}$$

En esta Fórmula se tienen generalmente como datos "Q" y "n" quedando por determinar "A"; "r" y "S".

El Gasto Q se determina en función del área del drenaje tributaria al dren, por lo cual se debe dividir este; en tramos de ± 1 Km. como se vé en el siguiente croquis :



Area tributaria para el tramo K - 2-P F. = A₁

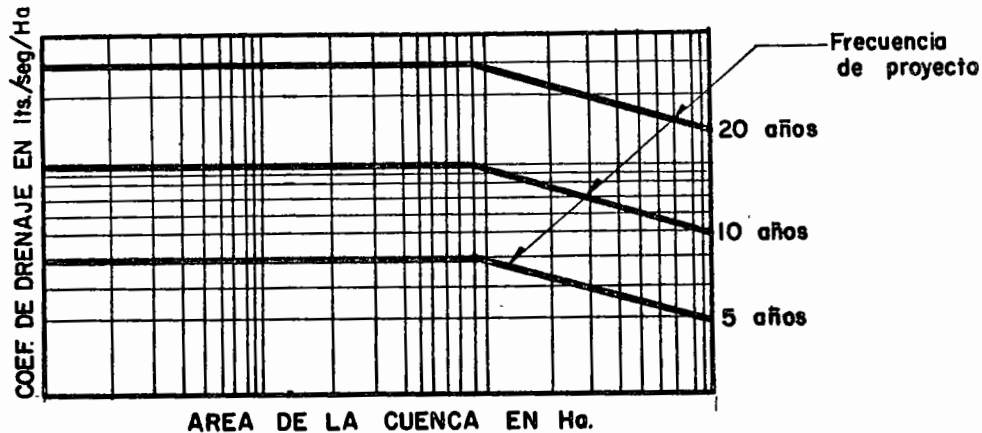
Area tributaria para el tramo K - 1-K - 2 = A₁ + A₂

Area tributaria para el tramo 0+000 - K - 1 = A₁ + A₂ + A₃

COEFICIENTE DE DRENAJE

Generalmente para la región en estudio se determinan los coeficientes de drenaje para una serie de frecuencias de proyecto empleando para ello alguno o algunos de los métodos vistos anteriormente de tal-

forma que uniendo los puntos de gastos así determinados se obtienen las curvas que nos representan los coeficientes de drenaje; generalmente son de la forma siguiente:



De donde se ve que mediante estas curvas el gasto que se nos hace únicamente función del área de drenaje; por lo que para determinar el gasto parcial de un determinado tramo de dren, únicamente tendremos que multiplicar el área tributaria del tramo por el coeficiente de drenaje respectivo.

Determinación de las Características Geométricas para Pendientes Longitudinales Pequeñas.-

Cuando se tienen pendientes longitudinales pequeñas, se estima la velocidad mínima de proyecto; que es aquella bajo la cual se inicia la sedimentación de las partículas de azolve que lleva el agua en suspensión, por cualquiera de los métodos siguientes:

a).- Capacidad del agua para acarrear el azolve en suspensión. Se calcula la cantidad de azolve en suspensión que entra al canal y se compara con la capacidad del agua para acarrear el azolve.

Una de las fórmulas para calcular la capacidad de acarreo

es la propuesta por E. A. Zamarrín para canales sin revestir; dada en función de la velocidad del agua.

$$Co = 700 \frac{V}{W_0} \sqrt{\frac{r s v}{W}}$$

Co = Capacidad de acarreo de azolve en $\frac{\text{Kg. de azolve}}{\text{M}^3 \text{ de agua}}$

v = Velocidad media de escurrimiento en m/seg.

r = Radio Hidráulico en M.

s = Pendiente Hidráulica

W = Velocidad media de sedimentación, en agua sin movimiento en mm/seg.

W₀ = W cuando W > 2 mm/seg.

W₀ = 2 mm/seg. cuando W ≤ 2 mm/seg.

b).- Mediante la fórmula de M. M. Gushing.-

$$v = C Q^{0.2}$$

v = velocidad media mínima permisible en m/seg.

Q = Gasto del dren en M³/seg.

C = Coeficiente que está dado en función de la velocidad de sedimentación.

Velocidad de Sedimentación en mm/seg.	Coeficiente C
< 1.5	0.33
1.5 a 3.5	0.44
≥ 3.5	0.55

Generalmente para los drenes abiertos es recomendable utilizar velocidades medias mayores de 0.45 a 0.60 m/seg.

Teniendo como dato la velocidad de proyecto nos queda solo-determinar el ancho "b", el tirante "d" y la pendiente "S"; estos se determinan de la siguiente manera:

$$Q = A v$$

$A = \frac{Q}{v}$; pero sabemos que:

$$A = b d + t d^2 . . .$$

$t d^2 + b d - A = 0$; resolviendo esta ecuación:

$$d = \frac{-b + \sqrt{b^2 + 4 A t}}{2 t}$$

Esta ecuación se resuelve suponiendo un valor de "b"; para determinar el valor de "d" correspondiente, se hacen una serie de tanteos con diferentes valores de "b" hasta conseguir el valor "d" apropiado a las condiciones de profundidad del nivel de agua especificada; en función de los cultivos pendiente transversal etc, como ya se vio.

Una vez determinados los valores de "b" y "d" se determina el área hidráulica y el perímetro mojado que son funciones de estos valores.

El paso siguiente es la determinación de la pendiente hidráulica "S"; la cual se determina, de la ecuación:

$$v = 1/n r^{2/3} S^{1/2} . . .$$

$$S = \left(\frac{v n}{r^{2/3}} \right)^2$$

Con lo cual se tiene todas las características hidráulicas y geométricas del tramo en proyecto.

Determinación de las Características Geométricas para Pendientes Longitudinales Fuertes.-

Existen dos métodos para calcular la velocidad máxima permisible:

- a).- El de las velocidades permisibles
- b).- El de la fuerza tractiva

Método de velocidades permisibles.- Este método está basa

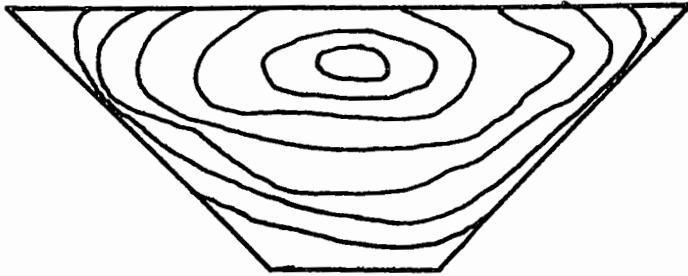
do en los resultados que se han obtenido para una serie de materiales en lo relativo a la velocidad media permisible por el material sin erosionarse.- A continuación se presenta una tabla de velocidades permisibles para diferentes materiales:

T i p o d e M a t e r i a l	V e l o c i d a d e s	
	Agua clara	agua con coloides
Arena fina no coloidal - - - - -	0.48	0.76
Limo arenoso no coloidal - - - - -	0.53	0.76
Fango de sedimentos no coloidal - - - - -	0.61	0.92
Sedimentos aluviales no coloidales - - - - -	0.61	1.07
Limo firme ordinario - - - - -	0.76	1.07
Ceniza volcánica - - - - -	0.76	1.07
Arcilla consistente muy coloidal - - - - -	1.14	1.52
Sedimentos aluviales, coloidales - - - - -	1.14	1.52
Guijarros y cascajos - - - - -	1.52	1.68
Grava fina - - - - -	0.76	1.68
Material graduado de limo a guijarros, no coloidal - - - - -	1.14	1.52
Material graduado de sedimentos a guijarros, coloidal - - - - -	1.22	1.52
Material grueso, no coloidal - - - - -	1.26	1.68
Pizarras y conglomerados - - - - -	1.83	1.83

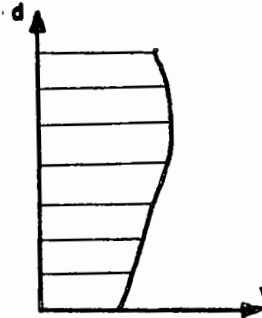
Para tratar problemas relativos a la erosión se debe tomar en cuenta lo siguiente:

Que las velocidades son influidas por el rozamiento, tensión superficial, irregularidades en la sección transversal y el alineamiento longitudinal.

En la siguiente figura se representa la distribución probable de las velocidades en un canal abierto; las líneas de igual velocidad aproximadamente paralelas al fondo y a los estados del canal.



DISTRIBUCION DE LAS VELOCIDADES EN LA SECCION TRANSVERSAL



DISTRIBUCION DE LAS VELOCIDADES CON EL TIRANTE

Por tal motivo se comprende que la velocidad que provoca la erosión es la del agua que está en contacto con las paredes del conducto, la cual es siempre menor que la velocidad media.- Si en un problema particular se tiene especificada una velocidad no erosiva de proyecto v_1 y se tiene una velocidad media real v_m ; al abordar el problema no se debe tratar que $v_m \leq v_1$; sino que :

$K v_m \leq v_1$; en donde "K" es un coeficiente mayor casi siempre que la unidad y que depende como se podrá comprender de la profundidad del tirante.

Una vez determinada la velocidad media de proyecto, se procede como sigue :

a).- Teniendo como datos: Q , v , n y t ; se calcula el área hidráulica "A" por medio de la ecuación de la continuidad:

$$Q = A v \quad \therefore \quad A = \frac{Q}{v}$$

b).- Una vez conocida el área se hacen una serie de tan-

teos de los valores "b" y "d" hasta obtener los adecuados a las condiciones de profundidad y espaciamiento de los drenes por medio de la fórmula:

$$d = \frac{-b + \sqrt{b^2 + 4 A t}}{2 t}$$

c).- Determinación de la pendiente hidráulica por medio de la fórmula de Manning:

$$S = \left(\frac{v n}{r^{2/3}} \right)^2$$

Método de la Fuerza Tractiva.-

Fuerza Tractiva.- Es aquella que actuando sobre la superficie mojada del canal en la dirección del escurrimiento, es capaz de poner en movimiento las partículas del suelo en que se aloja dicho canal.- A continuación se presenta la ecuación que nos da la fuerza tractiva que actúa sobre la sección transversal de un canal de tierra:

$$F_t = \omega r S$$

- Ft = Fuerza tractiva unitaria en Kg/m.
- ω = Peso específico del agua en Kg/m³
- r = Radio hidráulico de la sección del dren
- S = Pendiente hidráulica.

Al igual que para el método de las velocidades máximas permisibles se ha estudiado una serie de materiales obteniéndose para cada uno de ellos la fuerza tractiva que permiten sin erosiones, o fuerza tractiva permisible, a continuación se presentan unas gráficas que nos dan la fuerza tractiva permisible en función del tipo de material en que se va alojado el dren:

Teniendo como dato la fuerza tractiva permisible se procede como sigue:

Para diferentes valores de las pendiente "S" se calcula por tanteos el valor del tirante "d" por medio de la fórmula de Manning;- en nuestro caso se ha hecho un nomograma con el valor:

$$A r^{2/3} / b^{8/3}; A r^{2/3} = \frac{Q n}{S^{1/2}} ; \text{ de donde se ve que}$$

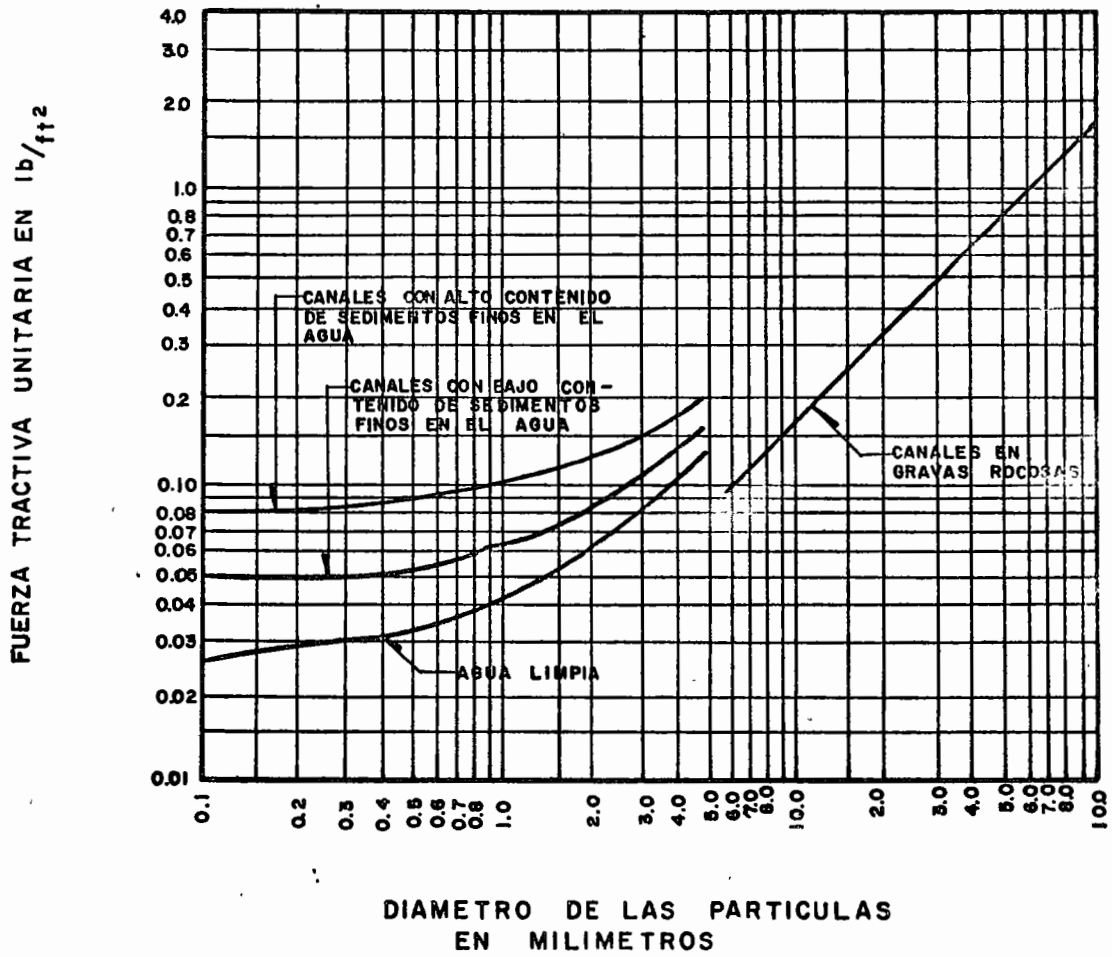
todos los elementos pueden ser conocidos; con este valor se intercepta la curva del talud de proyecto y se obtiene un valor de la relación $d/b = N$
 . . . $d = N b$.

Una vez conocido el valor del tirante "d" se calcula "A", p, r, y v; obteniéndose el valor de la fuerza tractiva actuante por medio de la fórmula $F_t = \omega r S$, a este valor de la fuerza tractiva es necesario multiplicarlo por un coeficiente "K" que depende de la distribución de - velocidades en la sección transversal, la cual es función de la relación b/d ; a continuación se presentan unas curvas en las que se presentan diferentes valores del coeficiente K para valores de b/d .

Una vez obtenido el valor de la fuerza tractiva actuante - por medio de la ecuación $F_{tr} = K f_t$.

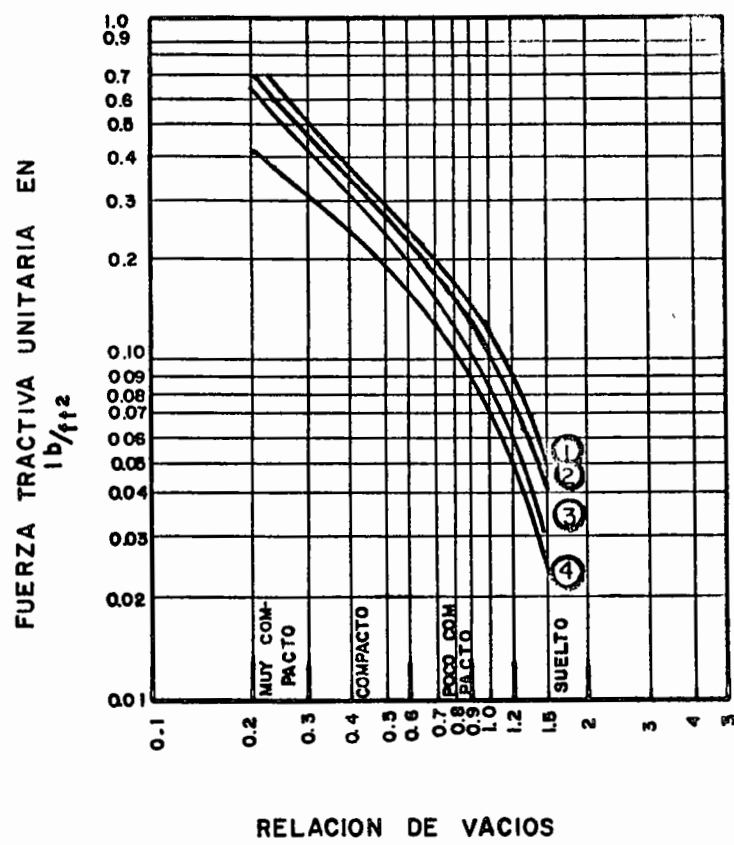
Se compara esta con la fuerza tractiva permisible para el material en que se aloja el dren; teniendo que satisfacer la condición:

$F_{t_{per}} \geq F_{tr}$; si no se satisface esta condición se hará - otro tanteo con otro valor de la pendiente "S", hasta obtener la "S" y "b" que nos satisfagan la condición sin alterar el funcionamiento del dren en lo relativo a su profundidad.

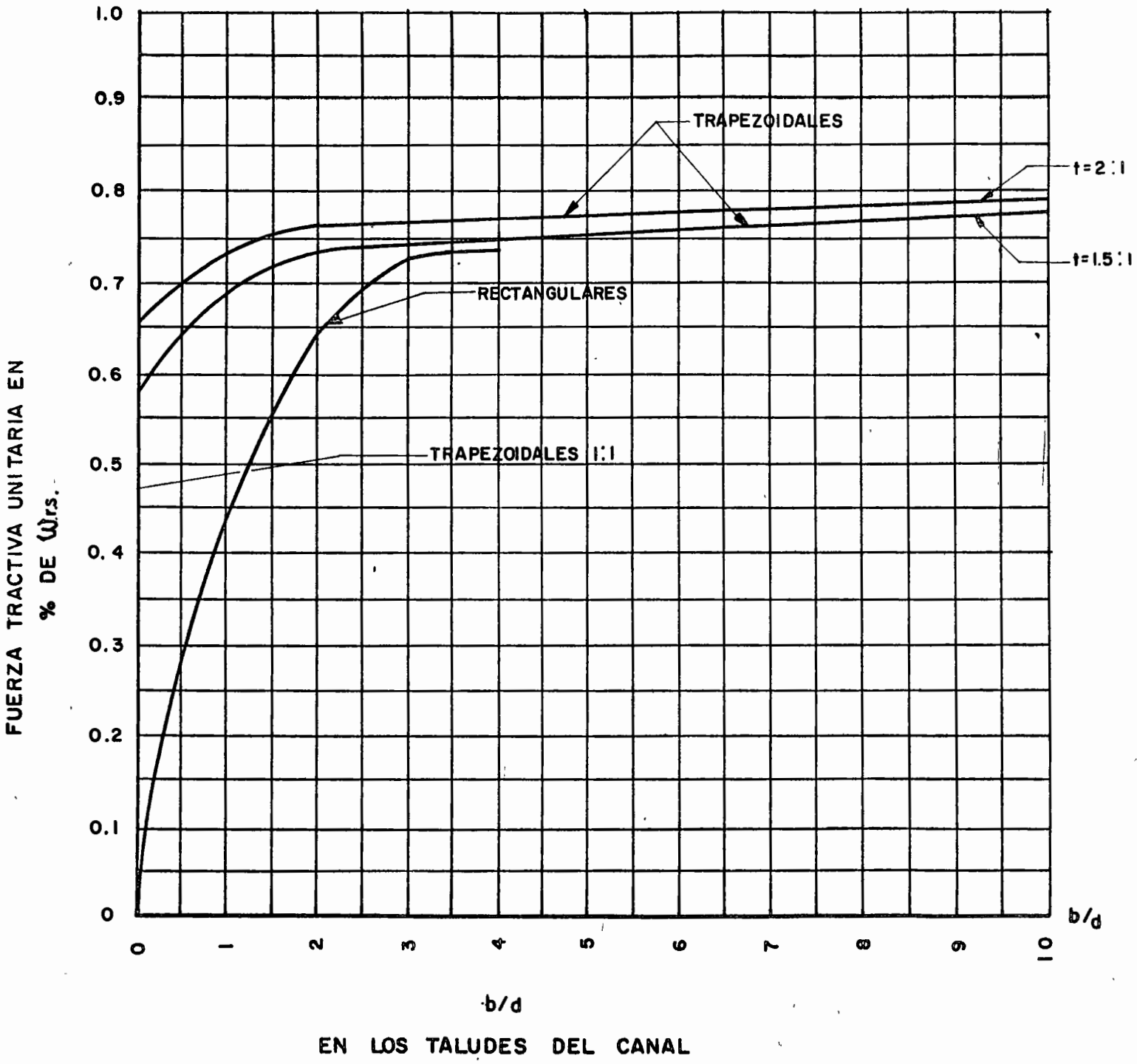


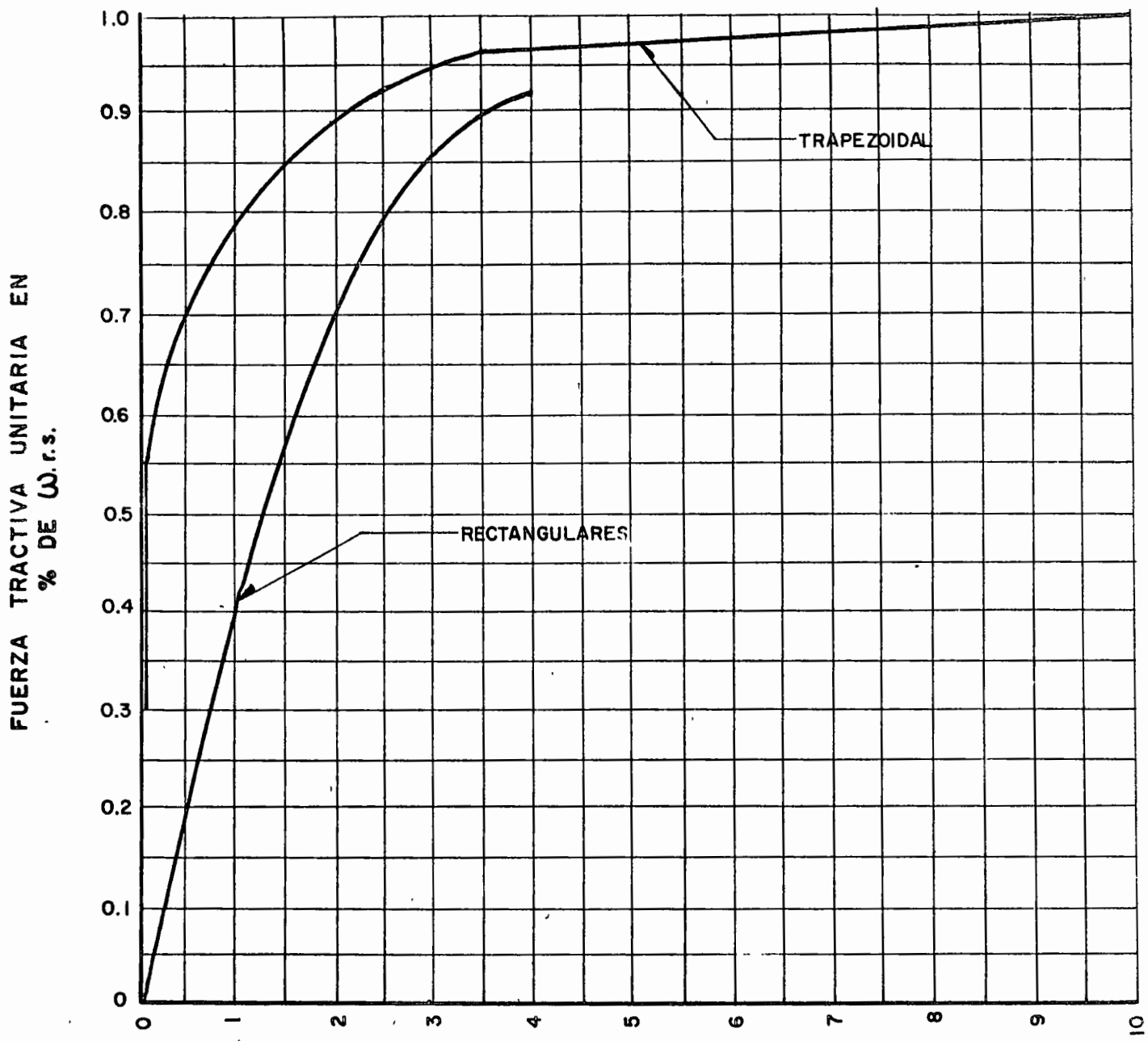
**FUERZAS TRACTIVAS UNITARIAS RECOMENDADAS
PARA CANALES EN MATERIALES NO
COHESIVOS**

- ① Arena arenosa
- ② Arcilla muy densa
- ③ Arcilla
- ④ Suelos poco arcillosos



FUERZA TRACTIVA UNITARIA PERMISIBLE PARA CANALES EN MATERIALES COHESIVOS





EN LA PLANTILLA DEL CANAL

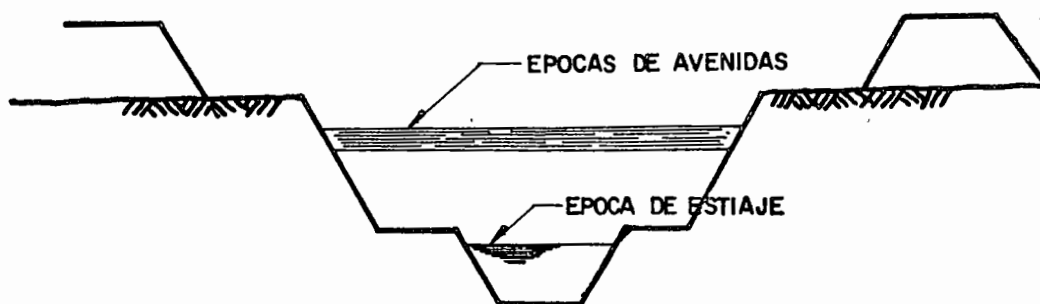
b/d

Conclusión.-

Con los métodos anteriores se puede determinar una velocidad de operación tal, que no provoque erosiones ni azolves.- Esto se puede verificar en un canal de riego al cual se le puede controlar el gasto; sin embargo en nuestro caso se va a tener una gran variedad de escurrimientos en las distintas épocas del año y en los distintos años.

Como se vio antes el dren se proyecta para un gasto máximo probable para una frecuencia de proyecto; por tal motivo todas las características hidráulicas y geométricas se proyectan para ese gasto máximo, lo que ocasiona que el dren trabaje la mayor parte de su vida útil,- en forma completamente diferente a como se proyectó en lo relativo a tirantes y velocidad.

Esto se puede solucionar en parte empleando una sección compuesta lo cual no siempre es posible debido a la dificultad para su construcción; lo cual ocasiona que resulte muy costosa.



SECCION COMPUESTA

Estructuras de la Red de Drenaje.-

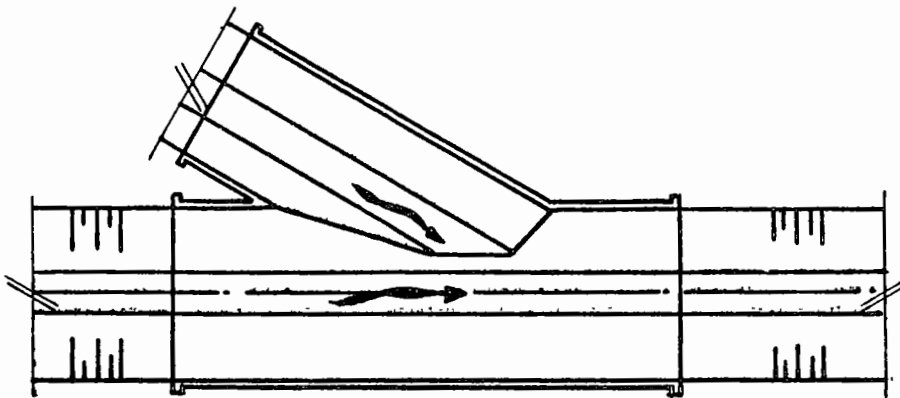
Se puede clasificar en:

- a).- Estructuras de protección
- b).- Estructuras de cruce

Estructuras de protección.- Se pueden citar las siguientes:

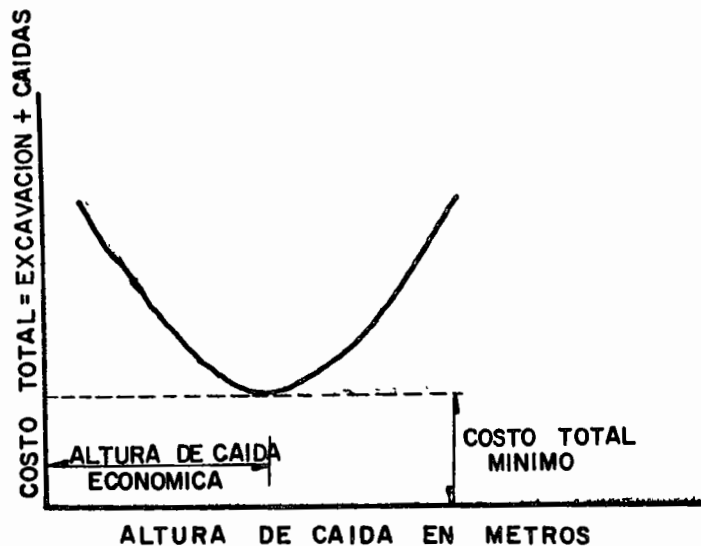
- 1.- Confluencias
- 2.- Caídas
- 3.- Entradas de agua
- 4.- Remates

Confluencia.- Es una protección en el sitio de descarga de un dren secundario a un principal con el fin de evitar erosiones.



Caídas.- Se construyen cuando la pendiente longitudinal del canal es mayor que la que puede admitir el terreno sin erosionarse; se debe procurar en todos los casos, determinar la altura de caída económica; - de tal forma que el costo total por metro de dren sea el mínimo; esto se logra mediante una serie de tanteos para una pendiente longitudinal dada, - en los que se analizan:

- a).- Costo total de las caídas en el tramo analizado.
 b).- Costo total de la excavación en el tramo analizado.



Cálculo Hidráulico.- En este tipo de estructuras se presentan los fenómenos de la sección de control ó tirante crítico y el del salto hidráulico y en general constan de las siguientes partes:

- 1.- Sección de control
- 2.- Rampa
- 3.- Colchón

Sección de Control.- Está definida por la sección donde principia el plano de la caída o rampa. En esta sección el gasto debe ocurrir con el tirante crítico.

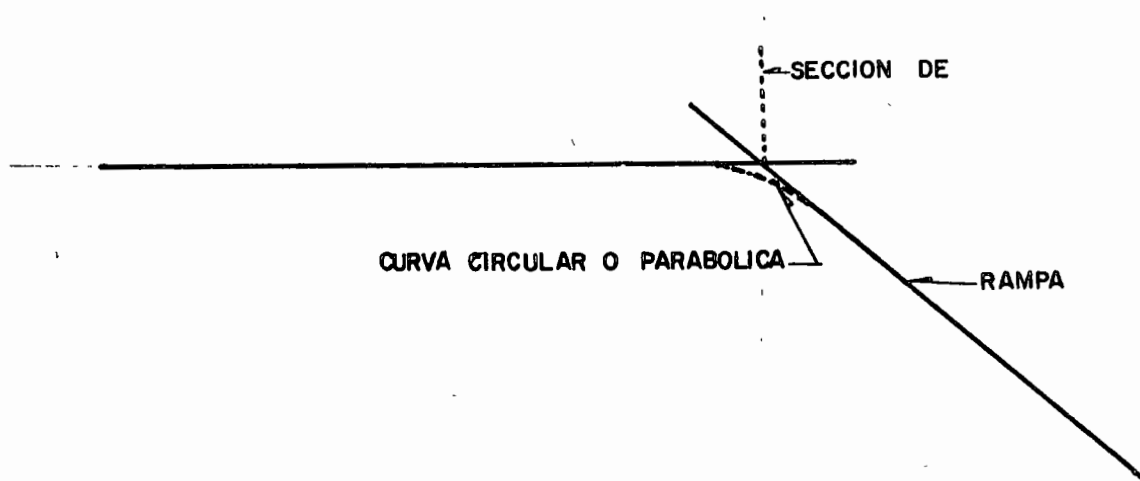
Por tal motivo para resolver los problemas relativos a esta sección se aplicará la fórmula general del tirante crítico.

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T}$$

De esta fórmula generalmente se conoce el primer miembro;- por lo que el 2º miembro se calculará por tanteos; dándole diferentes valores a "dc".

Rampa.- Se llama rampa al plano que sigue después de la sección de control que es generalmente inclinado.

Para ligar la sección de control con el plano inclinado de la rampa se emplea generalmente una curva circular o parabólica tangente a los dos planos.



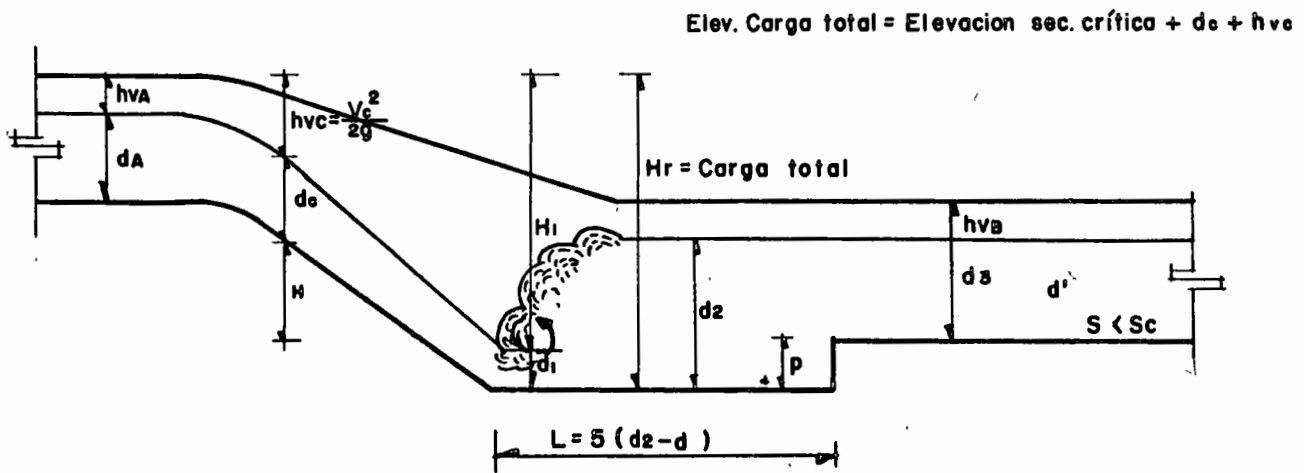
Colchón.- En la fosa de longitud "L" y profundidad P; suficiente para absorber parte de la energía cinética en la producción del salto hidráulico; su fondo es horizontal e inferior al del canal de salida; - entre las muchas fórmulas para calcular la longitud del colchón citaremos las siguientes:

$$L = 5 (d_2 - d_1) ; L = 4 d_2$$

$p = d_2 - d'$; d' = tirante en el canal de salida
 d_2 = tirante en el salto hidráulico
 d_1 = tirante al pie de la rampa

Secuela de cálculo.- Generalmente se tienen como datos el gasto y las características del canal aguas arriba y aguas abajo.

El cálculo se puede dividir en :



$$H' = d_c + h_{vc}$$

$H_r =$ Elev. sección crítica + H' - Elev. piso del colchón (Suponiendo una profundidad de colchón como un primer tanteo)

$$H_1 = H_r - d_1$$

$$V_1 = \sqrt{2g - H_1}$$

$$A_1 = \frac{Q}{V_1}$$

(Suponiendo un tirante $d_1 = \frac{d_c}{3}$ como un primer tanteo)

- 1.- Sección de control
- 2.- Tirante al pie de la caída
- 3.- Salto Hidráulico

Sección de Control.- Como ya se vio se resuelve por tanteos aplicando la fórmula:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{A^3}{T}$$

Tirante al pie de la caída "d₁".- Para determinar d₁ es necesario conocer la velocidad v₁ al pie de la caída esta velocidad se considera como producida por caída libre, aplicando la fórmula:

$$v_1 = \sqrt{2 g F_1} \quad \text{Pero } H_1 = d_c + h_{vc} + H + p - d_1$$

H se determina por tanteos suponiendo valores de d₁ ; pero un primer tanteo es conveniente suponer d₁ = d_c/3

Una vez determinada la velocidad v₁ se calcula el área hidráulica al pie de la caída A₁ por medio de la fórmula A = Q/v₁ ; con este valor se determina el tirante d₁ que deberá ser igual al tirante supuesto en el tanteo; en caso contrario se hará otro tanteo hasta lograrlo.

Cálculo del Tirante Conjugado d₂.- Mediante la fórmula general del salto hidráulico:

$$\frac{Q^2}{A_1 g} + A_1 Z_1 = \frac{Q^2}{A_2 g} + A_2 Z_2$$

en donde:

Q = Gasto

A₁ = Área hidráulica al pie de la caída

Z₁ = Distancia de la superficie libre del agua al centro de gravedad de la sección en el pie de la caída.

A₂ = Área Hidráulica en la sección donde se produce el salto hidráulico.

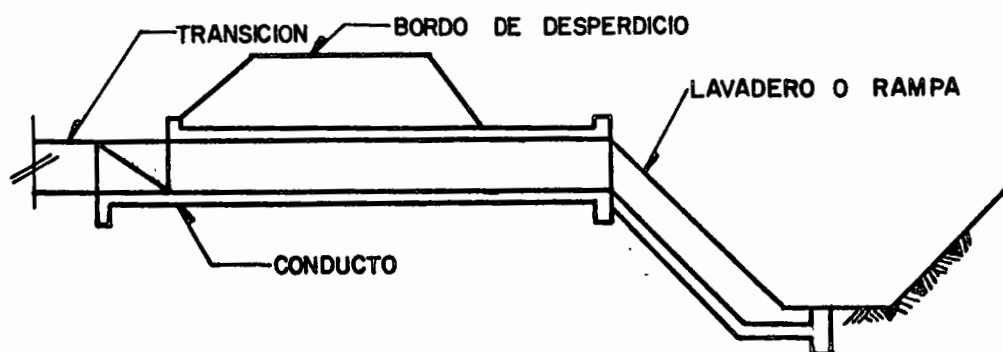
Z₂ = Distancia de la superficie libre del agua al centro de gravedad de la sección; en la sección donde se produce el salto hidráulico.

Conocido el primer miembro se calcula el segundo miembro por tanteos de "d₂".

Entradas de agua.- Son de las estructuras más importantes en la red de drenaje.- Al excavar un dren se van dejando bordos de desperdicio en ambas riveras; debido a lo cual se impide el libre acceso del escurrimiento superficial al dren obstruyendo así una de las funciones principales de este; por tal motivo se construyen las entradas de agua que en forma general constan de lo siguiente:

- a).- Transición de entrada
- b).- Conducto
- c).- Lavadero o rampa

Se debe proteger la sección del dren de tal forma que no se produzcan erosiones al descargar la entrada de agua.

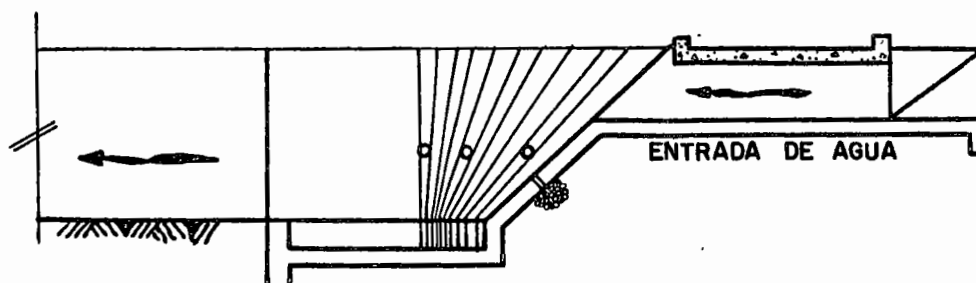


Las entradas de agua se colocan generalmente en las partes bajas del terreno y cuando se tiene un terreno plano se deben colocar como máximo a cada 500 M.

La capacidad se determina en función del área tributaria aplicando los coeficientes de drenaje de proyecto.

Remates se construyen para proteger de la erosión la parte final del dren.- Generalmente constan de una protección de los taludes y

plantilla; en algunos casos cuando las condiciones del problema lo requieren, se construyen con entradas de agua frontal o laterales.



REMATE CON ENTRADA DE AGUA FRONTAL

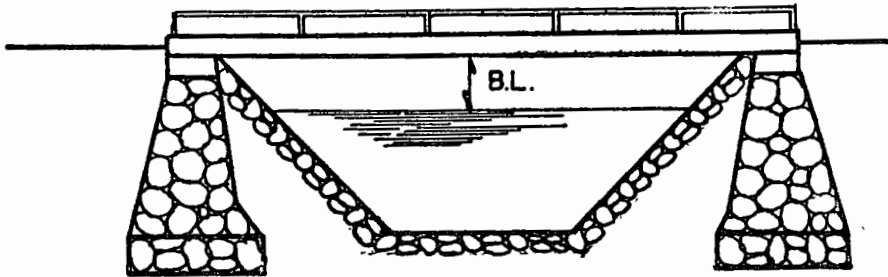
Estructuras de cruce.- Se construyen con el objeto de salvar ciertos obstáculos tales como, caminos, carreteras, ferrocarriles, canales, etc.

Se pueden mencionar los siguientes:

- a).- Puentes
- b).- Alcantarillas
- c).- Puentes canal
- d).- Sifones invertidos

Puentes.- Se utilizan para cruzar caminos. Su uso depende de la importancia del camino y de la economía de la obra.

Se debe tratar que el gasto de proyecto pueda pasar a través del puente con un bordo libre adecuado.



Alcantarillas.- Al igual que los puentes se utilizan para cruzar caminos pero no teniéndose las mismas condiciones que los puentes en lo relativo a bordo libre.

Puentes Canal.- Se utilizan para pasar un canal o una regadera a través del dren, su uso o el de un sifón invertido está en función de las condiciones económicas topográficas e hidráulicas.

Cálculo hidráulico.- Se puede dividir en las siguientes partes:

a).- Cálculo de las dimensiones de la cubeta.- Con el gasto del canal o regadera como dato se adopta una velocidad de proyecto en la cubeta de 2 a 3 m/seg con el objeto de evitar erosiones y fuertes pérdidas de carga. Conocida la velocidad y el gasto se calcula el área hidráulica por medio de la fórmula:

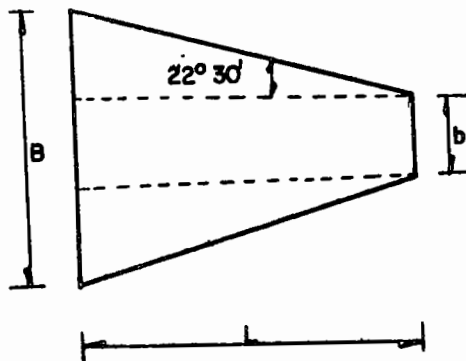
$$A = \frac{Q}{V}$$

Una vez conocida el área hidráulica se procede a calcular-

el valor de b y d ; adoptando los valores de " b " y " d " que nos produzcan - mejor repartición de momentos flexionantes en la cubeta.

b).- Cálculo de la longitud de transición.- Se calculará - por medio de la fórmula:

$$L = \frac{B - b}{2} \quad \text{Cot } 22^\circ - 30'$$



B = Ancho de la superficie libre del agua en la sección ma yor del canal.

b = Ancho de la superficie libre del agua en la sección me nor del canal.

c).- Cálculo de las pérdidas de carga.- Las pérdidas de - carga más comunes son las siguientes:

1.- Pérdida de carga por transición de entrada:

$$H_{te} = K_{te} \frac{(V_2^2 - V_1^2)}{2g}$$

K_{te} = Coeficiente generalmente = 0.1

2.- Pérdida de carga por fricción en la cubeta; se calcula por medio de la fórmula de Manning:

$$h_f = \left(\frac{V n}{r^{2/3}} \right)^2 L$$

L = Longitud de la cubeta

v = Velocidad del agua en la cubeta

n = Coeficiente de rugosidad para el material de que está hecha la cubeta.

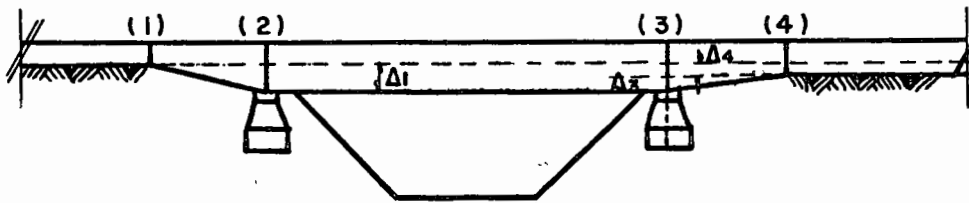
r = Radio hidráulico de la sección de la cubeta

3.- Pérdida de carga por transición de salida:

$$H_{ts} = K_{ts} \left(\frac{v^2 - v_1^2}{2g} \right)$$

K_{ts} = Coeficiente generalmente igual a 0.2

Cálculo de los desniveles entre las diferentes secciones del puente:



Aplicando Bernoulli entre cada una de las secciones se pueden determinar los diferentes desniveles:

Para las secciones (1) y (2)

$$\Delta_1 + d_1 + \frac{v_1^2}{2g} = d_2 + \frac{v_2^2}{2g} + 0.1 \left(\frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} \right)$$

Siendo datos:

d_1 = Tirante del canal de entrada

V_1 = Velocidad en el canal de entrada

d_2 = Tirante en la cubeta

V_2 = Velocidad en la cubeta

Nos queda como incógnita únicamente Δ_1 ; la cual se determina despejándola de la ecuación:

$$\Delta_1 = (d_2 - d_1) + \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) + 0.1 \left(\frac{V_2^2 - V_1^2}{2g} \right)$$

Para las secciones (2) y (3)

$$d_2 + \frac{V_2^2}{2g} = d_3 + \frac{V_3^2}{2g} + L \left(\frac{V}{r^{2/3}} \right)^2$$

Datos:

d_2 = Tirante del agua en la sección (2)

V_2 = Velocidad del agua en la sección (2)

L = Longitud de la cubeta

Incógnitas:

d_3 y V_3 ; se calculan por tanteos con diferentes valores de

" d_3 "

Para las secciones (3) y (4)

$$d_3 + \frac{V_3^2}{2g} = d_4 + \Delta_3 + 0.2 \left(\frac{V_3^2 - V_4^2}{2g} \right) + \frac{V_4^2}{2g}$$

Incógnita.- Únicamente Δ_3 la cual se despeja de la ecuación para determinar su valor.

$$\Delta_3 = (d_3 - d_4) + \left(\frac{V_3^2 - V_4^2}{2g} \right) - 0.2 \left(\frac{V_3^2 - V_4^2}{2g} \right)$$

Sifón Invertido.- Se utiliza para pasar un canal o una regadera a través del dren; su uso como ya se dijo depende de las características económicas, topográficas e hidráulicas.

En forma general constan de las siguientes partes:

- 1.- Transición de entrada
- 2.- Conducto
- 3.- Transición de salida

Transición de entrada.- Se construye con el objeto de pasar de la sección trapecial que generalmente trae el canal de entrada a la sección rectangular o circular del conducto.

Se calcula con la siguiente fórmula:

$$L = \frac{B - b}{2} \text{ Cot } 22^\circ - 30'$$

Conducto.- Es una sección cerrada que se puede construir de concreto o de cualquier otro material resistente y económico.

Transición de salida.- Al igual que la de entrada sirva para pasar de la sección del conducto a la sección del canal.

Cálculo hidráulico.- El sifón invertido funciona de acuerdo con el principio de los vasos comunicantes; debido a lo cual para que trabaje correctamente es necesario que el desnivel entre la plantilla del canal de entrada y el canal de salida sea igual o mayor a la suma de pérdidas de carga en el sifón.

Cuando el sifón es de longitud muy grande únicamente se considera la pérdida de carga debida a la fricción.

- 1.- Pérdida de carga por transición de entrada

$$H_{te} = K_{te} \left(\frac{v_2^2 - v_1^2}{2g} \right); K_{te} \approx 0.1$$

- 2.- Pérdida de carga por entrada al conducto.

$$H_e = K_e \left(\frac{v_2^2}{2g} \right); K_e \text{ depende de la forma de la entrada.}$$

Tipo de Entrada	K_e
Borde agudo o vivo	0.5
Ligeramente redondeado	0.23
Entrada boca de campana	0.04

3.- Pérdida de carga por fricción en el conducto.

Por medio de la formula de Manning

$$hf = \left(\frac{V n}{r^{2/3}} \right) L ;$$

V = Velocidad del agua en el conducto

n = Coeficiente de rugosidad

r = Radio Hidráulico de la sección del conducto

L = Longitud total del conducto

4.- Pérdida de carga por cambio de dirección.- Se calcula -
por medio de la fórmula:

$$H_c = K_c \frac{V^2}{2g} \sqrt{\frac{\theta}{90^\circ}}$$

K_c = Coeficiente casi siempre igual a 0.25

V = Velocidad del agua en el conducto

θ = Angulo del eje del conducto con la horizontal o vertical

5.- Pérdida de carga por salida del conducto.- Por medio de
la fórmula.

$$H_s = K_s \frac{V^2}{2g} ; K_s \approx 0.2$$

6.- Pérdida de carga por transición de salida.- Por medio de
la fórmula:

$$Ht_s = 0.2 \left(\frac{V_3^2 - V_4^2}{2g} \right)$$

1
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO
FACULTAD DE INGENIERIA

CENTRO DE EDUCACION CONTINUA
CURSO PARA RESIDENTES DE ZONAS DE RIEGO
LABORATORIO DE OBRA

Cálculo de la Proporción Base para un Concreto
Corrección de la Proporción Base por Contaminación de
Infra y Supra-tamaño
Correcciones por Humedad y Absorción de los Agregados

ING. ADOLFO PORTAL PORTAL

México, D. F., Julio de 1972

Cálculo de la proporción base para concreto.

Corrección por contaminación de tamaños.

Corrección por humedad y absorción.

Para calcular la proporción base de un concreto, es necesario conocer el peso específico del cemento, de la arena y de la grava; la relación agua-cemento en peso; la relación grava-arena en peso y los porcentajes en que entra cada fracción de la clasificación por tamaños de las gravas.

Si no se tiene el dato preciso del peso específico del cemento, podrá emplearse 3.15 sin que se cometa un error de consideración.

El peso específico de la grava y de la arena, así como el porcentaje de absorción, se determinan mediante pruebas de laboratorio. El peso específico comunmente llamado densidad se podrá determinar para materiales secos o considerándolos saturados y secos superficialmente. La mayoría de las personas que trabajan en concretos, usan esta última condición de saturados y secos superficialmente, porque consideran que así es como se encuentran al producirse el concreto.

En estas condiciones es como se considera para el presente caso.

Si se tienen agregados del Distrito Federal, las densidades y absorciones son las siguientes:

	<u>Densidad</u>	<u>Absorción, %.</u>
Arena, pasa malla No. 4 de 4.75 mm (3/16")	2.38	6.36
Grava No. 1 de 4.75 mm a 19.0 mm (3/16" a 3/4")	2.36	5.88
Grava No. 2 de 19.0 mm a 38.0 mm (3/4" a 1 1/2")	2.36	5.42

La relación grava-arena, es muy importante que sea lo más baja posible, es decir que el concreto tenga el menor contenido de arena, del orden de 30 a 40 porcentaje. Entre menos arena se tenga, el concreto, requerirá menor consumo de ce-

mento, tendrá menores contracciones por cambios volumétricos, por efectos de cambios de temperatura o de mojado y secado, lo que da por resultado mayor durabilidad. Se tendrá el inconveniente de tener un concreto de no muy fácil colocación, pero es necesario tener en cuenta que un concreto áspero es bueno, si se puede colocar eficientemente con el empleo de un vibrador.

En este caso se considerará 35% de arena y 65% de grava; luego la relación

$$\text{grava-arena es } \frac{65}{35} = 1.86$$

La relación agua-cemento será necesario determinarla de acuerdo con la resistencia que se trate de obtener para lo cual tentativamente se podrá emplear la siguiente tabla.

<u>Relación agua-cemento</u> <u>en peso.</u>	<u>Resist. probable -</u> <u>a la compresión</u> <u>a 28 días, kg/cm²</u>
0.36	420
0.45	350
0.53	280
0.62	225
0.71	175
0.80	140

Será necesario hacer varias mezclas para que con pruebas de laboratorio se compruebe que se obtiene la resistencia deseada. Es necesario considerar que los valores indicados no son iguales para todos los cementos, luego será necesario efectuar los estudios precisamente con el cemento que se vaya a emplear.

Para el presente caso se supone que la resistencia deseada f'_c sea 250 kg/cm² a 28 días. Es conveniente efectuar la primera prueba con la relación agua-cemento de 0.53 y efectuar otras pruebas con relaciones agua cemento ligeramente superiores e inferiores para tener varios resultados y elegir el más conveniente.

Es necesario definir el revenimiento considerado, pero deberá optarse por el más bajo posible, ya que esto redundará en menor consumo de cemento, menores con

tracciones por secado en el concreto y menos probabilidad de que se presenten grietas por resecamiento prematuro en concreto plástico.

En este caso especial, se considera que el revenimiento sea de 7 cm, que es el que se recomienda para pavimentos o losas en el revestimiento de canales.

Es necesario tener una idea aproximada del consumo de cemento por metro cúbico que se va a tener, pero en una forma empírica, se puede partir de que se empleará un kilo de cemento por m³ de concreto por cada kilo por cm² de resistencia - más 50 kilos, lo cual seguramente es insuficiente, pero en los ajustes de la mezcla - inicial de prueba, se encontrará que no se obtiene el revenimiento deseado y será necesario hacer adiciones de agua y cemento en la relación fijada y esto subirá el consumo de cemento por m³, que finalmente se calculará de acuerdo con las adiciones - hechas. Luego en este caso se iniciarán los cálculos con 300 kg/m³.

Antes de efectuar cálculos, se hace la deducción de una fórmula que se empleará para calcular los de arena que entran en un m³ de concreto.

La notación que se emplea es la siguiente:

V_a = Volumen arena

V_g = Volumen grava

V_{ag} = Volumen arena y grava

D_a = Densidad de arena

D_g = Densidad de grava

P_a = Peso de arena

P_g = Peso de grava

$\frac{P_g}{P_a}$ = Relación grava-arena

P_a

Por conocimientos elementales de física, sabemos que Peso entre Volumen es

igual a densidad o sea $\frac{P}{V} = D$

Así tenemos para la arena

$$\frac{P_a}{V_a} = D_a \quad (1)$$

Para la grava

$$\frac{P_g}{V_g} = D_g \quad (2)$$

Se sabe que el volumen de 1 m³ de concreto es igual al volumen de los -- agregados V_{ag} más el volumen del cemento y el agua o sea la lechada V_l

$$V_t = V_{ag} + V_l$$

El volumen de agregados está formado por el volumen de arena más el volumen de grava o sea

$$V_a + V_g = V_{ag} \quad (3)$$

Despejando V_a y V_g de las ecuaciones (1) y (2) y sustituyendo en la ecuación (3) se tiene:

$$V_a = \frac{P_a}{D_a} ; \quad V_g = \frac{P_g}{D_g} \quad \text{luego}$$

$$\frac{P_a}{D_a} + \frac{P_g}{D_g} = V_{ag}$$

Efectuando la suma

$$\frac{P_a D_g + P_g D_a}{D_a \cdot D_g} = V_{ag}$$

Quitando el denominador

$$P_a D_g + P_g D_a = V_{ag} \cdot D_a \cdot D_g \quad (4)$$

como $R = \frac{P_g}{P_a}$

se tiene $P_g = P_a \cdot R$

Sustituyendo en ecuación (4)

$$P_a D_g + P_a \cdot R D_a = V_{ag} \cdot D_a \cdot D_g$$

sacando como factor común a P_a

$$P_a (D_g + R D_a) = V_{ag} \cdot D_a \cdot D_g$$

Despejando P_a

$$P_a = \frac{V_{ag} \cdot D_a \cdot D_g}{D_g + R \cdot D_a} \quad (5)$$

En el ejemplo que se va a estudiar se tiene

Cemento	250 + 50 = 300
Agua-cemento	0.53
Relación grava-arena	1.86
Densidad del cemento	3.15
Densidad de arena	2.38
Densidad de grava	2.36

Cuando se produce concreto se presenta un aspecto que es necesario tomar en cuenta, éste es que al ejecutar el mezclado de los ingredientes del concreto, estos atrapan aire que queda dentro de la mezcla en forma de burbujas de diámetros -- que varían de uno a cuatro o cinco milímetros. El volumen del aire atrapado varía -- de acuerdo con el tamaño máximo del agregado y de acuerdo con estudios efectuados en distintas instituciones. se acepta generalmente la siguiente tabla.

<u>Tamaño máximo de agregado</u>	<u>Cantidad aproximada de aire atrapado en porciento.</u>
9.5 mm 3/8"	3
12.7 mm 1/2"	2.5
19.0 mm 3/4"	2
25.4 mm 1"	1.5
38.0 mm 1 1/2"	1
50.8 mm 2"	0.5
76.0mm 3"	0.3
152 mm 6"	0.2

El tamaño máximo del agregado que se considera en este caso es de 38.0 mm (1 1/2") luego se toma 1% o sea que en un metro cúbico de concreto se tendrán 10 li

tros de aire que deberán ser tomados en cuenta.

Como el tamaño máximo del agregado será de 38.0 mm 1 1/2"; la grava deberá ser dividida en dos fracciones de clasificación o sea:

Grava No. 1 de 4.75 mm a 19.0 mm (3/16" a 3/4")

Grava No. 2 de 19.0 mm a 38.0 mm (3/4" a 1 1/2")

Los porcentajes en que entran estas gravas en el total de agregado grueso, varían según su forma y textura quedando que la grava No. 1 puede variar desde el 35 hasta 75%. En el presente caso se considera 40% de grava No. 1 y 60% de grava No. 2.

Para el cálculo de la proporción, es necesario calcular el volumen de cemento por metro cúbico de acuerdo con su densidad; el volumen de agua por metro cúbico de acuerdo con la relación agua-cemento y el volumen de aire de acuerdo con lo indicado en la tabla anterior.

Estos tres resultados se suman y el total se resta de 1000 litros que forman un metro cúbico; con la diferencia y los valores de las densidades y la relación grava-arena, se emplea la fórmula (5) para conocer el peso de la arena por m³ de concreto y con el valor de la relación grava arena, se calculan los kilos de grava que entran por metro cúbico.

Con objeto de aclarar lo anterior enseguida se hace un ejemplo con los datos indicados.

Ejemplo del cálculo de la proporción base para un concreto.

Volumen de cemento por m³ $300 \div 3.15 =$ 95 litros

Volumen de agua por m³ $300 \times 0.53 =$ 159 litros

Volumen de aire atrapado
por m³ $1000 \times 0.01 =$ $\frac{10 \text{ litros}}{264}$

Volumen de agregados por m³ = $1000 - 264 =$ 736

Aplicando la fórmula (5) se tiene

$$P_a = \frac{736 \times 2.38 \times 2.36}{2.36 + (1.86 \times 2.36)} = \frac{4134}{6.79} = 609$$

$$\text{Peso de grava } 1.86 \times 609 = 1133$$

Para conocer si los valores obtenidos son correctos, se lleva a cabo una comprobación sumando los volúmenes absolutos de cemento, agua, aire, arena y grava; el valor de la suma deberá ser igual a 1000 litros más o menos 1 litro que en ocasiones se tiene por las aproximaciones de las cifras decimales.

Volumen de cemento	$300 \div 3.15$	=	95 litros
Volumen de agua	300×0.53	=	159 litros
Volumen de aire	1000×0.01	=	10 litros
Volumen de arena	$609 \div 2.38$	=	256 litros
Volumen de grava	$1133 \div 2.36$	=	<u>480 litros</u>
Volumen Total			1000 litros

El siguiente paso es calcular la proporción base en peso o sea expresarla -- tomando como unidad un kilogramo de cemento, para lo cual se divide el peso de la arena y de la grava entre el peso del cemento.

$$609 \div 300 = 2.03$$

$$1133 \div 300 = 3.78$$

Pero como la grava estará dividida en 40% y 60% se tiene

$$\text{Grava 1: } 3.78 \times 0.04 = 1.51$$

$$\text{Grava 2: } 3.78 \times 0.06 = 2.27$$

Luego la proporción base en peso es:

Cemento	1.00
Arena	2.03
Grava No. 1	1.51
Grava No. 2	2.27
Agua	0.53

Para determinar la humedad de la arena y de las gravas se toma una muestra de cada material, se pesa con 0.1 gramo de aproximación, se seca, se deja enfriar y se pesa nuevamente.

La humedad se calcula por medio de la siguiente fórmula:

$$\text{Humedad en \%} = \frac{P_h - P_s}{P_s} \cdot 100$$

donde : P_h = Peso húmedo

P_s = Peso seco

En este ejemplo se tiene el siguiente registro

	<u>Arena</u>	<u>Grava 1</u>	<u>Grava 2</u>
Peso húmedo	400.0	500.5	600.7
Peso seco	383.2	491.6	593.3
Agua	16.8	8.9	7.4
Humedad en %	4.38	1.81	1.25

Es conveniente efectuar estas pruebas con dos muestras de cada material o dividir una muestra en dos partes para comprobar que no se cometió alguna equivocación o se tuvo pérdida accidental de alguna partícula en la operación y tomar el promedio. En la determinación de la humedad de las gravas se llega a tener resultados algo dispersos pero se tomará el promedio.

Para efectuar las correcciones a la proporción base por humedad y absorción, se trabaja en el siguiente cuadro.

Con esta proporción se hace una mezcla de prueba pero se deberá tomar en consideración la humedad que tengan los agregados para sostener la relación agua-cemento especificada.

El tamaño de la mezcla dependerá de los cilindros de prueba que se deseen tener para ser probados a distintas edades. Si se desean colar seis cilindros, se calcula el volumen de éstos aproximadamente y al resultado se le aumentará un 20% como exceso, para no tener que emplear el total de la mezcla.

Así se tiene:

Volumen de 6 cilindros de 15 cm de diámetro por 30 cm de altura más 20%

$$\frac{3.14 \times 15^2}{4} \times 30 \times 6 \times 1.2 = 38.160$$

La cantidad de cemento y de los demás componentes de acuerdo con la proporción base para dar un volumen de 39 litros, se calcula con una proporción geométrica como se indica a continuación:

$$300 : 1000 :: X : 39$$

$$X = \frac{300 \times 39}{1000} = 11.700$$

para no tener fracciones se tomarán 12 kg de cemento.

Como lo más probable es que esta mezcla no dará el revenimiento deseado se prepararán adiciones de cemento y agua con relación agua-cemento de 0.53 haciendo la siguiente tabla.

A D I C I O N E S

Cemento , g	Agua , ml
100	53
200	106
300	159
400	212
500	265
1000	530

Proporción base		Cantidades por 1 m ³	Densidades		
Cem.	1.00	310.000	3.15	98.412	litros
Ar.	1.93	598.300	2.38	251.386	"
Gr. 1	1.44	446.400	2.36	189.153	"
Gr. 2	2.18	675.800	2.36	186.356	"
Ag.	0.53	164.300	1.00	<u>164.300</u>	"
SUMA				989.607	litros

Se tiene un error de 0.393 litro o sean 393 ml que no es de mucha importancia en un metro cúbico.

Para trabajo en una planta de producción de concreto se puede dar la proporción base en peso o en kilogramos por metro cúbico. La primera servirá cuando se tenga una mezcladora pequeña de menos de un metro cúbico y la segunda cuando se tenga una mezcladora grande para mezclas de un metro cúbico o más.

La prueba descrita se llevó a cabo en el laboratorio donde se tienen los agregados clasificados sin ninguna contaminación apreciable de otros tamaños; pero en las obras no es posible tener una clasificación correcta totalmente, sino que los agregados que se producen en las plantas clasificadoras, siempre tienen una contaminación de otros tamaños que es necesario conocer para efectuar los ajustes necesarios con objeto de que se conserve la granulometría de la proporción base.

Las contaminaciones de otros tamaños en los agregados tienen una tolerancia máxima de 5% de supra-tamaño en la arena y 10% de infra y supra-tamaño en las gravas. Cuando se sobrepasan estos límites se deberá rechazar el material. El motivo de estos defectos de clasificación se puede deber a que las mallas estén rotas o desgastadas, o a que el material tenga mucha humedad superficial y en este caso, la arena se adhiere a las mallas dificultando el paso del material.

Se deberá determinar la contaminación de los agregados antes de cada cola

Proporción base.	Pesos por revoltura.		Humedad		Absorción		Pesos corregidos
			%	kg	%	kg	
Cemento	1.00	12.000					12.000
Ar.	2.03	24.360	4.38	+1067	6.36	- 1549	23.878
Gr. 1	1.51	18.120	1.81	+ 328	5.88	- 1065	17.383
Gr. 2	2.27	27.240	1.25	+ 340	5.42	- 1476	26.104
Ag.	0.53	6.360		-1735		+ 4090	8.715
	<u>7.34</u>	<u>88.080</u>					<u>88.080</u>

A D I C I O N E S

Cem.	Ag.	Rev.
200	106	
400	212	7.5
<u>600</u>	<u>318</u>	

En el presente ejemplo se supone que fue necesario hacer dos adiciones una de 200 g y otra de 400 g con sus aguas correspondientes para dar el revenimiento deseado que se supone de 7.5 cm y que está dentro de la tolerancia ya que ésta es de - 1.3 cm de más o de menos por tratarse de que el revenimiento especificado es de 7 - cm.

Es necesario calcular el consumo y la proporción base del concreto resultante, para lo cual se procede en la siguiente forma:

Materiales empleados.	Proporción base	Densidades	Volumen
Cem.	12.600	1.00	3.15 = 0.317
Ar.	24.360	1.93	2.38 = 0.811
G 1	18.120	1.44	2.36 = 0.610
G 2	27.240	2.18	2.36 = 0.924
Ag	6.678	0.53	1.00 = 0.530
SUMA:			3.192

$$\frac{1}{3.192} = \frac{X}{990}$$

$$X = \frac{990}{3.192}$$

$$X = 310 \text{ kg/m}^3$$

Para comprobar se hace un cálculo con la proporción base resultante para un metro cúbico y se verá si el volumen resulta de 990 litros que con 10 litros de aire atrapado da 1 m³.

LABORATORIO

Corrección de Mezclas.

PLANTA N° 3 FECHA 5 JULIO 1972 F' C 250 kg/cm² REV. 7.5 cm.

Mezcla	Grava 2			Grava 1				Arena		
Base	2.18			1.44				1.93		
%	39			26				35		
	%	G 2	G 1	%	G 2	G 1	A	%	G 1	A
Grava 2	96.2	2.18	- 0.11	7.2		+ 0.11				
Grava 1	3.8	+ 0.09		90.3	- 0.09	1.44	- 0.13	6.4		+ 0.13
Arena				2.5		+ 0.04		93.6	- 0.04	1.93
Operaciones.	2.18 + 0.09 + 0.11			1.44 + 0.11 + 0.04 - 0.13 - 0.09				1.93 + 0.13 - 0.04		
Mezcla del Campo	2.16			1.37				2.02		
	2.18 : 96.2 :: X : 3.8			1.44 : 90.3 :: Y : 2.5 :: Y = 0.04				1.93 : 93.6 :: X : 6.4		
	X = 0.09			1.44 : 90.3 :: Y : 7.2 :: Y = 0.11				X = 0.13		

Materiales	Mezcla de Campo	Peso de Mat. por un m ³ . de Revoltura (Kg.)	Humedad de los Materiales.		Absorsion.		Pesos Finales de los Materiales (Kg.)	
			%	Kg.	%	Kg.		
Cemento	1.00	310					310	
Arena Azul	2.02	626	7.25	+ 45	6.36	- 40	631	
Arena de Tep.				+		-		
Grava 1	1.37	425	3.52	+ 15	5.88	- 25	415	
Grava 2	2.16	670	3.10	+ 21	5.42	- 36	655	
Agua	0.53	164		- 81		+ 101	184	
Adicionante								
Sumas	7.08	2195					2195	

Contenido de cemento por un metro cúbico de concreto. Kg. 310 kg/m³

Observaciones.

do o si es producción rutinaria diaria se harán las determinaciones tres veces al día - por lo menos.

La corrección se efectúa con el siguiente cuadro, donde se indican las operaciones que se deben hacer a la proporción base para tener la llamada proporción de campo, a la cual se le harán las correcciones por humedad y absorción en la misma forma que se hicieron para la prueba de laboratorio.

Suponiendo que por las pruebas se tuvieron los siguientes resultados.

Arena.- Arena 93.6%, Grava 1, 6.4%.

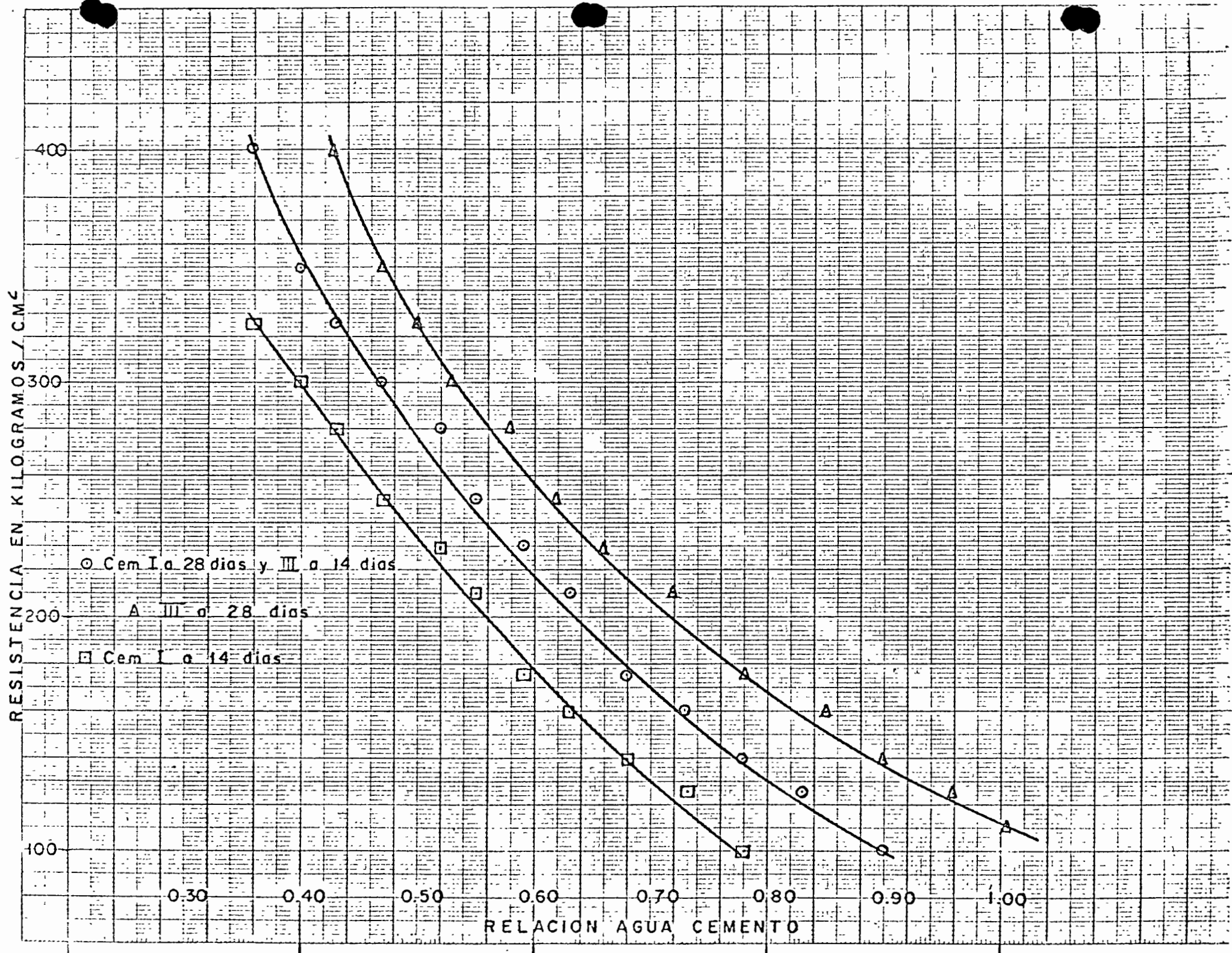
Grava 1.- Arena 2.5%, Grava No. 1, 90.3%; Grava 2, 7.2 %.

Grava 2.- Grava No. 1, 3.8%; Grava No. 2, 96.2 %.

Las contaminaciones se permiten únicamente de los tamaños inmediatos.

A continuación se encuentra un cuadro que se emplea para efectuar las co rrecciones por contaminación de otros tamaños y por humedad y absorción de los - - agregados.

Intencionalmente se llena este cuadro con números escritos a mano ya que así es como efectivamente se trabaja en los Laboratorios de las obras.



-13-

Se anexa una gráfica que podrá servir como guía para elegir tentativamente para el estudio de la mezcla de prueba, la relación agua-cemento en peso de -- acuerdo con la resistencia que se desea obtener, para que con los resultados de los - estudios se fije la más conveniente.

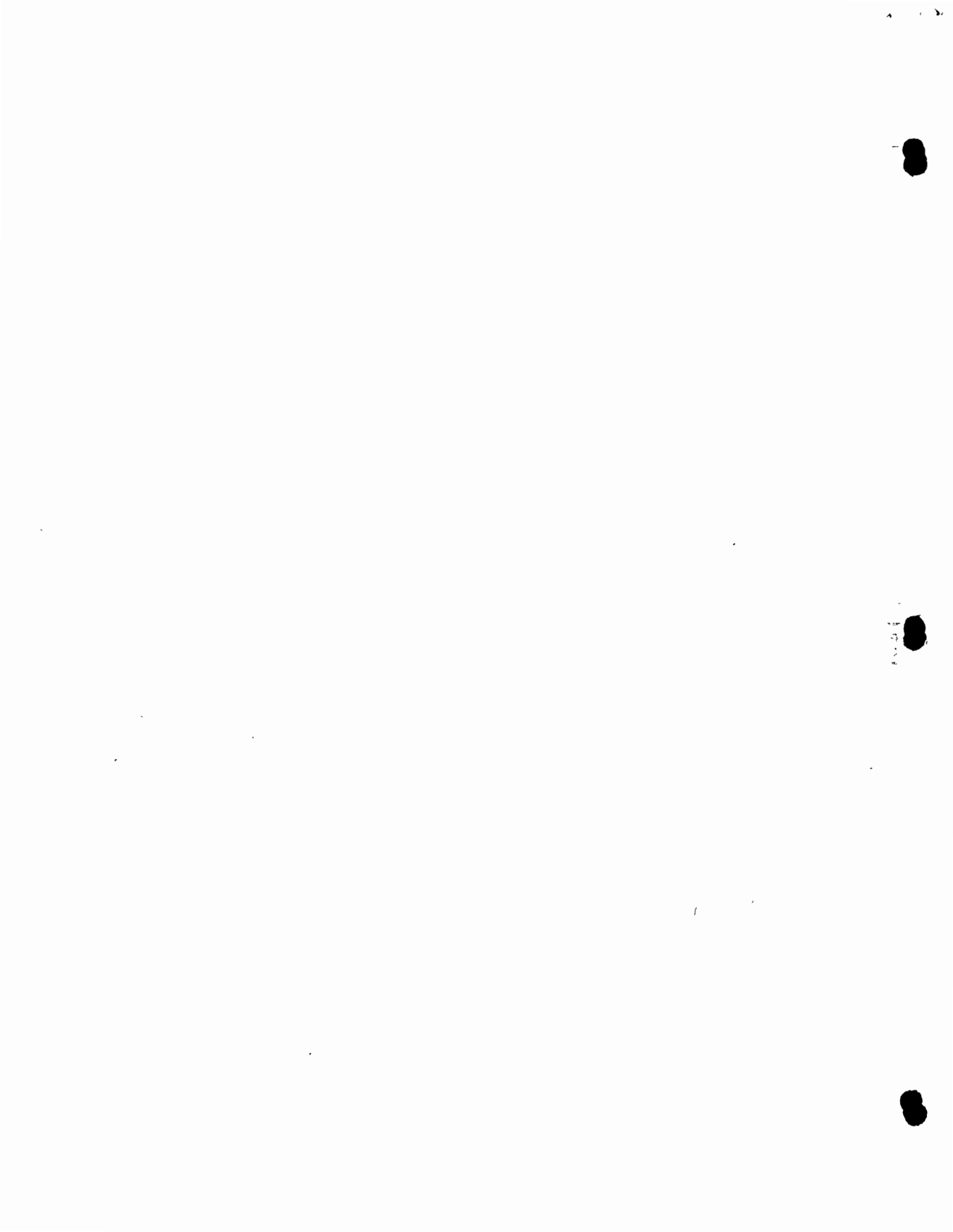
También se adjunta un cuadro que podrá ser empleado en forma rutinaria - para el diseño de mezclas de concreto.

Este cuadro ha sido llenado con los ³datos y resultados del ejemplo que se si guió en las hojas anteriores.

RESISTENCIAS OBTENIDAS

CILINDRO	EDAD	FECHA DE PRUEBA	RESISTENCIA kg/cm ²	PROMEDIO	OBSERVACIONES
1	3	8 Jul			
2	3				
3	7	12 Jul			
4	7				
5	28	2 Agt.			
6	28				

CALCULOS:		Muestra consumida de cemento				
C	12.600	1.00	3.15	0.317		
A	24.360	1.93	2.38	0.811		
Gr 1	18.120	1.44	2.36	0.610	$\frac{990}{3.192} = 310$	kg/m ³
Gr 2	27.240	2.18	2.36	0.924		
Agt.	6.678	0.53	1.00	0.530		Min. atrapado 1%
	Suma			3.192		
Cantidades de materiales por 1 m ³ concreto						
Cemento	1.00	310.000	3.15	98.412		Litros
Arene	1.93	598.300	2.38	251.386		"
Grava N° 1	1.44	446.400	2.36	189.153		"
Grava N° 2	2.18	675.800	2.36	286.356		"
Agua	0.53	164.300	1.00	164.300		"
	Suma			989.607		"
				990.000		
				989.607		
				0.393		= Error



Fecha de colado 5 Jul 1972 Estudio Curso para Residentes

DATOS :

$f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ consumo: aditivos: _____
 $a/c = 0.53$ cemento = 300 kg/m³ _____
 $g/a = 1.95$ " _____
 $ur = 35\%$ " _____
 tipo de cem. Taltosa Tipo I arena El Recodo grava La Leja
 tamaño máximo 38 mm. revenimiento 7.5 cm.

Tabla de cálculo	
Cemento	$300 \div 3.15 = 95$ $1000 - 95 - 195 - 10 = 736$
Agua	$300 \times 0.53 = 195$
Aire	$1000 \times 0.01 = 10$ $P_g = \frac{736 \times 2.38 \times 2.36}{2.36 + 1.86 \times 2.38} = \frac{4134}{6.79} = 609$
Arena	$609 \div 2.38 = 256$
Grava	$1133 \div 2.36 = 480$
Suma	1000 $P_g = 609 \times 1.86 = 1133$
1.00 : 2.03 : 3.78 $3.78 \times 0.41 = 1.51$ $3.78 \times 0.69 = 2.27$	
proporción base <u>1.00 : 2.03 : 1.51 : 1.27 : 0.53</u>	

CORRECCION POR HUMEDAD Y ABSORCION

PROP. BASE	PESO DE MATERIALES	HUMEDAD		ABSORCION		PESOS NETOS	PESOS BRUTOS
		%	kg.	%	kg.		
C 1.00	12.000					12.000	
Ar 2.03	24.360	4.38	1.067	6.36	1.549	23.878	
Gr1 1.51	18.120	1.81	0.328	5.88	1.065	17.383	
Gr2 2.27	27.240	1.25	0.340	2.42	1.476	26.104	
Ag 0.53	6.360		1.735		4.090	8.715	
7.34	88.080					88.080	

ADICIONES

Mediciones:	Aspecto	Liq. Grav	C		Ag	
			C	Ag	C	Ag
aspecto		<u>Buena</u>	100	53		
cohesion		<u>7.5</u> cm	200	106	200	106
revenimiento		_____ %	300	159		
fluidoz		_____ kg	400	212	400	212
pb		_____ kg	500	265	600	318
pn		_____ lt	600	318		
v		_____ kg/m ³	700	371		
p/v		_____ mm	800	424		
fm		_____	900	477		
a/c		_____	1000	530		

CONCLUSION:

Será necesario efectuar pruebas de laboratorio para el diseño de mezclas, - siempre que se tengan variaciones en el tipo o marca del cemento; cuando varíen las propiedades físicas de los agregados o cuando se desee emplear o variar algún aditivo, ya que el concreto no se sujeta a técnicas y especificaciones en las que se le quiere encerrar porque hágase lo que se haga y dígase lo que se diga "El concreto - siempre es el que tiene la última palabra".

HIDRAULICA APLICADA

HIDROSTATICA

La estática de fluidos estudia las condiciones de equilibrio de los fluidos en reposo. Desde el punto de vista de ingeniería civil, es más importante el estudio de los líquidos en reposo que de los gases y aquí el mayor énfasis se hará en los líquidos y en particular, el agua.

Ecuaciones fundamentales

Considérese idealmente un elemento fluido en forma prismática que encierra a un punto P , donde la densidad es ρ y la presión p (ver fig 1). Elegido un sistema coordenado cartesiano con el eje z vertical, conviene orientar los lados de la partícula según los ejes del sistema, de tal manera que la presión se incrementa en magnitudes diferenciales $\frac{\partial p}{\partial x}$ y genera las fuerzas indicadas en la fig 1.

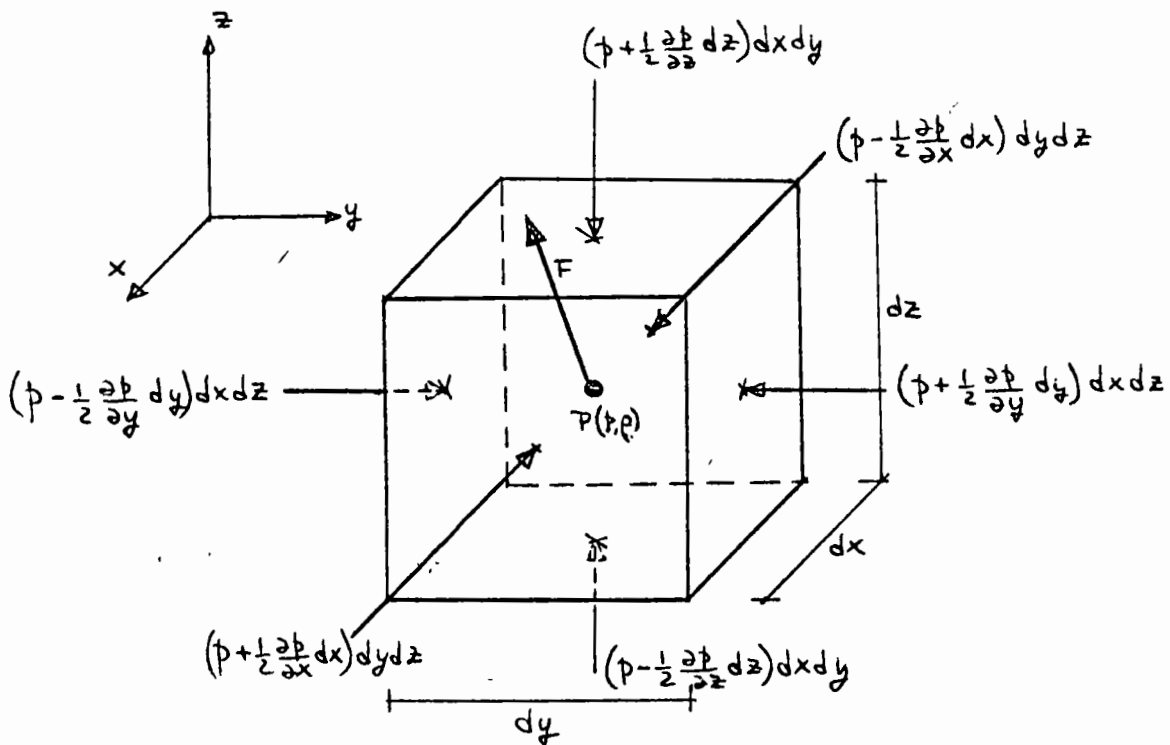


Fig 1

Equilibrio de una partícula en un fluido en reposo

La fuerza F puede ser generada por la atracción de otro cuerpo como condición general tiene una orientación cualquiera.

$$\vec{F} = m\vec{a}$$

$$m = \rho V = \rho dx dy dz$$

$$\vec{a} = X\mathbf{i} + Y\mathbf{j} + Z\mathbf{k}$$

$$F_x = \rho X dx dy dz ; F_y = \rho Y dx dy dz ; F_z = \rho Z dx dy dz$$

Puesto que la partícula de la fig 1 está en equilibrio se cumple:

$$\sum F_x = 0 ; \sum F_y = 0 ; \sum F_z = 0$$

Antes de seguir adelante con el desarrollo, conviene recordar que un fluido en reposo y en particular, un líquido en reposo, acepta sólo esfuerzos normales en su interior, ya que por la propiedad que poseen los fluidos de deformarse continuamente al aplicarseles una fuerza tangencial, sólo pueden estar actuando esfuerzos normales si se supone que el líquido está en reposo.

Haciendo el equilibrio de fuerzas en la dirección X se tiene:

$$\left(p - \frac{1}{2} \frac{\partial p}{\partial x} dx\right) dy dz - \left(p + \frac{1}{2} \frac{\partial p}{\partial x} dx\right) dy dz + \rho X dx dy dz = 0$$

simplificando y ordenando resulta

$$\frac{\partial p}{\partial x} = \rho X \quad (1a)$$

en forma similar para las direcciones Y y Z

$$\frac{\partial p}{\partial y} = \rho Y \quad (1b); \quad \frac{\partial p}{\partial z} = \rho Z \quad (1c)$$

estas tres ecuaciones son las de Euler para fluidos en reposo.

Si la fuerza F es la de atracción de la gravedad, tendrá la dirección vertical hacia abajo, o sea

$$X = Y = 0 ; Z = -g$$

reemplazando en las ecuaciones 1 resulta:

$$\frac{\partial p}{\partial x} = 0 \quad (2a)$$

$$\frac{\partial p}{\partial y} = 0 \quad (2b)$$

$$\frac{\partial p}{\partial z} = -\rho g = -\gamma \quad (2c)$$

De las ecuaciones (2a) y (2b) se concluye que la presión no varía⁽³⁾ ni en dirección x ni en dirección y , esto es, que se mantiene constante y con un valor ~~específico~~ particular para cada plano xy . Generalizando el resultado anterior a todo el líquido en reposo, puede decirse que, la presión sobre planos horizontales en el interior de un líquido en reposo se mantiene constante y tiene un valor particular para cada nivel.

La ecuación (2c) indica que la presión varía solo con la coordenada vertical z . Puede ponerse

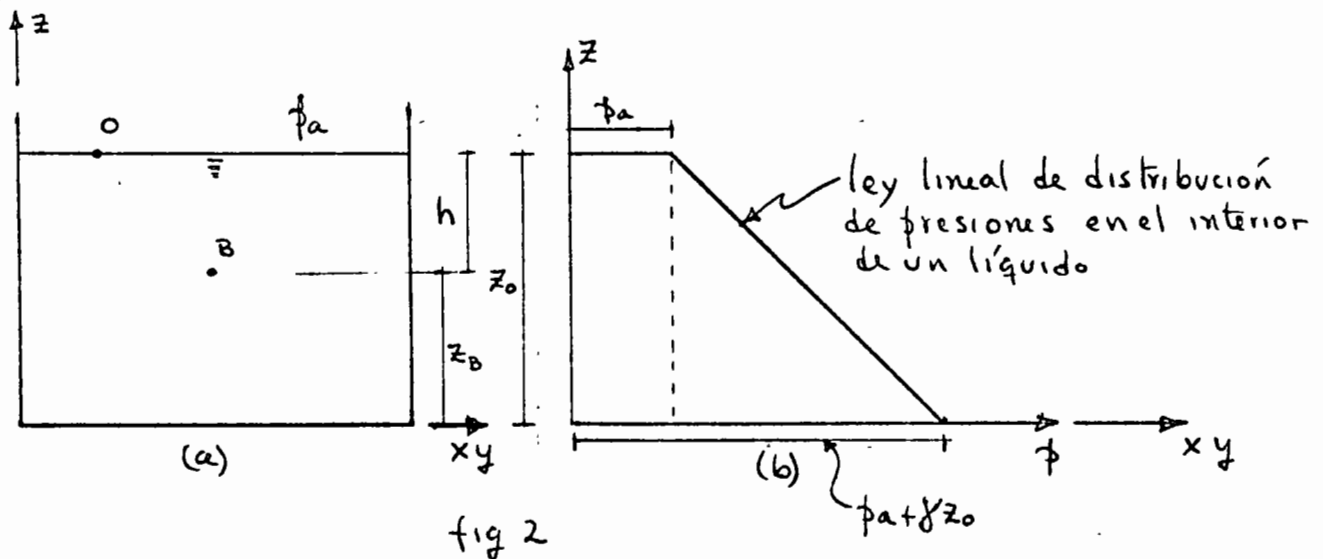
$$dp = -\gamma dz \quad (3)$$

Si se trata de un líquido que tiene densidad constante, la ecuación (3) puede integrarse y da

$$\frac{p}{\gamma} + z = \text{constante} \quad (4)$$

La ecuación (4) es la que se conoce como ley de Pascal y permite calcular las presiones hidrostáticas en el seno de un líquido en reposo.

Considere un recipiente cualquiera expuesto en su superficie libre a la presión atmosférica (fig 2a)



Para dos puntos: el \underline{O} coincidiendo con la superficie libre del líquido y otro cualquiera \underline{B} , se obtiene al aplicar la ecuación (4) lo siguiente:

$$\frac{p_a}{\gamma} + z_0 = \frac{p_B}{\gamma} + z_B$$

pero para este caso particular

$$p_a = p_a$$

$$\frac{p_a}{\gamma} + z_0 = \frac{p_B}{\gamma} + z_B \quad (4)$$

$$p_B = p_a + \gamma(z_0 - z_B) \quad (5)$$

de la fig 2 se ve que

$$z_0 - z_B = h = \text{profundidad en el líquido del punto B}$$

Para aplicar en forma práctica ^{la fórmula (5)} y olvidándose de todos los desarrollos ~~de la fórmula (5)~~, puede decirse que la presión en un punto cualquiera B del interior de un líquido que se halla a una profundidad h , es igual a la presión atmosférica que actúa sobre la superficie del líquido más el producto de γ por la profundidad h , esto es:

$$p_B = p_a + \gamma h \quad (6)$$

Esta fórmula da la presión en un punto cualquiera (nivel cualquiera) en función de la presión en un punto de la superficie (nivel de la superficie). Si se quiere determinar la presión en un nivel cualquiera en función de la presión en otro nivel diferente al de la superficie libre se tiene:

$$p_B = p_A + \gamma \Delta h \quad (7)$$

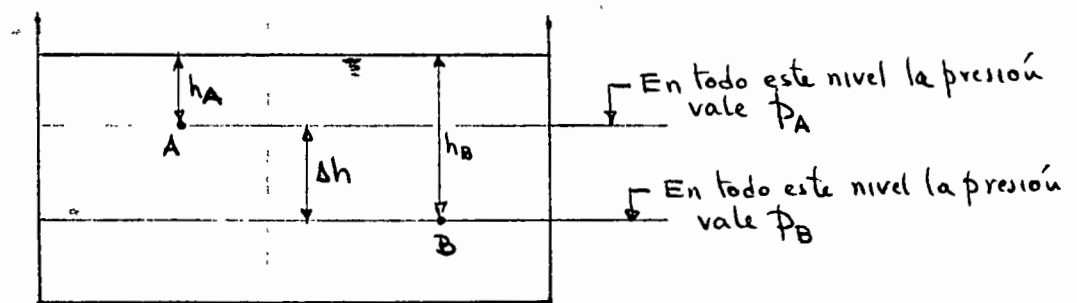


fig 3

La fórmula (6) da la presión absoluta en un punto B, la cual se mide a partir del cero absoluto de presiones. La presión atmosférica local depende de la elevación sobre el nivel del mar del lugar en que se encuentra el líquido. Siempre que a la presión que produce un líquido (γh) por su peso propio, se le agregue la presión atmosférica, se obtiene la presión absoluta. Si en la fórmula (7) p_A tiene incluida

la presión atmosférica; p_B será también presión absoluta, en caso contrario será presión manométrica.

Es más común medir la presión hidrostática utilizando como valor cero de referencia a la atmosférica local. La presión así medida se llama manométrica y las unidades más usuales son kg/cm^2 o bien kg/m^2

Existen casos en que el líquido no es homogéneo, como las ~~soluciones~~ ~~soluciones~~ soluciones salinas de concentraciones variables, o bien líquidos de temperatura variable estratificados. El equilibrio en estas condiciones solo es posible si los líquidos menos densos quedan arriba de los más densos.

Para estos casos se pueden aplicar las ecuaciones (4) o (6) por capas, determinando la presión como se indica en la fig 4

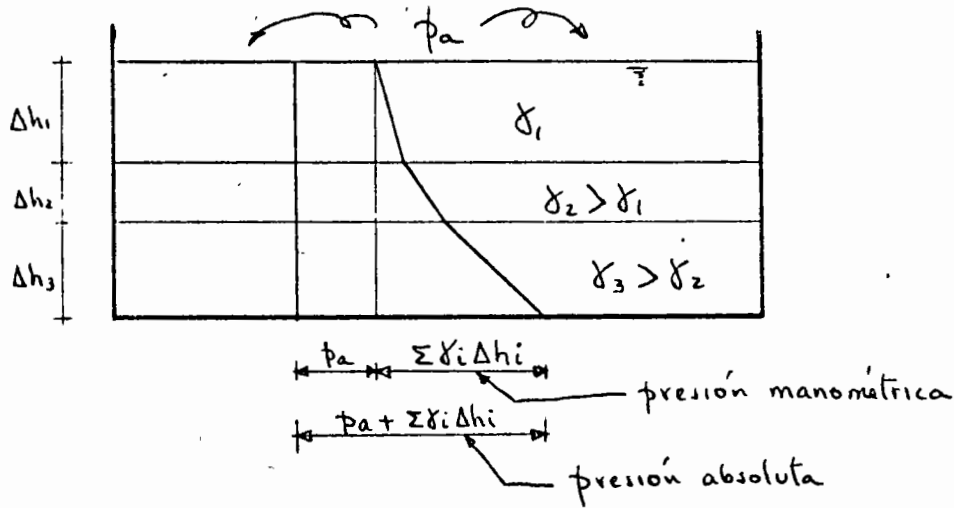


fig 4

Conviene ~~recordar~~ hacer ver que en ~~los~~ recipientes como ~~los~~ ^{los} de la fig 5, en los puntos A y B la presión es la misma puesto que se hallan al mismo nivel en uno o en unos líquidos en reposo

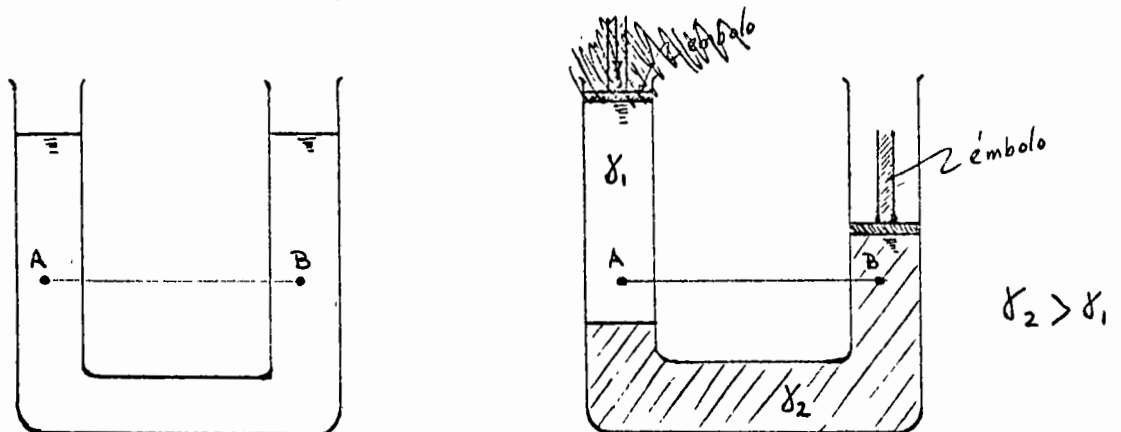


fig 5

Ver Dispositivos de medición de las presiones hidrostáticas en el libro Hidráulica, de Sotelo, de las páginas 49 a 52.

Empuje hidrostático sobre superficies planas

Conviene hacer un comentario al tratamiento que de este tema se hace en el libro de Sotelo en sus páginas de la 52 a la 56.

La fórmula (2.14)

$$P = \gamma \int_A z dA$$

que sirve para determinar la fuerza resultante que actúa en una superficie plana A, haciendo la integración directa, puede tener otras dos interpretaciones que son de utilidad. La integral $\int_A z dA$ es el momento estático del área A respecto a la superficie libre del líquido, o sea

$$\int_A z dA = A \bar{z}$$

A = área de la superficie

\bar{z} = profundidad del centro de gravedad del área.

luego.

$$P = \gamma A \bar{z} \quad (2.15)$$

Si sobre cada punto del área A se lleva en dirección normal a la propia área el valor de la carga de agua en cada punto, se forma un volumen como el que se ve achurado en la fig 2.9 (libro Sotelo), que se denomina volumen de la distribución de presiones. Analizando nuevamente la fórmula (2.14) y teniendo en cuenta la forma como se construyó el volumen de la distribución de presiones, puede verse que

$$\int_A z dA = V$$

V = volumen de la dist de presiones

luego:

$$P = \gamma V$$

Resumiendo, los tres criterios para determinar la fuerza resultante que actúa en una área son:

$P = \gamma \int_A z dA$ ——— integración directa

$P = \gamma A \bar{z}$ ——— criterio del área

$P = \gamma V$ ——— criterio del volumen.

Empuje hidrostático sobre superficies curvas

(1)

También para el tratamiento de este problema conviene hacer algunos comentarios.

La fórmula (2.20c) que da el empuje en dirección z sobre una superficie curva

$$P_z = \gamma \bar{z} A_z$$

debe aplicarse con cuidado, ya que en el texto de Sotelo dice que \bar{z} es la profundidad del centro de gravedad de la superficie curva, lo cual es cierto, pero debe tenerse la siguiente precaución:

La superficie curva que proyecte área en el plano XY , debe dividirse en dos, aquella ~~que~~ sobre la que las fuerzas elementales vayan hacia arriba A_{z1} y aquella sobre la que las frs elem. vayan hacia abajo A_{z2} . Cada una tendrá su centro de gravedad \bar{z}_1 y \bar{z}_2 . Para determinar P_z se hace lo siguiente:

$$P_z = \gamma \bar{z}_1 A_{z1} - \gamma \bar{z}_2 A_{z2}$$

Principio de Arquímedes

Con relación a este tema puede hacerse el siguiente comentario:

Un cuerpo en el seno de un líquido puede flotar o hundirse, si el cuerpo flota, el volumen del líquido desalojado es menor que el volumen del cuerpo, si el cuerpo se hunde, el volumen de líquido desalojado es igual al volumen del cuerpo.

~~Para saber si un cuerpo flota o se hunde deben compararse los pesos volumétricos del cuerpo y del agua, si el del cuerpo es mayor entonces, se hunde. El cuerpo flotará si pasa lo contrario.~~

Condiciones de estabilidad de los cuerpos en flotación

Si un cuerpo flota puede estarlo haciendo bajo ~~tres~~ cualquiera de tres estados:

con equilibrio estable

con equilibrio inestable

con equilibrio indiferente

El tema desarrollado por el Ing. Sotelo establece criterios para saber si un cuerpo que flota lo hace con equilibrio estable, inestable o indiferente.

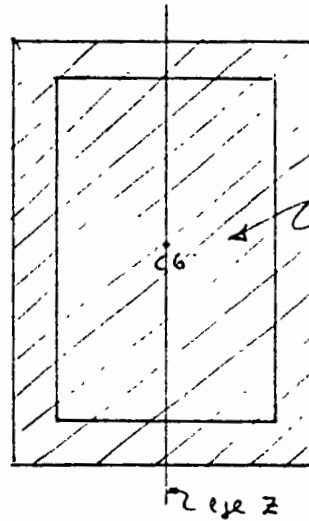
En la fórmula (2.25)

(10)

$$\eta = \frac{\tan \phi I_z}{V_0}$$

el momento de inercia I_z es respecto a un eje que pasa por el centroide de del area de la linea de flotación.

Imaginemos en planta una embarcación rectangular



area que debe considerarse para el cálculo de su momento de inercia (incluye area de vacio y del cuerpo)

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION DE PROYECTOS.
DEPARTAMENTO DE CANALES

DISTRITO DE RIEGO DE TEHUANTEPEC, OAX.- CANAL SUBLATERAL 10+220, KM -
5+167.35 SIFON EN EL KM K. 21+115.90 DEL F.C. IXTEPEC-SUCHIATE.

MEMORIA DE CALCULOS.

Descripción.

En el Distrito de Riego de Tehuantepec, Oax., el Canal --
Sublateral 10+220 cruzará el F.C. Ixtepec-Suchiate en su Km 21+115.90. --
Se ha escogido como estructura de cruce un sifón de concreto reforzado, --
de un conducto rectangular, para dar paso a un gasto de 2.1 m³/seg.

En el cálculo estructural se aplicarán las especificaciones de A.R.E.A., para carga viva Cooper E-60.

Datos Generales.

Elevación del hongo del riel	15.52
Elevación plantilla del canal	13.42
Sifón de un conducto rectangular de 0.95 x 1.20 m	
Carga viva: Cooper E-60	

Datos del Canal:

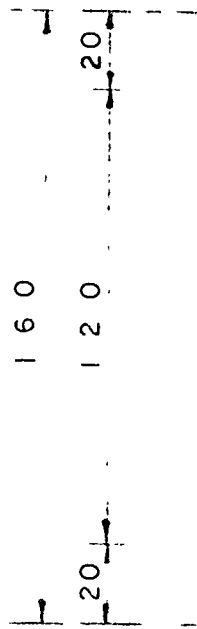
Q = 2.10 m³/seg
A = 4.56 m²
v = 0.46 m/seg
n = 0.035
r = 0.72 m
S = 0.0004

Datos del Conducto:

Q = 2.10 m³/seg
A = 1.095 m²
v = 1.918 m/seg
n = 0.015
r = 0.277 m
S = 0.00458

F I E R R O D E R E F U E R Z O

Pieza	M o m e n t o kg - cm	A _s ² cm	1/2" Ø a	Cortante al pañó. Kg	V kg/cm ²	Cortante al cartel kg	Σ o para u = 7.0 kg/ cm ²	Σ o para u = 10.5 kg/cm ²	1/2" Ø a
AB	ABp 16 100	1.2	30	4520	4.1	3093	40.2	26.9	15
	BAp 16 100	1.2	30	4520	4.1	3093	40.2	26.9	15
	(+) 91 300	6.6	18	--	-	--	-	-	-
CD	CDp 19 100	1.4	30	4964	4.5	3396	44.1	29.5	13
	DCp 19 100	1.4	30	4964	4.5	3396	44.1	29.5	13
	(+) 98 800	7.1	17	--	-	--	-	-	-
AC	ACp 52 500	3.8	30	1252	1.1	953	12.4	8.3	30
	CAP 58 000	4.2	28	1468	1.3	1088	14.1	9.5	30
	(+) -14 400	1.0	30	--	-	--	-	-	-



7 Kg/m²

628 Kg/m²

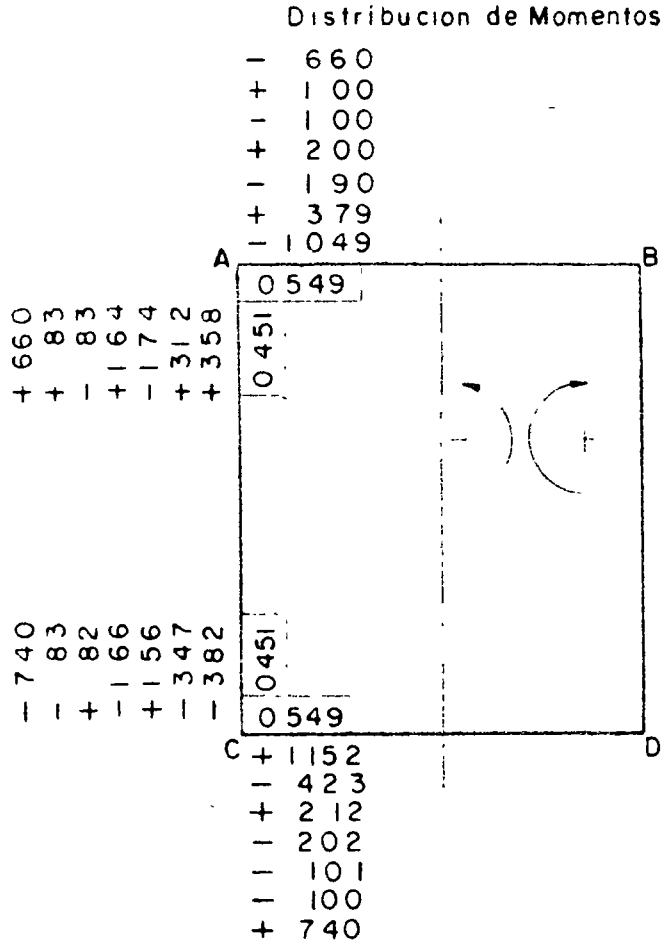
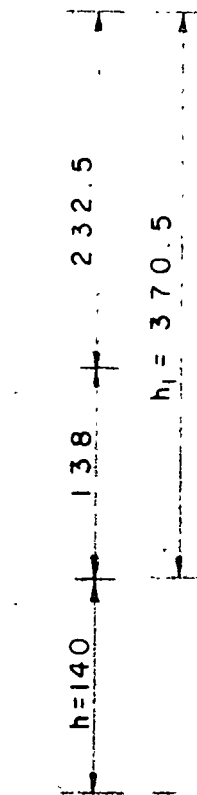
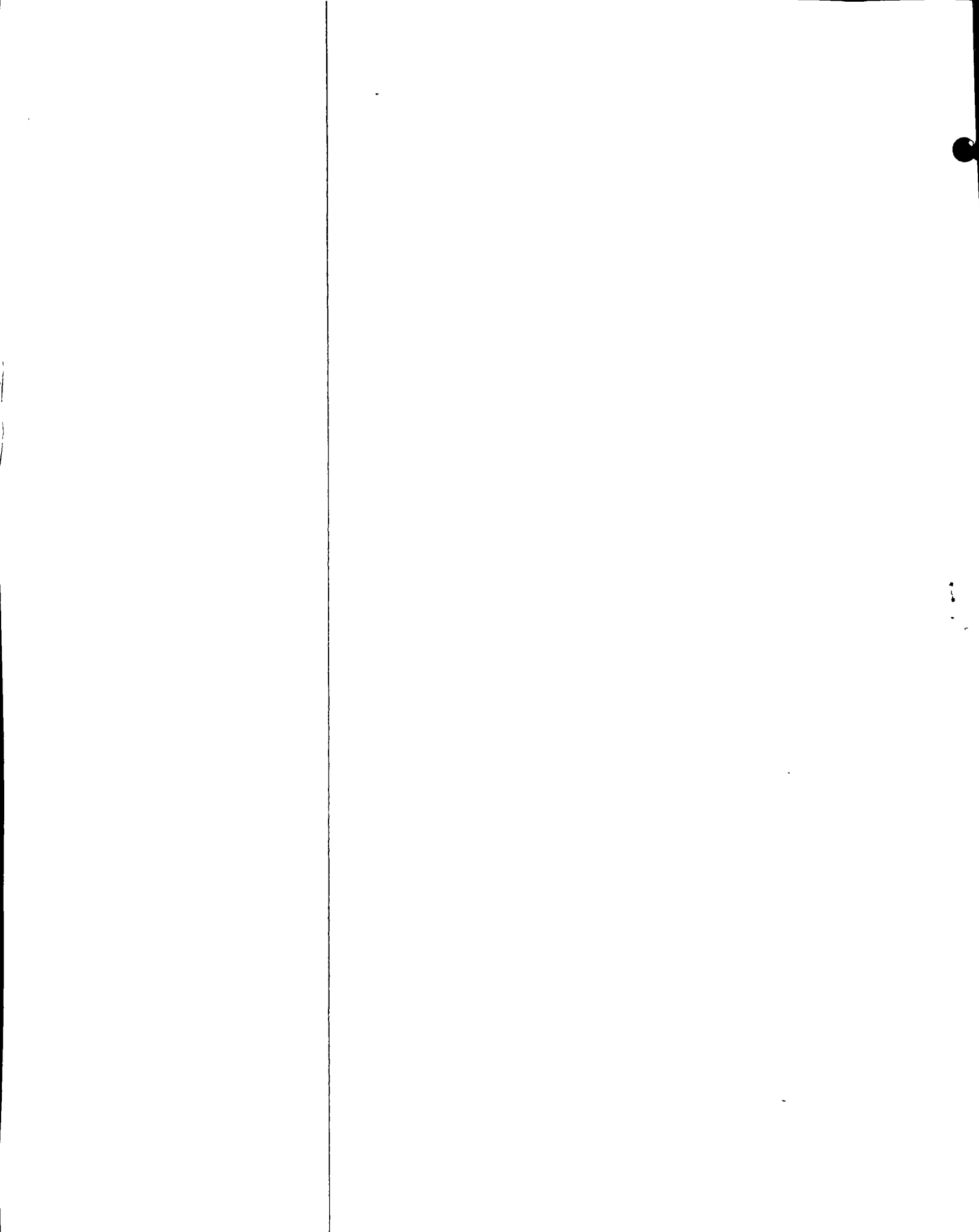


FIGURA N°5

S . R . H

DIRECCION DE PROYECTOS—DEPARTAMENTO DE CANALES
 Distrito de Riego del Rio Tehuantepec, Oax.

CANAL SUBLATERAL 10+220
SIFON EN CRUCE Km-5+167.35 CON
F.C. IXTEPEC—SUCHIATE EN Km. K-21+115.90

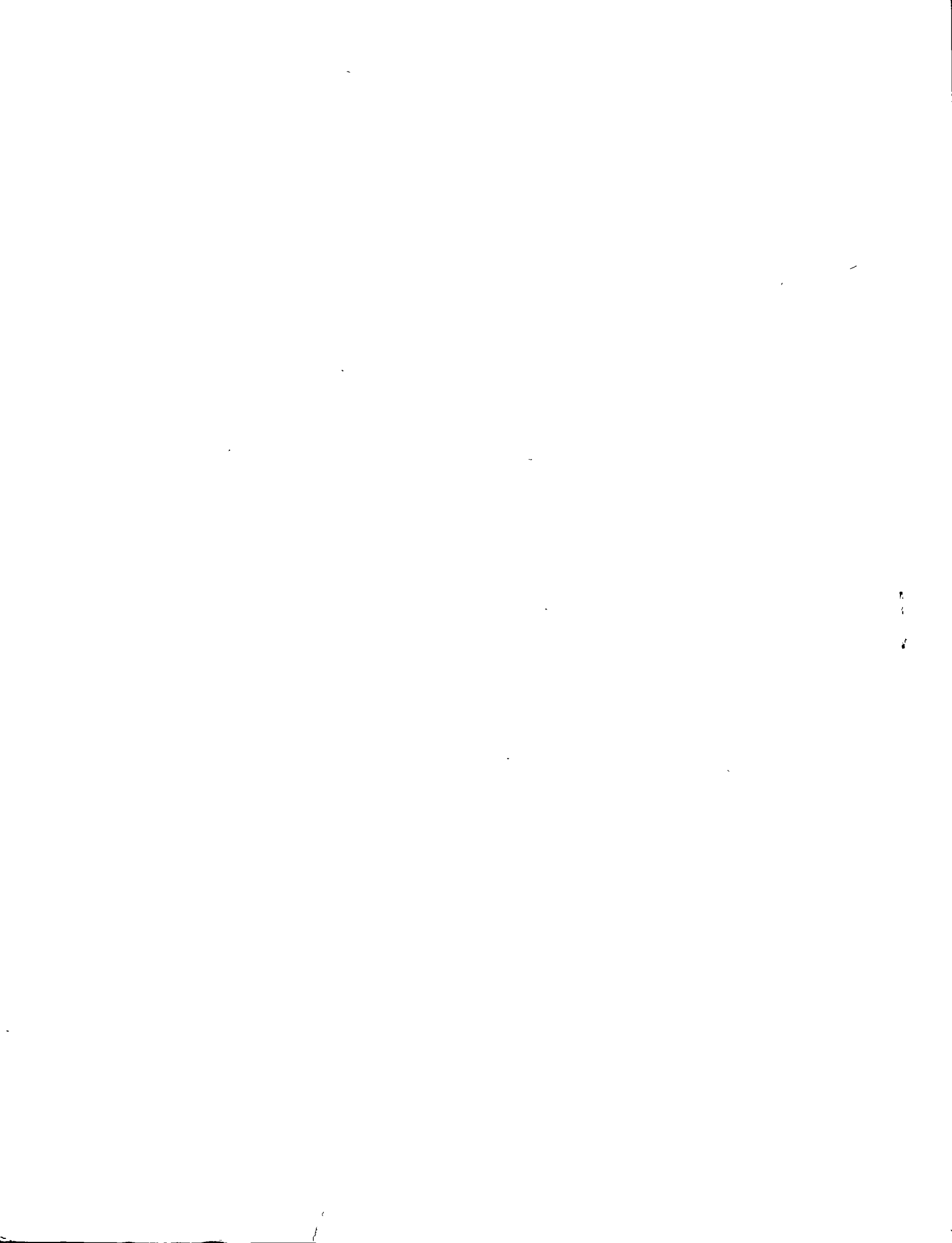


SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
DIRECCION DE PROYECTOS
DEPARTAMENTO DE CANALES

JUSTIFICACION PARA EL USO DE TUBOS ARMCO.

En esta alcantarilla se empleará un tubo ARMCO de 76 cm de diámetro, calibre N° 14; el cual según la tabla 12-1 calibres para tubos corrugados de metal (Apuntalados y sin apuntalar) carga viva Cooper E-70, del manual del drenaje y productos de construcción, — editado en 1958, es suficiente para soportar un colchón de relleno de 3.06 m (altura de relleno en, dicha alcantarilla) ya que dicho tubo es capaz de resistir una altura de cubierta de relleno, variable de 0.30 a 334 m.

De esta manera se justifica el por qué se usará dicho tubo.



NOTAS : Acotaciones en centímetros y elevaciones en metros.— La colocación del tubo será por incodo

SECRETARIA DE RECURSOS HIDRAULICOS
SUBSECRETARIA DE CONSTRUCCION
DIRECCION GENERAL DE IRRIGACION Y CONTROL DE RIOS
DIRECCION DE PROYECTOS - DEPARTAMENTO DE CANALES

Distrito de Riego del Bajo Rio Lerma, Mich.
UNIDAD VALLE DE ANGAMACUTIRO
CANAL LAT. 16+781.13, Km. 2+820.00
ALCANTARILLA EN CRUCE CON F.C. PENJAMO-AJUNO Km. 26+784.00
PLANO GENERAL Y ESTRUCTURAL

Conforme:


JEFE DEL DEPARTAMENTO
CED. PROE. 73380

DIRECTOR DE PROYECTOS

Aprobo:

DIRECTOR GENERAL

SUBSECRETARIO DE CONSTRUCCION

MEXICO, D.F.
JUNIO — 1972

1315 - C - 229

EJEMPLO DE PRECIOS UNITARIOS DEL DESMONTE.

Se pretende ejecutar el desmonte de una zona donde se construirá un dren.

El monto de acuerdo con la clasificación de la Secretaría de Recursos Hidráulicos corresponde a Monte pesado tipo B en donde se tienen 6 árboles entre 50 y 75 cm. de diámetro, 15 árboles entre 25 y 50 cm. de diámetro y 70 árboles con diámetros menores a 25 cm. de diámetro.

Se utilizará un tractor D-8

Rendimientos:

- Se requieren 14.5 min/árbol para cortar raíces, tirar el árbol y retirarlo cuando su diámetro varia entre 50 y 75 cm.
- Se requieren 6.67 min/árbol para tirar el árbol y retirarlo -- cuando su diámetro varia entre 25 y 50 cm.
- Se requieren 1.9 min/árbol para tirarlo y retirarlo de la zona de trabajo cuando su diámetro es menor de 25 cm.

Costo horario tractor D-8 ----- \$ 245.21/h.

Tiempo requerido por el tractor para desmontar una hectárea.

$$\begin{array}{rcl} 6 \text{ árboles} \times 14.5 \text{ min/árbol} & = & 87.00 \text{ min.} \\ 15 \text{ árboles} \times 6.67 \text{ min/árbol} & = & 100.05 \text{ min.} \\ 70 \text{ árboles} \times 1.9 \text{ min/árbol} & = & 133.00 \text{ min.} \\ & & \hline & & 320.05 \text{ min.} \end{array}$$

$$\frac{320.05 \text{ min.}}{60} = 5.33 \text{ horas.}$$

Costo Directo por Hectárea.

$$5.33 \text{ horas} \times \$ 245.21/h. = \$ 1,306.97/h.$$

Suma de Cargos Directos ----- \$ 1,306.97/h.

38% indirecto y utilidad ----- \$ 496.65/h.

PRECIO UNITARIO:- \$ 1,803.62/h.



EJEMPLO DE PRECIOS UNITARIOS DE DESPALME

Para la construcción de un dren se requiere despalar una franja de terreno de 80 mts., depositando el material producto del despalme a 20 mts. fuera de los límites de la zona despalmada.

El carreo medio del material será de 40 mts. ya que se puede atacar del eje del Dren hacia los lados.

De la gráfica donde se consignan los rendimientos de un tractor excavando se observa que para una distancia de 40 mts. tenemos un rendimiento teórico de 375 Yd³/h para un tractor D-8 equipado con servo transmisión.

Costo horario tractor D-8..... \$ 245.21/h.

Rendimiento:

Factores.

- a) Eficiencia en el trabajo = 0.75
- b) para pasar a m³. = 0.765
- c) Para usar angledozer... = 0.75

$$R = 375 \text{ Yd}^3/\text{h} \times 0.765 \times 0.75 \times 0.75 = 161 \text{ m}^3/\text{h}.$$

Costo por m³.

$\frac{\$ 245.21/\text{h}}{161 \text{ m}^3/\text{h}}$	=	$\$ 1.52/\text{m}^3.$
Suma cargos directos:-		$\$ 1.52/\text{m}^3.$
38% indirectos y utilidad:-		$\$ 0.58$
Precio Unitario.		$\$ 2.10/\text{m}^3.$

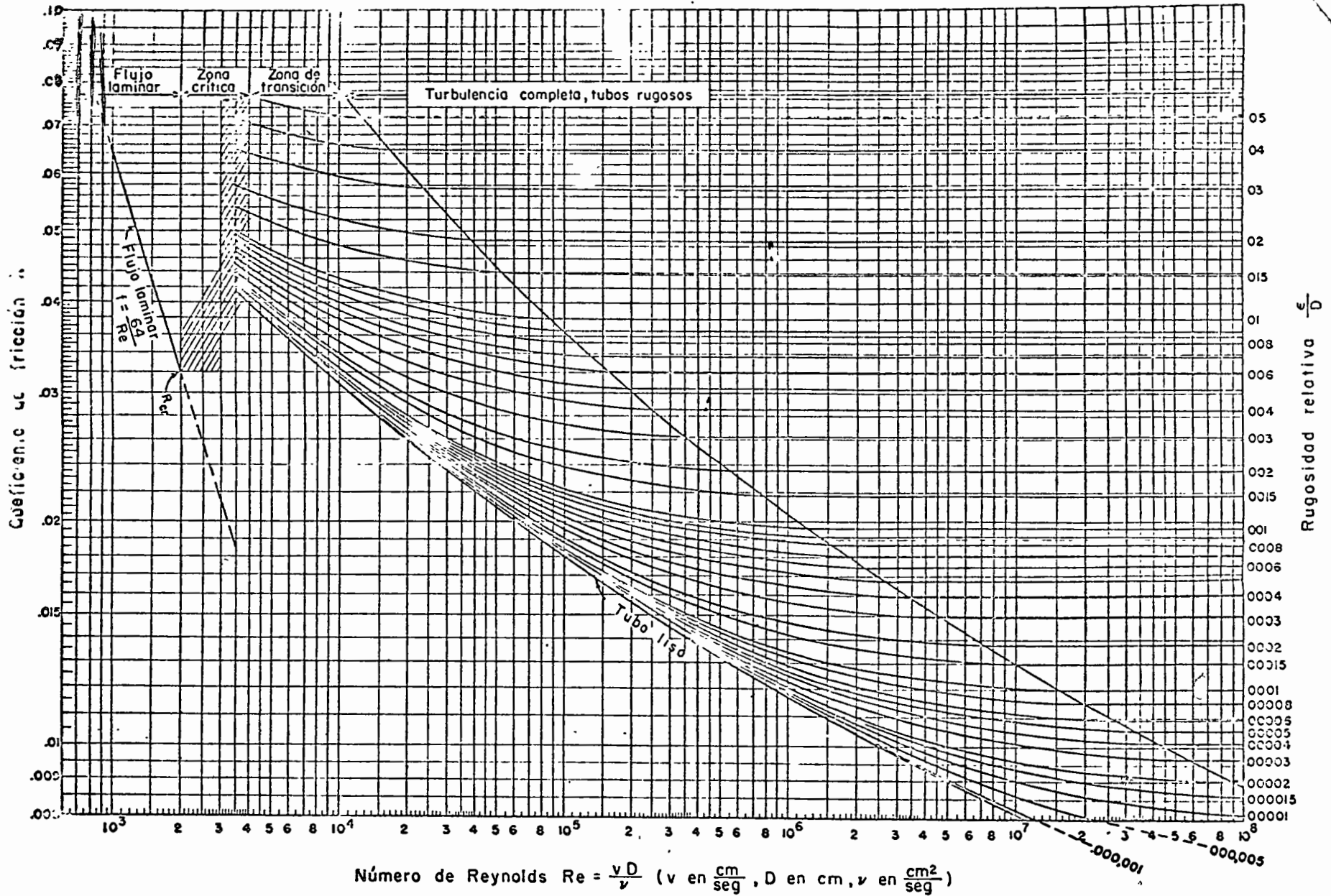


Fig 2 Coeficiente de fricción para cualquier tipo y tamaño de tubo



$$P = B + 2d \sqrt{1 + m^2}$$

$$r = \frac{A}{P}$$

Tabla 2.2. Fórmulas usuales para el cálculo de fórmulas, R_h radio hidráulico en m, S pendiente.

Autor	Fórmula	Observaciones
Ganguillet y Kutter	$C = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{S}}{1 + (23 + \frac{0.00155}{S}) \frac{n}{\sqrt{R_h}}}$	<p>Se aconseja para canales naturales pero conduce a resultados satisfactorios. Es compleja y que ocurren cambios grandes en C para cambios pequeños de n es un coeficiente que depende de la rugosidad del canal.</p>
Kutter	$C = \frac{100 \sqrt{R_h}}{m + \sqrt{R_h}}$	<p>Es una simplificación de la de Ganguillet y Kutter y tanto más sencilla. m es un coeficiente de rugosidad según la tabla 2.3.</p>
Bazin	$C = \frac{87}{1 + \frac{B}{\sqrt{R_h}}}$	<p>Está basada en una buena cantidad de experiencias y es relativamente sencilla. B es un coeficiente de rugosidad según la tabla 2.3.</p>
Kozeny	$C = 20 \log Y + N_c$	<p>Es análoga a la de los tubos y fue obtenida con base en los resultados experimentales de von Mises y Bazin. Y es el tirante hidráulico en m y N_c un coeficiente de rugosidad según la tabla 2.3.</p>
Martinez	$C = 17.7 \log \frac{R_h}{d} + 13.6$	<p>Fue obtenida de muchas mediciones en ríos de la Unión Soviética, d es el diámetro del grano del material en el fondo del río en m y vale para $0.15 \leq R_h \leq 2.25$ m, $0.0004 \leq S \leq 0.0039$ y $0.004 \leq d \leq 0.25$ m (ref).</p>
Manning-Strickler	$C = \frac{R_h^{1/2}}{n}$	<p>Fue obtenida a partir de siete fórmulas diferentes, basado en ensayos de Bazin y posteriormente verificada por observaciones. Es una de las más utilizadas por su sencillez. n es un coeficiente de rugosidad según la tabla 2.4.</p>
Lilovski	$C = \frac{R_h^z}{n}$	<p>Considera que el exponente en la fórmula de Manning no es una constante sino que varía con la forma del canal y la rugosidad como $z = 1.5 \sqrt{n}$ para $R_h < 1$ m y $z = 1.3 \sqrt{n}$ para $R_h > 1$ m. n es el mismo coeficiente de rugosidad de Manning.</p>



Tabla 2.2 factores de rugosidad para las fórmulas de la tabla 2.2

	Ganguillet y Kutter n	Kutter m	Bazin B	Kozyeny N_e
I Secciones cerradas parcialmente llenas				
Fierro fundido nuevo	0.012	0.20	0.06	
Fierro fundido usado		0.25	0.12	
Fierro colado	0.012	0.20		
Barro vitrificado nuevo		0.25		
Barro vitrificado usado	0.017	0.30 - 0.35		
Tubos de alcantarillado	0.017 - 0.020	0.30 - 0.35		
Túneles de concreto pulido	0.011 - 0.013	0.20 - 0.25	0.22	
II Secciones abiertas				
Madera cepillada	0.010	0.15 - 0.20	0.06	
Madera de acabado rugoso		0.30 - 0.35		
Mampostería de ladrillo bien acabada	0.013	0.25	0.16	70 - 76
Cemento pulido		0.20 - 0.25	0.10 - 0.16	84 - 90
Concreto pulido	0.012	0.20	0.11 - 0.22	
Concreto rugoso	0.017	0.65	0.45	58 - 62
Piedra brasa bien acabada	0.017	0.65		60 - 70
En tierra arroyos y ríos	0.025	1.75	1.4 - 1.6	
En tierra con material grueso y plantas	0.035	2.0 - 2.5	1.75	
Con cantos rodados	0.04 - 0.05	3.5 - 5.0	hasta 3.5	
Con gran rugosidad de fondo y maleza tupida	hasta 0.09			
Roca acomodada				36 - 50
Roca a volteo				28 - 36
Grava	gruesa (10 a 15 cm)			32 - 38
	media (5 a 10 cm)			38 - 42
	fina (2 a 3 cm)			42 - 46
Cantos rodados (15 a 20 cm)				28 - 32

Handwritten scribble or mark at the top center of the page.

Handwritten scribble or mark on the right edge of the page.

Handwritten mark or character on the right edge of the page.



HIDRAULICA APLICADA

- 3 Hrs. Hidrostática: presión total y principios de Arquímedes
Principios fundamentales; teorema de Bernoulli
- 6 Principio de continuidad; Ley del Impulso
- 7.5 Concepto de pérdidas: Fórmula de Borda
Fórmulas de fricción
- 1.5 Primer exámen parcial
- 3 Orificios compuertas y tubos: Orificios con descarga-
libre
Orificios con descarga-
ahogada
- 6 Cálculo de tuberías a presión: Gradiente Hidráulico,-
tubos múltiples,
sifones
- 7.5 Vertedores y canales: Energía específica, régimen --
crítico, fórmulas de Francis,--
Ahogamiento, establecimiento --
de régimen, remanso y resalgo
- 1.5 Segundo exámen parcial
- 15 Diseños tipo: Alcantarilla, sifón de exedencias, si --
fón invertido, obra de toma con descar-
ga libre, rápida con tanque amortigua -
dor, remanso producido por una obstruc-
ción
- 3 Exámen final

CURSO INTENSIVO DE CAPACITACION PARA RESIDENTES DE PROYECTOS Y
CONSTRUCCION DE ZONAS DE RIEGO

CALENDARIO TENTATIVO

ACTIVIDAD	PRINCIPIA	TERMINA	OBSERVACIONES
HIDRAULICA	Abril 10	Abril 29	
MECANICA DE SUELOS	Mayo 2	Junio 3	1-5-15 22 a 31 Vac.
CONSTRUCCION	Junio 5	Junio 24	
LABORATORIO	Junio 26	Julio 15	
RIEGO	Julio 17	Agosto 5	
HIDROLOGIA	Agosto 7	Agosto 26	
TRAMITES S.R.H.	Agosto 28	Septiembre 2	
PRACTICAS LOCALES	Septiembre 4	Septiembre 24	
TRAMITES UNAM	Septiembre 25	Septiembre 30	

México, D. F., a 22 de marzo de 1972

