

ESCUELA NACIONAL DE INGENIEROS

DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCIONES CIVILES

PROYECTO DE MEJORAMIENTO DE RIEGO DEL VALLE DE SANTA CRUZ
DERIVACION DE RIO GRANDE - DEPARTAMENTO DE ICA

EFRAIN PASTOR BEDOYA

LIMA - PERU

1 9 5 5

I N D I C E

	<u>Pág.</u>
CAPITULO I.- <u>GENERALIDADES</u>	
Situación del Proyecto	2
Linderos del valle	2
Condiciones generales de Santa Cruz	2
Objeto del Proyecto	3
Antecedentes y Aspecto Legal	3
 CAPITULO II.- <u>A G U A</u>	
Hidrología General: Río Sta. Cruz . Río Grande	17
Cantidad de agua por hectárea	20
Derechos de Terceros	21
Capacidad del canal y volúmenes de agua que dispondrán las tierras de este valle, para el mejoramiento de riego y su futura ampliación ..	24
Reparto de aguas entre Río Grande y Santa Cruz	25
Aguas de estiaje	25
 CAPITULO III.- <u>SUELOS Y CLIMA</u>	
Análisis Integral de los Suelos ...	27
Clasificación de los suelos	28
Valorización de los suelos	29
Valle de Río Grande	30
Valle de Santa Cruz	31
Areas Cultivadas y eriazos aprovecha bles	34
Descripción del clima	34
 CAPITULO IV.- <u>TECNICA DE INTEGRACION DEL AGUA Y EL SUELO</u>	
Estudios Topográficos	36
Solución adoptada a base de diferen tes variantes estudiadas	36
Abra de San Miguel	37
Abra de Orongo	37
Sección transversal del Canal de De rivación	38
Descripción y Costo de las solucio nes estudiadas: Trazo "A". (Abra de Sn.Miguel)	38
Trazo "B". (Abra de Orongo)	41
Ubicación de la Bocatoma	45
Descripción general del proyecto y u bicación de las estructuras corres pondientes	45
Cuadro de Distribución de Pendientes	55
 CAPITULO V.- <u>ESTUDIO DE LAS ESTRUCTURAS DEL PROYECTO</u>	
Encauzamiento del Río Grande:	58
Relación: Descarga-Velocidad-Tirante	60

	<u>Pág.</u>
Muros de Encauzamiento	61
Metrados y Materiales	62
Bocatoma:	63
Ventanas de admisión	63
Compuertas de la toma	65
Cuadro para el movimiento de com- puertas	66
Muros, Lozas y Pilares	67
Estructuras de concreto armado ..	76
Metrados y Materiales	97
Canal de Derivación:	98
Secciones "Tipo 1, 2 y 3"	98
Sección "Tipo 4"	99
Metrados	100
Desempedrador:	101
Desarenador:	103
Metrados	105
Sifones:	106
Diseño	107
Pérdidas de carga	107
Acero de refuerzo	110
Espesor de los tubos y armadura ..	112
Anclaje de los tubos	114
Metrados y Materiales	116
Alcantarillas	116
Túneles:	118
Diseño de los túneles	119
Transiciones	121
Geología	123
Operaciones	124
Métodos de ejecución	126
Metrados	128
 CAPITULO VI.- <u>METRADOS, PRESUPUESTO Y BALANCE ECO-</u> <u>NOMICO</u>	
Análisis de Precios Unitarios	129
Metrados y Presupuestos	134
Presupuesto de Gastos Directos ...	136
Presupuesto de Gastos Indirectos .	144
Balance Económico	145
 CAPITULO VII.- <u>ASPECTO ECONOMICO Y SOCIAL</u>	
Aspecto Económico	146
Aspecto Social.....	147
 CAPITULO VIII.- <u>FINANCIACION DE LAS OBRAS</u>	150
 CAPITULO IX.- <u>CONSTRUCCION DE LAS OBRAS</u>	
Tiempo de Ejecución, Plan de Trabajo y Organización	152
Lista de materiales principales na- cionales y de importación	155

CAPITULO I

G E N E R A L I D A D E S

Todo proyecto factible de irrigación está basado en la existencia de suelos, agua y clima apropiados, en que el costo de la unión de estos elementos sea menor en una cantidad racional que el valor de las tierras irrigadas; por consiguiente, en esta memoria vamos a demostrar en forma ana lítica lo anteriormente expuesto, aplicado al mejoramiento de riego del valle Santa Cruz con aguas del Río Grande, en el Departamento de Ica.

Situación del Proyecto.- El presente proyecto y el valle beneficiado de Santa Cruz, están situados entre los pa elos 14°18' y 14°38' de Latitud Sur y entre los meridia- nos 75°07' y 75°20' de Longitud Oeste, con respecto al Meri- diano de Greenwich y entre las alturas de 300 y 800 metros sobre el nivel del mar. Costa Central del Perú. Departamen- to y Provincia de Ica. Margen derecha del Río Grande. Acce so al valle por el kilómetro 412 de la Carretera Panamericana Sur y a las obras del proyecto por los kilómetros 412 y 419 de la misma carretera (Ver planos Nos. 1 y 2).

Linderos del Valle.- Los linderos del valle a mejo- rarse de riego, son los siguientes por el Norte, con la ha- cienda Orongo, situada dentro del mismo valle; por el Sur, con los cerros de Chillo y los eriazos de la parte baja del valle de Santa Cruz; por el Este, con la cadena de cerros denominados Campanario, Coronado, Chillo, que forman la divi- soria del torrente del río Santa Cruz con Río Grande; y por el Oeste, con las pampas de Huayurí.

Condiciones generales de Santa Cruz.- La bondad de

este valle es indiscutible, pues la riqueza extraordinaria de sus tierras y las condiciones climatéricas, son conocidas desde hace tiempo por los habitantes de la región.

Las tierras de este valle fueron destinadas, en un principio, en su mayoría, a cultivos de pan-llevar; pero, desde hace treinta años, se ha intensificado el cultivo del algodón, que es el que predomina actualmente. Las excelentes condiciones de las tierras con las condiciones atmosféricas de la región, permiten obtener una calidad de algodón que alcanza calificaciones muy buenas en el mercado internacional.

Objeto del Proyecto.- El proyecto en referencia tiene por finalidad el mejoramiento de riego de 1,500 hectáreas en el valle Santa Cruz, deficientemente regadas por el río del mismo nombre, derivando parte de las aguas del Río Grande en la época de avenidas, por medio de un canal de 23 kilómetros de largo, el cual, en el futuro, podrá regar además unas 1,500 hectáreas de tierras eriazas contiguas a las actuales tierras de cultivo.

Antecedentes y Aspecto Legal.- La idea de este proyecto data desde muchos años atrás, habiéndose estudiado por el Estado en forma preliminar en dos oportunidades, en la época del gobierno del General Benavides, en el año 1938, y, posteriormente, en el gobierno del Dr. José Luis Bustamante y Rivero, en el año 1948.

Las comisiones encargadas de estos estudios, estuvieron a cargo de los Ingenieros Jorge Reyes y Alfonso Alcedán, respectivamente, habiendo llegado ambos profesionales a la conclusión de la gran factibilidad técnica del proyecto, la que fué corroborada por el Departamento de Planeamiento de la Dirección de Aguas e Irrigación del Ministerio de Fo-

mento y Obras Públicas, recomendando se efectuaran los estudios definitivos.

Por lo expuesto, de acuerdo con nuestras leyes vigentes, este proyecto tiene derecho preferencial a todo denuncia posterior, con respecto al uso de los sobrantes de agua del Río Grande, respetando el derecho de terceros, que, en este caso, es sólo el del valle cultivado del Río Grande.

CAPITULO II

A G U A

Hidrología general: Río Santa Cruz.- El valle de Santa Cruz, cuyo riego se trata de mejorar, está servido deficientemente por el río del mismo nombre. Este río, si así se le puede llamar, es más bien una torrentera que descarga durante algunas horas, en varias oportunidades, durante el verano y generalmente por las noches. La cuenca húmeda de este río, que está situada sobre los 2,500 metros sobre el nivel del mar, es sólo de 138 Km². y dada su situación geográfica y altitud, es lógico que origine descargas muy pobres, lo cual queda demostrado en la práctica por ser estas descargas completamente deficientes para el riego de las 1,725 hectáreas que tiene en cultivo el valle, actualmente. Los rendimientos de producción de este valle son bastante más bajos que los de valles vecinos, a pesar de tener condiciones de clima y suelo muy buenos, sobre todo este último que tiene una composición y potencia tan apropiadas, que con solo el deficiente riego de Verano, y único en todo el año, produce las cosechas de algodón y pan-llevar que constituyen la economía del valle.

Se agrega, todavía, que no todos los veranos se dispone de esos torrentes de agua, y según datos de los habitantes del lugar por 5 o 7 años buenos, hay 2 o 3 años de sequía, lo que representa, aproximadamente, un 40% de años secos, habiendo algunos como 1950 y otros que los agricultores recuerdan, en que por el cauce del río Santa Cruz no corrió ni gota de agua. Por consiguiente, un río de estas características, al que más bien se podría clasificar como un torrente cíclico, no es una fuente de aprovechamiento que garanti-

ce cultivos comerciales, como se demostrará más adelante.

Santa Cruz es, pues, uno de los valles típicos de nuestra costa, que se cultiva tan solo con los riegos de Verano. Los años en que los riegos son suficientes, lo cual es raro, la producción alcanza cifras normales; luego, el problema consiste en asegurar un buen riego de verano, recurriendo a otra fuente de agua segura, ya que el río Santa Cruz no garantiza lo que siempre sería de desear.

Los aforos hechos por el Servicio Hidrológico de la Dirección de Aguas e Irrigación del Ministerio de Fomento para este río, son los siguientes:

SERVICIO HIDROLOGICO

DESCARGAS DEL RIO

"SANTA CRUZ" (Afluente de Río Grande)

MESES Y AÑOS	MAXIMA	MINIMA	MEDIA	MASA TOTAL
1947				
ENERO	3.000	Seco	0.096	259,200
FEBRERO	20.000	"	4.535	10'972,800
MARZO	12.000	2.000	8.700	22'550,400
ABRIL	6.000		1.600	4'147,200
MAYO A DICIEMBRE.SECO				
DEL AÑOS 1947	20.000	1.000	12.027	37'929.600
1948				
ENERO	30.000	Seco	2.541	6'808,320
FEBRERO	25.000	"	2.206	5'529,600
MARZO	4.000	"	0.603	1'615,680
ABRIL Y MAYO SECO				
JUNIO A DICIEMBRE.FILTRACIONES				
DEL AÑO 1948	30.000	Seco	0.442	13'953.600
1951				
ENERO	15.000	0.300	3.121	8'361,792
FEBRERO	15.000	1.100	3.442	8'328,960
MARZO	7.000	0.300	2.048	5'486,400
ABRIL	1.500	Remanente	0.183	475,200
MAYO	Seco	Seco	Seco	Seco
JUNIO A DICIEMBRE.SIN DATOS				
DEL AÑO 1951	15.000	Remanente	0.718	22'652,352

SERVICIO HIDROLOGICO

DESCARGAS DEL RIO

"SANTA CRUZ"

MESES Y AÑOS	MAXIMA	MINIMA	MEDIA	MASA TOTAL
1952				
ENERO				
FEBRERO	13.130	Seco	4.242	10'631,088
MARZO	23.300	1.030	4.426	11'856,585
ABRIL	1.200	Seco	0.177	460,512
MAYO A DICIEMBRE .SECO				Remanentes
DEL AÑO 1952	23.300	Seco	0.725	22'948,188
1953				
ENERO	Seco	Seco		Seco
FEBRERO	18.100	1.200	8.235	19'923,840
MARZO	(Sin datos)			
ABRIL	2.200	0.400	1.223	3'171,744
MAYO A DICIEMBRE .SECO				
DEL AÑO 1953	18.100	Seco		23'095,584
1954				
ENERO	7.000	Seco	0.258	691.200
FEBRERO	14.000	Seco	1.892	4'579,200
MARZO	9.000	Seco	2.645	7'084,000
ABRIL A DICIEMBRE .SECO				
DEL AÑO 1954	14.000	Seco		12'354,400

No están incluidos los años 1949 y 1950 que fueron totalmente secos. Las necesidades de agua de las 1735 hectáreas del valle, considerando a 9,000 M3 net-duty por hectárea, serían de 15'000,000 de metros cúbicos.

Viendo las descargas del río Santa Cruz, se observa que existen años en que éste arroja masas de agua mayores, pero debe notarse que estas masas vienen en forma de torrentes que duran pocas horas, y que, a pesar de los esfuerzos de los agricultores por aprovecharlas, gran parte de ellas, sigue el curso del río perdiéndose luego. Condiciones naturales para embalse no existen y además, como ya se ha dicho, existen años totalmente secos.

Río Grande.- Por razones expuestas anteriormente, desde hace muchos años, se ha pensado derivar al valle de Santa Cruz las aguas del Río Grande, cuya cuenca colectora húmeda situada sobre los 2,500 metros de altura con respecto al nivel del mar es de 9,100 km².

Este río es bastante caudaloso en las épocas de avenidas y por consiguiente con sobrantes de agua para regar muchos miles de hectáreas en épocas de verano, como lo demuestran sus hidrogramas hechos a base de observaciones en forma completa durante 20 años. La descarga máxima controlada en este río ha pasado de 700 m³/seg., correspondiendo al mes de Marzo de 1939, habiendo otras descargas que también se acercan a este valor en diferentes años. Estas mediciones corresponden a la Estación de Aforos situada en el puente de la carretera a la hacienda "El Molino", habiendo llegado su masa total anual a más de 1,920'000,000 de metros cúbicos el año 1934, y su mínima en el año 1946 excepcionalmente seco, sólo a 17'600,000 de metros cúbicos.

Se adjunta a la presente memoria 23 hidrogramas de descarga del Río Grande, confeccionadas a base de los aforos hechos entre los años 1932 y 1954, de los cuales tres no han sido considerados para el estudio de este proyecto por no encontrarse completos. En todos estos diagramas se ha marcado con líneas, los derechos del valle antiguo y los del proyecto, respectivamente.

Es recomendable para esta clase de estudios, tener el mayor número posible de años de observación sobre las descargas de un río, para este caso contamos con datos completos de 20 años, número que ya nos da una idea bastante clara del régimen de Río Grande y no se puede exigir mayor tiempo de observación en un país como el nuestro, en que la técnica de a

provechamiento y el estudio de los ríos, está en una etapa inicial.

Las descargas máximas, mínimas, medias y masa total, mes por mes, de los años comprendidos entre 1932 y 1954, controladas por el Servicio Hidrológico del Ministerio de Fomento para el Río Grande, son las siguientes:

SERVICIO HIDROLOGICO

DESCARGAS DEL RIO

"GRANDE"

MESES Y AÑOS	MAXIMA	MINIMA	MEDIA	MASA TOTAL
1932				
ENERO	49.500	5.500	21.869	58'573,584
FEBRERO	311.000	9.800	108.246	271'222,560
MARZO	367.000	104.500	167.687	449'133,120
ABRIL	42.000	12.000	26.500	68'688,000
MAYO	10.000	6.000	6.355	17'020,800
JUNIO	6.000	5.000	5.417	14'0.40,00
JULIO	5.000	5.000	5.000	13'392,000
AGOSTO	5.000	5.000	5.000	13'392,000
SEPTIEMBRE	5.000	3.000	4.320	11'197,440
OCTUBRE	Filtracs	Filtracs	Filtracs	Filtracs
NOVIEMBRE	"	"	"	"
DICIEMBRE	"	"	"	"
DEL AÑO 1932	367.000	Filtracs	29.146	916'659,504
1933				
ENERO	50.000	Filtracs	8.548	24-624,000
FEBRERO	252.000	33.000	123.785	299'462,400
MARZO	314.000	96.000	202.903	543'456,000
ABRIL	140.000	39.000	72.633	188'265,600
MAYO	37.500	31.000	33.081	88'689,600
JUNIO	31.000	28.000	29.800	77'241,600
JULIO	Filtracs	Filtracs	Filtracs	Filtracs
AGOSTO	"	"	"	"
SEPTIEMBRE	"	"	"	"
OCTUBRE	"	"	"	"
NOVIEMBRE	"	"	"	"
DICIEMBRE	"	"	"	"
DEL AÑO 1933	314.000	Filtracs	38.741	1,221'739,200

SERVICIO HIDROLOGICO

DESCARGAS DEL RIO

"GRANDE"

MESES Y AÑOS	MAXIMA	MINIMA	MEDIA	MASA TOTAL
1934				
ENERO	277.000	8.000	79.355	212'544,000
FEBRERO	294.000	50.000	147.679	357'264,000
MARZO	542.000	154.000	316.613	848'016,000
ABRIL	222.000	89.000	147.467	382'233,600
MAYO	84.000	16.000	37.484	100'396,800
JUNIO	16.000	4.000	9.150	23'716,800
JULIO	3.000	Filtracs	1.032	2'764,800
AGOSTO	Filtracs	"	Filtracs	Filtracs
SEPTIEMBRE	"	"	"	"
OCTUBRE	"	"	"	"
NOVIEMBRE	"	"	"	"
DICIEMBRE	"	"	"	"
DEL AÑO 1934	542.000	Filtracs	61.102	1,926'936,000
1935				
ENERO	72.000	Seco	19.256	51'580,800
FEBRERO	153.500	31.500	67.509	163'317,600
MARZO	590.000	146.500	289.113	774'360,000
ABRIL	318.000	52.500	107.000	277'344,000
MAYO	50.000	15.000	30.258	81'043,200
JUNIO	15.000	5.000	10.466	27'129,600
JULIO	Seco	Seco	Seco	Seco
AGOSTO	"	"	"	"
SEPTIEMBRE	"	"	"	"
OCTUBRE	"	"	"	"
NOVIEMBRE	"	"	"	"
DICIEMBRE	"	"	"	"
DEL AÑO 1935	590.000	Seco	43.593	1,374'775,200
1936				
ENERO	325.000	36.500	161.838	433'468,800
FEBRERO	165.000	31.000	78.793	197,424,000
MARZO	67.000	31.000	39.766	106'509,600
ABRIL	63.000	9.000	22.433	58'147,200
MAYO	Seco	Seco	Seco	Seco
JUNIO	"	"	"	"
JULIO	"	"	"	"
AGOSTO	"	"	"	"
SEPTIEMBRE	"	"	"	"
OCTUBRE	"	"	"	"
NOVIEMBRE	"	"	"	"
DICIEMBRE	"	"	"	"
DEL AÑO 1936	325.000	Seco	25.296	795'549,600

SERVICIO HIDROLOGICO

DESCARGAS DEL RIO

"GRANDE"

MESES Y AÑOS	MAXIMA	MINIMA	MEDIA	MASA TOTAL
1937				
ENERO	278.000	Seco	90.464	218'851,200
FEBRERO	171.000	44.000	88.660	214'488,000
MARZO	73.000	27.000	42.338	113'400,000
ABRIL	26.500	1.000	9.733	25'228,800
MAYO	Seco	Seco	Seco	Seco
JUNIO	"	"	"	"
JULIO	"	"	"	"
AGOSTO	"	"	"	"
SETIEMBRE	"	"	"	"
OCTUBRE	"	"	"	"
NOVIEMBRE	"	"	"	"
DICIEMBRE	"	"	"	"
DEL AÑO 1937	278.000	Seco	18.136	571'968,000
1938				
ENERO	Seco	Seco	Seco	Seco
FEBRERO	336.000	6.000	122.464	296'265,600
MARZO	195.000	52.000	114.435	306'504,000
ABRIL	162.000	15.500	64.933	168'307,200
MAYO	13.000	1.000	4.677	12'528,000
JUNIO	Seco	Seco	Seco	Seco
JULIO	"	"	"	"
AGOSTO	"	"	"	"
SETIEMBRE	"	"	"	"
OCTUBRE	"	"	"	"
NOVIEMBRE	"	"	"	"
DICIEMBRE	"	"	"	"
DEL AÑO 1938	336.000	Seco	24.847	783'604,800
1939				
ENERO	55.000	0.000	21.553	52'142,400
FEBRERO	498.000	36.000	237.857	575'424,000
MARZO	717.000	93.000	238.483	638'755,200
ABRIL	120.000	40.000	66.983	173'620,800
MAYO	Seco	Seco	Seco	Seco
JUNIO	"	"	"	"
JULIO	"	"	"	"
AGOSTO	"	"	"	"
SETIEMBRE	"	"	"	"
OCTUBRE	"	"	"	"
NOVIEMBRE	"	"	"	"
DICIEMBRE	"	"	"	"
DEL AÑO 1939	717.000	Seco	45.660	1,439'942,400

SERVICIO HIDROLOGICO

DESCARGAS DEL RIO

"GRANDE"

MESES Y AÑOS	MAXIMA	MINIMA	MEDIA	MASA TOTAL
1940				
ENERO	Seco	Seco	Seco	Seco
FEBRERO	"	"	"	"
MARZO	24.000	"	5.516	14'774,400
ABRIL	16.000	1.000	8.100	20'995,200
MAYO	Seco	Seco	Seco	Seco
JUNIO	"	"	"	"
JULIO	"	"	"	"
AGOSTO	"	"	"	"
SETIEMBRE	"	"	"	"
OCTUBRE	"	"	"	"
NOVIEMBRE	"	"	"	"
DICIEMBRE	"	"	"	"
DEL AÑO 1940	24.000	Seco	1.137	35+769,600
1941				
ENERO	115.000	5.000	46.096	123'465,600
FEBRERO	38.000	2.000	14.178	34'300,800
MARZO	207.000	0.000	41.952	112'363,200
ABRIL	Seco	Seco	Seco	Seco
MAYO	"	"	"	"
JUNIO	"	"	"	"
JULIO	"	"	"	"
AGOSTO	"	"	"	"
SETIEMBRE	"	"	"	"
OCTUBRE	"	"	"	"
NOVIEMBRE	"	"	"	"
DICIEMBRE	210.000	0.000	30.758	82'382,400
DEL AÑOS 1941	210.000	Seco	11.178	352'512,000
1942				
ENERO	367.000	4.000	79.741	213'580,800
FEBRERO	324.500	3.000	86.500	209'260,800
MARZO	Seco	Seco	Seco	Seco
ABRIL	"	"	"	"
MAYO	"	"	"	"
JUNIO	"	"	"	"
JULIO	"	"	"	"
AGOSTO	"	"	"	"
SETIEMBRE	"	"	"	"
OCTUBRE	"	"	"	"
NOVIEMBRE	"	"	"	"
DICIEMBRE	90.000	Seco	4.322	11'577,600
DEL AÑO 1942	367.000	Seco	13,775	434'419,200

SERVICIO HIDROLOGICO

DESCARGAS DEL RIO

"GRANDE"

MESES Y AÑOS	MAXIMA	MINIMA	MEDIA	MASA TOTAL
1943				
ENERO	180.500	5.000	67.306	180'273,600
FEBRERO	698.000	83.000	344.517	833'457,600
MARZO	254.000	63.000	139.790	374'414,400
ABRIL	457.500	22.000	105.300	272'937,600
MAYO	17.000	2.500	8.419	22'550,400
JUNIO	Seco	Seco	Seco	Seco
JULIO	"	"	"	"
AGOSTO	"	"	"	"
SETIEMBRE	"	"	"	"
OCTUBRE	"	"	"	"
NOVIEMBRE	"	"	"	"
DICIEMBRE	"	"	"	"
DEL AÑO 1943	698.000	Seco	53.387	1,683'633,600
1944				
ENERO	48.000	0.000	10.016	26'827,200
FEBRERO	301.000	2.000	116.413	291'686,400
MARZO	Sin datos	Sin datos	Sin datos	Sin datos
ABRIL	" "	" "	" "	" "
MAYO	" "	" "	" "	" "
JUNIO	" "	" "	" "	" "
JULIO	" "	" "	" "	" "
AGOSTO	" "	" "	" "	" "
SETIEMBRE	" "	" "	" "	" "
OCTUBRE	" "	" "	" "	" "
NOVIEMBRE	" "	" "	" "	" "
DICIEMBRE	" "	" "	" "	" "
DEL AÑO 1944				
1945				
ENERO	125.500	0.000	44.403	118'292,600
FEBRERO	142.000	13.000	62.928	152'236,800
MARZO	Sin datos	Sin datos	Sin datos	Sin datos
ABRIL	" "	" "	" "	" "
MAYO	" "	" "	" "	" "
JUNIO	" "	" "	" "	" "
JULIO	" "	" "	" "	" "
AGOSTO	" "	" "	" "	" "
SETIEMBRE	" "	" "	" "	" "
OCTUBRE	" "	" "	" "	" "
NOVIEMBRE	" "	" "	" "	" "
DICIEMBRE	" "	" "	" "	" "
DEL AÑO 1945				

SERVICIO HIDROLOGICO

DESCARGAS DEL RIO

"GRANDE"

AÑOS Y MESES	MAXIMA	MINIMA	MEDIA	MASA TOTAL
1946				
ENERO	Seco	Seco	Seco	Seco
FEBRERO	"	"	"	"
MARZO	"	"	"	"
ABRIL	"	"	"	"
MAYO	"	"	"	"
JUNIO	"	"	"	"
JULIO	"	"	"	"
AGOSTO	"	"	"	"
SETIEMBRE	"	"	"	"
OCTUBRE	"	"	"	"
NOVIEMBRE	"	"	"	"
DICIEMBRE	30.000	"	6.580	17'625,600
DEL AÑO 1946	30.000	Seco	5.589	17'625,600
1947				
ENERO	35.000	Seco	15.096	40'435,200
FEBRERO	100.000	40.000	70.320	170'121,600
MARZO	120.000	40.000	65.387	175'132,800
ABRIL	50.000	9.000	23.530	60'998,400
MAYO	18.000	0.000	3.129	8'380,800
JUNIO	Seco	Seco	Seco	Seco
JULIO	"	"	"	"
AGOSTO	"	"	"	"
SETIEMBRE	"	"	"	"
OCTUBRE	"	"	"	"
NOVIEMBRE	"	"	"	"
DICIEMBRE	"	"	"	"
DEL AÑO 1947	120.000	Seco	14.430	455'068,800
1948				
ENERO	50.000	Seco	14.451	38'707,200
FEBRERO	120.000	18.000	43.433	112'579,200
MARZO	40.000	5.000	15.645	41'904,000
ABRIL	6.000	2.000	3.266	8'467,200
MAYO	6.000	2.000	3.774	10'108,800
JUNIO	Filtracs	Filtracs	Filtracs	Filtracs
JULIO	"	"	"	"
AGOSTO	"	"	"	"
SETIEMBRE	"	"	"	"
OCTUBRE	"	"	"	"
NOVIEMBRE	"	"	"	"
DICIEMBRE	"	"	"	"
DEL AÑO 1948	120.000	Seco	6.696	211'766,400

SERVICIO HIDROLOGICO

DESCARGAS DEL RIO

"GRANDE"

MESES Y AÑOS	MAXIMA	MINIMA	MEDIA	MASA TOTAL
1949				
ENERO	Sin datos	Sin datos	Sin datos	Sin datos
FEBRERO	" "	" "	" "	" "
MARZO	" "	" "	" "	" "
ABRIL	20.000	1.500	5.723	14'834,880
MAYO	1.000	0.300	0.838	2'246,400
JUNIO	Seco	Seco	Seco	Seco
JULIO	Sin datos	Sin datos	Sin datos	Sin datos
AGOSTO	" "	" "	" "	" "
SEPTIEMBRE	" "	" "	" "	" "
OCTUBRE	" "	" "	" "	" "
NOVIEMBRE	" "	" "	" "	" "
DICIEMBRE	" "	" "	" "	" "
DEL AÑO 1949	20.000	Sin datos	0.054	17'081,280
1950				
ENERO	6.000	Sin datos	0.967	2'592,000
FEBRERO	25.000	" "	9.857	23'846,400
MARZO	25.000	" "	9.009	24'131,520
ABRIL	Seco	Seco	Seco	Seco
MAYO	"	"	"	"
JUNIO	"	"	"	"
JULIO	"	"	"	"
AGOSTO	"	"	"	"
SEPTIEMBRE	"	"	"	"
OCTUBRE	"	"	"	"
NOVIEMBRE	"	"	"	"
DICIEMBRE	16.000	"	6.932	18'567,360
DEL AÑO 1950	25.000	Seco	2.197	69'137,280
1951				
ENERO	100.000	3.000	39.909	106'894,080
FEBRERO	70.200	30.000	41.371	100'085,760
MARZO	90.200	16.000	53.512	143'328,960
ABRIL	15.100	3.118	9.232	23'931,676
MAYO	7.857	1.000	3.351	8'977,046
JUNIO	1.450	0.250	1.112	2'884,032
JULIO	0.250	Remanente	0.107	286,588
AGOSTO	0.185	"	0.185	263,088
SEPTIEMBRE	0.100	0.1000	0.100	259,200
OCTUBRE	Sin datos	Sin datos	Sin datos	Sin datos
NOVIEMBRE	4.500	Remanente	0.823	2'133,216
DICIEMBRE	15.000	"	1.070	2'868,480
DEL AÑO 1951	100.000	Remanentes	12.427	391'912,126

SERVICIO HIDROLOGICO

DESCARGAS DEL RIO

"GRANDE"

MESES Y AÑOS	MAXIMA	MINIMA	MEDIA	MASA TOTAL
1952				
ENERO	43.672	7.488	23.866	63'977,904
FEBRERO	115.000	4.201	45.171	113'180,976
MARZO	50.300	20.213	29.916	80'129,260
ABRIL	20.100	3.950	10.362	26'858,995
MAYO	3.100	1.995	2.105	5'639,673
JUNIO	2.200	1.900	2.044	5'298,084
JULIO	2.320	1.000	1.490	3'991,420
AGOSTO	1.540	0.900	1.203	3'223,324
SETIEMBRE	1.880	1.210	1.665	4'315,939
OCTUBRE	0.440	0.165	0.294	789,782
NOVIEMBRE	0.441	0.100	0.235	611,107
DICIEMBRE	Remanente	Remanente	Remanente	Remanentes
DEL AÑO 1952	115.000	Remanente	9.740	308'007,338
1953				
ENERO	14.500	Remanente	3.832	10'265,356
FEBRERO	120.000	21.100	57.386	138'828,384
MARZO	200.000	20.000	66.580	178'329,600
ABRIL	29.000	9.000	16.309	42'274,569
MAYO	8.000	Remanente	1.674	4'485,888
JUNIO	Remanente	"	Remanente	Remanentes
JULIO	"	"	"	"
AGOSTO	"	"	"	"
SETIEMBRE	4.000	"	0.940	2'436,480
OCTUBRE	2.700	"	0.537	1'438,560
NOVIEMBRE				
DICIEMBRE				
del AÑO 1953	200.000	Remanente	11.988	378'058,837
1954				
ENERO	40.000	0.500	10.950	29'330,208
FEBRERO	80.000	11.000	43.687	105'688,627
MARZO	80.000	10.000	30.969	82'947,801
ABRIL	15.000	2.000	8.860	22'966,416
MAYO	4.000	2.000	2.740	7'341,313
JUNIO	2.300	1.400	1.699	4'406,313
JULIO	1.500	0.900	1.290	3'456,259
AGOSTO	0.800	0.400	0.535	1'434,240
SETIEMBRE	0.400	0.300	0.333	864,000
OCTUBRE	0.300	0.150	0.200	544,320
NOVIEMBRE	0.150	0.150	0.150	388,800
DICIEMBRE				
DEL AÑO 1954				259'368,297

Cantidad de agua por hectárea.- La cantidad de agua por hectárea (net-duty) usada en general en la agricultura de nuestra costa, durante el período vegetativo de las plantas, es, en promedio, la siguiente: Algodón: de 7,000 á 10,000 m³. en 5 y 9 meses; Caña de Azúcar, 26,000 á 30,000 m³. en 18 meses; Pastos, 15,000 á 20,000 m³. durante 12 meses; Trigo, 10,000 á 12,000 m³. durante 5 meses; Maíz, 8,000 á 10,000 m³. durante 5 meses; Arroz, 25,000 m³. en 5 meses y 16,000 cuando el sistema de siembra es de almácigo; Arboles frutales en general, 8,000 á 10,000 m³. durante 12 meses; Huertas, 10,000 á 15,000 m³. durante 12 meses; Menestras, 4,000 á 6,000 m³. en 3 ó 4 meses.

En el valle de Santa Cruz el cultivo de mayor rendimiento, que se adapta al riego de verano, es de algodón, sembrándose también menestras, maíz y algunos cultivos de huerta.

Hemos dicho que la cantidad de agua que se necesita para el cultivo del algodón en nuestra costa, varía de 7,000 á 10,000 m³. (net-duty) estando esta variación de volumen supeditada principalmente, al clima y a la textura del suelo. En climas como el valle de Santa Cruz, cuyas tierras son de textura altamente limosa, su net-duty para hectárea para este cultivo, está probado que no será más de 8,000 m³. por hectárea, por lo tanto, el gross-duty medido en la boca-toma del canal de derivación considerando un 10% de pérdidas hasta llegar a la cabecera de las tierras a regarse, será prácticamente de 9,000 m³. por hectárea. En el caso de cultivos de pan-llevar, el volumen de agua que necesitan éstos, según estadísticas de riego en nuestra costa y valles similares al de Santa Cruz, es, prácticamente, la mitad de lo considerado para el algodón, o sea 4,500 m³. gross-duty.

Siendo la parte más importante y delicada del proyecto de irrigación el problema de la solución justa del reparto del agua, es conveniente, como una norma constante, considerar los siguientes datos estadísticos:

1o.- En cuanto a la cantidad mínima de agua necesaria para sostener la vida de una planta, hay que tener presente las investigaciones hechas por los científicos Mohr y Vageler. A este respecto, Mohr ha encontrado de los estudios de suelos de las regiones ecuatoriales, que cuando la cantidad de lluvia pasa de 60 mm. al mes, el clima puede considerarse húmedo y entonces el suelo podrá sostener vegetación. Vageler también a base de sus estudios, define el límite entre suelos áridos y húmedos, por la precipitación de 600 mm. al año, lo que da un promedio de 50 mm. al mes.

2o.- En cuanto a la agricultura, no hay irrigación que expláte una sola cementsera ni riegue y coseche al mismo tiempo, por consiguiente, el uso del agua no es uniforme en ningún momento para toda la zona cultivada.

En el estado de Texas de los EE.UU., la cantidad de agua para cosechas variables como alfalfa, caña de azúcar, algodón, arroz y menestras, es de 80 cm. de profundidad en 8 riegos de 10 cm. cada uno. Esto dá un promedio de 13^{cm} por mes o sea 1,300 m³. por hectárea y por mes, durante la campaña agrícola de 6 meses.

En el valle de Yuma, al sur de California, se aplica durante la campaña agrícola de 10 meses, un total de 100 cm. de altura o sea 10,000 m³. por hectárea y la aplicación máxima es de 1,600 m³. al mes, incluyendo lluvias.

Los climas de los lugares anteriormente enumerados son parecidos a los de nuestra costa y aún con mayor calor durante los períodos vegetativos de las plantas.

Lo ideal para los cultivos sería el efectuar riegos de poca cantidad pero continuos, conforme la planta vaya necesitando en su desarrollo, pero esto en nuestra costa es imposible, ya que sólo se dispone de agua en los meses de verano, de modo que en esta época las tierras se riegan al máximo con el fin de que puedan almacenar la mayor cantidad de humedad para el resto del año en que no se dispondrá de agua.

En el valle de Ica, en terrenos bastante arenosos, se ha comprobado en la práctica que 9,000 m³. por hectárea, son suficientes para producir las mejores cosechas de algodón, uvas, higos y frutales de toda clase de ese valle.

En el valle de Chincha, antes de que se dispusiera de los riegos de Agosto con el agua de los represamientos actuales, se efectuaba todos los cultivos típicos de ese valle con los riegos de verano que son también de 9,000 m³. por hectárea.

En Piura, antes de la conclusión de las obras de Quiróz, con agua extraída del río en la época de avenidas, se obtenía perfectamente las cosechas de algodón con una dotación promedia de 8,000 m³.

El ingeniero Carlos Vidalón Gandolini, experto en suelos, ha determinado que se obtienen los más grandes rendimientos de maíz, con un máximo de 8,000 á 10,000 m³. de agua por hectárea.

En las tierras de las pampas de "Los Castillos" y en la hacienda de Callango en el Departamento de Ica, similares en clima y tierras al del valle de Santa Cruz, se cosecha el algodón y los productos de pan-llevar con un volumen máximo de agua de 6,000 y 3,500 m³. net-duty, por hectárea, respectivamente.

El Ingeniero Carlos W. Sutton, durante su permanencia en los diferentes valles de la costa, comprobó a grosso modo, mucho de lo anteriormente expuesto, con respecto a cantidades de agua necesaria para los diferentes cultivos mencionados.

Se ha tomado para el valle de Santa Cruz, tanto para el mejoramiento del riego de las tierras en actual cultivo, como para la futura ampliación de riego en los terrenos próximos a éstos, un net-duty de 8,000 m³. por hectárea, sin considerar las descargas del río Santa Cruz, que, como hemos dicho anteriormente, son deficientes por lo irregulares, pero que aumentarían notablemente la dotación de riego.

Derechos de Terceros.- Como en todas las irrigaciones nuevas que se emprenden en nuestro país y en general en cualquier parte del mundo, siempre se creen afectadas en sus derechos de agua los agricultores o terratenientes que han usufructuado como únicos dueños absolutos de este elemento. No sería raro que en este caso se presenten reclamos, sobre los derechos que éstos creen tener al uso total de agua del Río Grande. Afortunadamente, en la Dirección de Aguas del Ministerio de Fomento y Obras Públicas, ya se conoce que estos procedimientos por lo general no tienen fundamento justo y siempre han sido rechazados a base de estudios técnicos concienzudos, pues, de lo contrario, las nuevas irrigaciones en nuestro país, estarían proscritas, trayendo como consecuencia un estanciamiento en el aumento de extensión de nuestra agricultura, lo cual sería funesto, tanto bajo el aspecto económico como social; pues es conocido que nuestro mayor porvenir económico está basado principalmente en la explotación de las grandes extensiones de suelos actualmente improductivos, a base de la utilización racional de los volúmenes de a

gua de nuestros ríos, cuyo mayor porcentaje se pierde en el mar año tras año.

Como se ha expresado en los "Antecedentes y Aspecto Legal" de este Proyecto, el derecho de terceros en este caso está representado sólo por las tierras que se riegan en el valle de Río Grande, situadas todas por debajo de la boea-toma del proyecto y que tienen en actual cultivo según estadística de la Dirección de Aguas e Irrigación, 2,722 hectáreas; aunque es posible que lleguen a 3,000 hectáreas, de las cuales una cuarta parte como mínimo toman su dotación aguas arriba de la Estación de Aforos con cuyos datos estamos trabajando, lo cual quiere decir, que en las descargas controladas en la estación ya no van incluidas las dotaciones correspondientes a esa parte alta del valle. Para el resto del valle de Río Grande situado aguas abajo de la Estación de Aforos, el derecho de terceros está representado por 5 m³/seg., como está indicado en el Diagrama de Persistencia al 75%, confeccionado por el Departamento de Estadística de la Dirección de Aguas e Irrigación del Ministerio de Fomento y Obras Públicas; derecho basado en los usos y costumbres de este valle que, en las épocas en que las descargas del río lo permiten, se toma hasta 2 lit/seg. por hectárea.

Entonces todo exceso de descarga del río en la Estación de Aforos, sobre 5 m³/seg., podrá ser aprovechado para el valle Santa Cruz.

Capacidad del canal y volúmenes de agua que dispondrán las tierras de este valle para el mejoramiento de riego y su futura ampliación.- El valle de Santa Cruz tiene actualmente 1,725 hectáreas de tierras deficientemente cultivadas, de las cuales sólo 1,500 hectáreas serán beneficiadas con el

presente proyecto. Se ha estimado, además, que en este valle se podría ampliar el área regada solo con tierras próximas o colindantes a las del actual valle en cultivo, con 1,500 hectáreas adicionales; luego, el área que hay que servir es de 3,000 hectáreas y como se ha considerado una dotación de 9,000 m³. por hectárea gross-duty, se necesitará una masa total anual de 27'000,000 de m³.

Haciendo un estudio de los diagramas de Río Grande, se observa que el número de días en que las descargas superan los 5 m³/seg. (derechos de terceros que hay que respetar) y que, por tanto, puede captarse ese exceso, es aproximadamente de 70 días al año con un 75% de persistencia en los años observados. Esto quiere decir que en 70 días se debe captar los 27 millones de metros cúbicos necesarios. Suponiendo que el canal funcione lleno, la capacidad de éste deberá ser de:

$$\text{Capacidad del Canal} = \frac{27'000,000 \text{ m}^3}{70 \text{ días}} = 4.5 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Para mayor seguridad, se diseñará el canal para 5 m³/seg.

Luego, en los diagramas de descargas de Río Grande, respetando los primeros 5 m³/seg. como derecho de terceros, se puede captar para el valle Santa Cruz los siguientes 5 m³/seg. determinados por la capacidad del canal de derivación; es decir, utilizar todo el volumen de agua comprendido entre las descargas 5 y 10 m³/seg. de los diagramas (Ver diagramas).

De esta manera se ha confeccionado el siguiente cuadro de masas de agua disponible, obtenido de los 20 años completos de estadística que posee la Dirección de Aguas e Irrigación del Ministerio de Fomento y Obras Públicas y su curva gráfica correspondiente aclarará con más nitidez, los

volúmenes de agua con su tiempo de captación probable con que dispondrá el valle de Santa Cruz cuando este proyecto haya sido construido. (Ver en los planos el No. 3).

AÑOS DE OBSERVACION	Masas de agua disponibles con Canal de 5 M3 respetando Derecho de terceros	Tiempo de Captación en días
1935	76'982,400	184
1934	72'576,000	176
1933	69'033,600	160
1943	58'665,600	140
1939	56'332,800	134
1932	55'296,000	165
1936	52'963,000	127
1947	50'976,000	121
1952	47'520,000	116
1951	47'001,600	120
1937	44'323,200	110
1953	41'000,000	100
1954	40'800,000	98
1938	40'345,000	101
1941	30'358,400	82
1948	28'857,600	72
1942	21'600,000	54
1950	20'000,000	57
1940	10'454,400	26
1946	6'220,800	17

Según este cuadro de 20 años de observación, tanto el valle mejorado como las tierras nuevas por irrigarse, podrán regarse con volúmenes de agua y tiempo de conformidad a

las siguientes probabilidades:

En el 80% del número de años, se tendrá un volumen superior al calculado como necesario, y durante un tiempo de captación comprendido entre 184 días como máximo y 70 como mínimo.

En un 10% del número de años se contará con un volumen de agua comprendido entre el calculo como necesario y el 70% de éste, en un número de días de captación de 70 como máximo y 50 como mínimo.

En un 5% del número de años, se contará con un volumen de agua comprendido entre el 70% y el 40% del necesario, en un tiempo de captación de 50 días como máximo y 25 como mínimo.

Por último, en el 5% de años restantes, se podrá captar una masa de agua comprendida entre el 40% y el 20%, de la calculada como necesaria, en un número de días que variará entre 25 como máximo y 15 como mínimo.

A pesar de que la capacidad del canal ha sido determinada con bastante amplitud, como se ha visto anteriormente, teniendo en consideración que en el futuro puede ampliarse el área cultivada, los túneles y obras de arte del canal de derivación, ha sido calculados para 6 m³/seg., pudiendo dársele mayor capacidad también a los canales con sólo una pequeña sobre-elevación en su altura (20 cm.), para que puedan descargar 6 m³/seg.

Reparto de aguas entre Río y Santa Cruz.- Como ya se dijo al tratar sobre los "Derechos de terceros", la captación de aguas para este proyecto se efectúa en un lugar situado por encima de todos los sembríos de Río Grande; la Estación de Aforos con cuyas estadísticas se han hecho los cálculos, está situada 27 kilómetros aguas abajo de la boca-

-toma del proyecto. No se ha cometido ningún error considerable al trabajar con datos hidrológicos que no corresponden a la zona de captación misma, como sería de desear, pues ya hicimos notar que en los diagramas de descarga de la Estación de Aforos no aparece el agua captada por los sembríos de aguas arriba de la estación, y para los situados más abajo, se ha dejado los primeros 5 m³. Lo único que faltaría saber es el momento desde el cual puede empezar a captar la boca-toma de Santa Cruz; según estos análisis, bastante teóricos por supuesto, la boca-toma podrá empezar a captar cuando en la Estación de Aforos estén pasando más de 5 m³/seg. o sea que en la zona de captación para Santa Cruz, estarán pasando 5 m³/seg. y además la dotación para los sembríos de aguas arriba de la Estación de Aforos más las pérdidas que hubiese.

Estos detalles serán determinados en forma más real y verdadera por la Administración de Aguas de Río Grande, que, a base de observaciones en el terreno y costumbres de los agricultores de la región, fijará los derechos y respetos que deban guardarse entre sí todos los regantes.

Aguas de estiaje.- En este proyecto no se ha considerado el siguiente fenómeno, muy común en los ríos de la Costa, que consiste en que muchos de ellos traen agua en pequeña cantidad en parte del resto del año, agua que a medida que se acerca al mar va infiltrándose hasta desaparecer totalmente. En Río Grande en la zona donde irá ubicada la toma para la derivación a Santa Cruz, queda bastante alejada del mar y más bien próxima a los primeros contrafuertes andinos; parece que en esta parte el río lleva agua gran parte del año y según dicen los moradores no llega a secarse, lo cual es probable, pues hay cultivos de alfalfa y otras plan-

taciones que necesitan mayor frecuencia de riegos. Así, en 1953, los datos de la Estación de Aforos dan para los meses de Junio y Julio sólo Remanentes, mientras que en la parte donde estaría la toma para Santa Cruz, corrían alrededor de 2 m³/seg., según fué observado personalmente.

Estas aguas son aprovechadas, en parte, por pequeños agricultores de esa zona alta del valle, pero gran parte se pierde en el mismo cauce del río por infiltración.

Es, pues, posible aprovechar estas aguas que se pierden, captándolas para Santa Cruz a fin de utilizarlas en épocas del año que serían muy necesarias para reforzar el desarrollo de las plantas de algodón, aunque sea en pequeñas extensiones.

CAPITULO III

S U E L O S

En la técnica de los proyectos de irrigación, el estudio de los suelos tiene la misma importancia que el estudio de la materia prima para cualquier industria. Por falta de un buen estudio de este problema fundamental, lamentables fracasos se han suscitado en varias oportunidades en nuestro país, y también en diferentes partes del mundo.

Análisis integral de los suelos.- El clima de la zona y demás agentes que intervienen los ha generado a éstos en Santa Cruz, con excelentes características de potencia, textura y riqueza de elementos minerales y orgánicos, lo cual permite obtener cosechas de gran rendimiento y calidad cuando se logra un riego adecuado. Además, el declive del terreno y las condiciones existentes garantizan un adecuado drenaje natural de las aguas, por el mismo cauce del río Santa Cruz.

Los suelos del actual valle en cultivo y los eriazos contiguos formados por un migajón de más de 6 metros de potencia, han sido analizados en el Laboratorio de la Estación Experimental Agrícola de La Molina, demostrando en el cuadro siguiente que éstos son de muy buena calidad. Prueban, pues, estos análisis, lo que estas tierras vienen demostrando edafológicamente hace años, cuando disponen de agua suficiente.

Las muestras que se analizaron son las siguientes:

Muestra No. 1.- Terrenos actuales de cultivo.

Muestra No. 2.- Guarangales próximos a los cultivos.

Muestra No. 3.- Eriazos aprovechables: planicies que circundan a los sembríos.

Muestra No. 4.- Eriazos aprovechables: pie de laderas de cerros.

ANALISIS DE LOS SUELOS DEL VALLE SANTA CRUZ

DETERMINACIONES	M U E S T R A S			
	No. 1	No. 2	No. 3	No. 4
"pH"	7.2	7.0	7.2	7.2
<u>Sales alcalinas solubles:</u>				
Cloruro de Sodio por mil	Trazas	0.50	Trazas	8.20
Carbonato de Sodio por mil	--	--	--	--
<u>Textura:</u>				
Arena total %	46.00	56.00	88.00	64.00
Arcilla %	0.00	0.00	0.00	0.00
Limo %	54.00	44.00	12.00	36.00
Clase de suelo	Ao.Limos.	Ao.Limos.	Arenoso	Ao.Limos
Observaciones: La muestra No. 3 tiene	52 % de cascajo.			
Calcáreo %	Trazas	0.12	0.20	0.20
Sulfatos (SO ₄ Ca) %	Trazas	Trazas	Trazas	0.40
Materia orgánica %	2.00	2.60	--	--
Nitrógeno total %	0.05	0.05	--	--
Fosfórico dispon.en Kg.Ha	50.2	50.2	90.4	90.4
Calcio cambiabile " " "	6,780	6,780	6,780	6,780
Potasio " " " "	339	339	339	339

Laboratorio de Suelos

Estación Experimental Agrícola de "La Molina"

Clasificación de los suelos.- A base de los estudios hechos en el país, y tomando el sistema de clasificación propuesto por el Ing. Carlos W. Sutton a la Dirección de Aguas e Irrigación del Ministerio de Fomento, los suelos en estudio se pueden clasificar, en forma general, de la siguiente manera:

- I.- DIVISION:
- Ectodinamóricos: Los actuales de cultivo y parte de los guarangales (Muestras 1 y 2)
 - Endodinamórficos: Suelos nuevos (Muestras 3 y 4).

- II.- ORDEN: Minerales: Secundarios en su mayor parte y primarios en una extensión mínima. Aluviales en su mayor parte y coluviales en una pequeña extensión, generalmente al pie de los cerros.
- III.- CLASE: Pedalfers: Los actuales de cultivo
- Pedocales: Los suelos nuevos a ganarse.
- IV.- GRAN GRUPO: Zonales de la Costa del Perú.
- V.- FAMILIA: Valles de la Costa Central.
- VI.- SERIE: Valles meridionales del Dpto. de Ica.

Potencia: Muy buena, alcanza hasta 6 mts.

 Cieno Limoso: Muestra 1

Textura: Areno Limoso: Muestras 2 y 4.

 Arenoso: Muestra 3.

Topografía: Plana.

Drenaje: Natural, muy bueno.

Pendiente: Dominante es 1.7 %

Elementos nutritivos minerales: Ca, P,K, en suficiencia.

Sales dañinas: Pocas.- En una zona se excede un poco del límite teórico, en la práctica puede la varse fácilmente por su buen drenaje.

pH: En general, Neutro.

Valorización de los suelos.- En el balance económico de un proyecto de irrigación, el Debe está representado por los diferentes valores, cuyo total da el costo de integración del suelo y el agua, y el Haber por el valor que tomarán sus suelos cuando éstos entren a su explotación agrícola. Por consiguiente, es indispensable. antes de emprender una obra de irrigación, resolver este problema sobre bases técnicas, única forma de saber si el proyecto puede arrojar un saldo favorable que esté dentro de los límites comerciales.

Para determinar el valor que tomará una tierra cuando su problema de riego haya sido resuelto, como se sabe se procede a comparar las características externas y los valores intrínsecos del suelo por valorizar, con los de otro que esté en explotación, tomado en el lugar agrícola vecino y cuya valorización a base de sus arrendamientos y producción se haya hecho previamente.

Para este proyecto en que se trata de saber el valor de las tierras mejoradas y el de las nuevas tierras ganadas en el valle Santa Cruz, se tomará como base de comparación, el valor de las actuales tierras en explotación del valle de Río Grande, cuya producción alcanzarán las primeras, cuando tengan riego suficiente.

Valorización Indirecta.- La producción promedio del valle de Río Grande en algodón, que es su principal y casi total cultivo, es de 10 qq. de algodón limpio por hectárea. Los arrendamientos nunca se hacen por dinero, sino más bien por una fracción de la producción, que, según ley, debe ser del 20%, pero en la práctica todos los arrendamientos se hacen por el 25% y 33.3%, pues no se consigue quien arriende sus tierras por menos. Por ser la segunda de estas tasas bastante alta, vamos a considerar, para nuestras operaciones, un arrendamiento del 26.5% de la producción, o sea 2.65 qq. limpios por hectárea, que, al precio actual del algodón, de S/. 500.00 por quintal limpio, da un valor de arrendamiento de S/. 1,320.00 por hectárea. El valor capital que representa este arrendamiento al 6% de interés, daría un valor a la hectárea de S/. 22,000.00, lo que está un poco alto, pues aún en los momentos en que el algodón ha tenido los mejores precios, la demanda para tierras en el valle de Río Grande, no ha sobrepasado a S/. 20,000.00 la hectárea; pudiendo con

siderarse esta cifra, como el valor de las tierras en Río Grande, en el momento actual.

Valorización Directa.- Analizaremos la producción del algodón del valle, para llegar a base de ésta al valor aproximado de las tierras.

Como ya se ha dicho respecto al algodón, la producción media es de 10 qq. limpios por hectárea, que, vendidos al precio actual de S/. 500.00 el quintal, daría una entrada bruta de S/. 5,000.00. Junto con el algodón se siembra productos de pan-llevar, como frejoles, maíz, etc., produciéndose en promedio 1,000 Kg. por hectárea, que, a un precio también promedio de S/. 1.80 el kilo, se obtendría S/. 1,800.00 más de entrada; luego, el ingreso bruto por hectárea entre algodón y pan-llevar, es de S/. 6,800.00.

El costo de producción, según datos de varios agricultores, es de S/. 2,500.00 por hectárea, que, agregados al valor del arrendamiento ya deducido, suman S/. 3,820.00. Descontando esta cantidad del ingreso bruto, se tiene una utilidad neta para el agricultor de S/. 2,980.00 por hectárea. Si capitalizamos el 40% de esta cifra al 6% para hallar su valor capital, obtendremos la cantidad de S/. 19,900.00 como valor de la hectárea.

Luego de observar los valores obtenidos, tanto por la Valorización Directa como por la Indirecta, se llega a la conclusión de que el valor actual de los terrenos en cultivo del valle de Río Grande debe ser de S/. 20,000.00 la hectárea.

Valorización de los suelos por mejorarse e irrigarse en Santa Cruz

1.- Los terrenos actualmente en cultivo del valle

Santa Cruz, logran tener en los años de abundancia de agua, producciones iguales a las de Río Grande. Tomando un promedio de 10 años para abarcar los años buenos y malos, la producción media es de 5 qq. limpios por hectárea, es decir, justamente igual a la mitad de la producción promedio de Río Grande, aunque superándola siempre en calidad tanto en el algodón como en los otros productos por ser las tierras de Santa Cruz superiores, lo cual deja la posibilidad de lograr aún mayor producción que Río Grande, cuando se disponga de riegos completos todos los años.

Esta mejor calidad de la producción, y posible mayor cantidad, compensará con los pocos años probables que no se disponga de agua en cantidad suficiente, según lo hemos visto en el Estudio Hidrológico. Luego el valor que tomarán las tierras actuales de cultivo del valle Santa Cruz al mejorarse con este proyecto, será el mismo que el de las tierras del valle de Río Grande, o sea de S/. 20,000.00 la hectárea.

Como la producción promedio de Santa Cruz se ha visto que es la mitad de la del valle vecino, y estando la labor y el trabajo a ejecutarse limitados por el agua disponible de cada año, se considera también que el valor actual de estas tierras, es la mitad del valor de las de Río Grande, o sea de S/. 10,000.00. Por otro lado, según algunos agricultores de Santa Cruz, la utilidad neta que sacan ellos en ese valle es de S/. 5,000.00 por fanegada, o sea S/. 1667.00 por hectárea, y capitalizando el 35% de esta cantidad al 6% de interés anual, se obtiene la suma de S/. 9,720.00 como valor actual de la hectárea cultivada en Santa Cruz. A pesar de ser en este valle, mayores los riesgos por la inseguridad en el riego, es más aparente considerar el valor actual de la hec-

tárea en S/. 10,000.00, valor que cuando se ejecute este proyecto, subirá a S/. 20,000.00.

2.- Las nuevas tierras que se pueden ganar con este proyecto, están constituidas por guarangales y eriazos próximos a los actuales sembríos, y fácilmente alcanzables con nuevos canales o acequias que habrá de construirse. Tomando siempre como base de comparación las tierras de Río Grande, se hallará el valor de estas extensiones nuevas para cuando entren en cultivo, teniendo en cuenta los siguientes factores de valorización: Potencia 1.- Textura 0.95. Topografía 1. Drenaje 1. Calcio 1. Otros Nutritivos Minerales 1. Estructura 0.85.- Sales Solubles.1. Cantidad de Agua 0.75. Calidad de Agua 1. Clima 1. Obras Hidráulicas 0.90. Producto total de coeficientes: 0.55, que multiplicado por el valor base de S/. 20,000.00 da un valor para estos suelos de S/. 11,000.00 por hectárea, después de su preparación o colonización.

La colonización o preparación será sencilla, pues estas tierras nuevas están circundantes a los actuales cultivos, que las abastecerán de todo recurso necesario de trabajo, para su adaptación a la agricultura. Se considera que el costo de colonización, incluyendo intereses del capital invertido, no pasa para este caso de S/. 2,000.00 por hectárea en promedio. Por consiguiente, el valor de estos suelos, una vez que el agua esté en sus cabeceras, aún sin haber iniciado su colonización, será por lo menos de S/. 9,000.00 la hectárea.

En resumen, el estudio del factor suelo en este proyecto, demuestra la buena calidad de éstos y en los cuales se puede tener la seguridad de obtener cosechas altamente remunerativas, cuando los problemas de riego y colonización hayan sido resueltos de acuerdo con las normas técnicas.

AREAS CULTIVADAS Y ERIAZAS APROVECHABLES DEL PROYECTO

PROPIETARIOS	CULTIVADO	ERIAZOS Y GUARANGALES APROVECHABLES	
David Medina	50	67	
Luis Elías	133	110	
Humberto Elías	14	52	
Varios	204	29	
David Medina (Fundo Las Monjas)	<u>300</u>	<u>235</u>	
	701	493	
Negociación Agrícola Huayurí, S.A.	<u>729</u>	<u>400</u>	
Total dentro del Pla no a la escala: 1:20,000	1,430	893	(Extensión dentro del Plano 1:20000)
Pampa Blanca	<u>44</u> (Administ. de Aguas)	<u>607</u>	(Plano del Servicio Geográfico del E- jército)
TOTAL GENERAL	<u>1,474</u> Ha.	<u>1,500</u> Ha.	
	1,500 Ha.		

C L I M A

La parte del valle de Santa Cruz beneficiada con este proyecto, queda situada entre las alturas 300 y 750 mts. sobre el mar, y a una distancia promedio de éste de 55 kiló metros. Su clima corresponde al común de los valles de la Costa Central, templado en invierno y cálido en verano. El grado de humedad es bastante alto, sobre todo en invierno en que las neblinas del litoral llegan continuamente, humedeciendo y bajando la temperatura notablemente durante varias horas de la mañana. En la parte alta del valle en verano se producen nublados y hastas ligeras precipitaciones, debido

a la proximidad de los primeros contrafuertes andinos. En general, el clima de esta zona no tiene diferencias notables con los de los demás valles costeros en sus partes alejadas del mar; por tanto, es apto para los cultivos actuales cuya producción lo viene demostrando, y para algunos otros productos nuevos que pueda introducirse aparentes a estos climas.

CAPITULO IV

TECNICA DE INTEGRACION DEL AGUA Y DEL SUELO

Estudios Topográficos.- La nivelación diferencial y los planos topográficos a escala 1:5000 para efectuar este proyecto, han sido levantados por los Ingenieros Jorge Reyes, Jorge Malca, Luis Villafranca y Efraín Pastor, con la precisión necesaria para determinar la factibilidad del proyecto y sobre los cuales se ha hecho el trazo del canal de derivación. Cuando la obra sea financiada, el replantéo para su construcción será efectuado de acuerdo con los lineamientos generales de este trazo.

Solución adoptada a base de diferentes variantes estudiadas

Para determinar la solución más conveniente que debe adoptarse en el trazo del canal de derivación, se ha estudiado una serie de variantes comprendiendo el estudio desde la cota 650 mts. (sobre el mar) hasta la de 3,400., habiéndose limitado el estudio a esta última, por no existir ya a mayor altura la cuenca necesaria en el Río Grande, que pueda arrojar los 5 m³ calculados como requeridos para este proyecto.

Descartada la posibilidad de derivar en la zona alta por razones de elevado costo, se llegó a la conclusión a base de los planos levantados por los ingenieros referidos, los reconocimientos hechos por los mismos y las Cartas del Servicio Geográfico del Ejército, que la zona más conveniente está ubicada entre las cotas 650 y 850 m. La derivación por partes más bajas no es conveniente, pues resultando el costo de la obra aproximadamente igual, se alcanzaría a regar mucha menor cantidad de tierras en el valle Santa Cruz.

Por encima de los 850 m. de cota tampoco es conveniente hacer la derivación, pues la cadena de cerros divisoria de los dos valles se hace muy ancha y alta, además que el desnivel y la distancia entre ambos aumenta progresivamente a medida que se sigue por ellos río arriba.

Abra de San Miguel.- Constituye el punto más bajo de la divisoria entre los ríos Grande y Santa Cruz, pues sólo está a 270 mts. de desnivel sobre el primero y a 25 sobre el segundo, respectivamente. Queda situada a 10 kilómetros de la Carretera Panamericana y en la cota 700 mts. sobre el mar.

La posibilidad de utilizar esta abra como punto de paso, fué determinada por el Ing. Jorge Reyes que efectuó los primeros estudios en el año 1938, habiendo hecho los levantamientos topográficos respectivos entre las cotas 680 y 750.

Posteriormente, el Ing. Alfonso Alcedán en 1948, reconoció nuevamente esta zona e introdujo algunas variantes en los primeros estudios, dejando establecidos los lineamientos generales para el trazo más económico por esta abra.

Abra de Orongo.- Queda situada a 4 kilómetros hacia el norte del abra anterior, entre los cerros Campanario y Redondo. Más que abra viene a ser un estrechamiento notable en la divisoria de cerros de los valles Río Grande y Santa Cruz, lo cual permite pasar de una vertiente a otra por medio de un túnel de longitud practicable.

Se estudió la posibilidad de llevar la derivación por esta zona más alta que la anterior, en vista de que se ganan 40 Has. más de valle, en Santa Cruz actualmente en cultivo deficiente.

Los levantamientos que para tal efecto se hicieron en 1953, comprenden la zona entre las cotas 750 y 880 mts.

Sección Transversal del Canal de Derivación.- Esta sección ha sido calculada de acuerdo con las pendientes críticas de costo para cada caso, en la que ha entrado como factor el hecho de que a la base de la sección triangular debe dársele un ancho mínimo de 3 mt., para que sirva como camino carretero durante la construcción de las obras, principalmente en la etapa de los revestimientos.

El talud promedio de las laderas de estos cerros a lo largo del canal de derivación es de 1.1/4: 1, y en el corte del prisma triangular se dejará en promedio talud de 1/2: 1, suficiente para la naturaleza del terreno que es, en su mayoría, roca descompuesta o fisurada y a veces conglomerado y tierra compacta.

Con estas características, y teniendo por base 3 mt., el prisma triangular arroja una sección promedio de:
 $A_t = 6 \text{ m}^2$.

Descripción y costo de las soluciones estudiadas

Trazo "A" - Abra de San Miguel.- Utilizando los planos del Ing. Reyes referentes a esta zona, se ha hecho el estudio de los diferentes trazos y variantes que puedan presentarse por esta zona, obteniéndose que el más económico es aquél que tenga una pendiente de valor $S = 0.003$, que partiendo de la cota 780 en Río Grande, llegaría aproximadamente a la cota 686 en Santa Cruz, atravesando por el abra San Miguel.

Para tener una idea de este trazo, véase los planos No. 4, los cuales, exceptuando la hoja 6, son los levantados posteriormente entre las cotas 750 y 880, a los que se ha agregado aproximadamente la zona baja del Ing. Reyes (cotas 680 a 750), con el fin de dar una idea. Los metrados y

estudios de este trazo, fueron hechos sobre los planos originales.

Las características hidráulicas del canal con este trazo son:

$Q = 5.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$	$R = 0.54$
$v = 2.34 \text{ m}/\text{seg.}$	$S = 0.003$
$A = 2.14 \text{ m}^2$	$n = 0.0155$
$d = 1.09 \text{ m}$	$t = 1/4 : 1$
$b = 1.70 \text{ m}$	$f = 0.30 \text{ m}$
$P = 3.94 \text{ m}$	$T = 2.24 \text{ m.}$

Estas características de canal, junto con el prisma triangular ya mencionado, dan las siguientes dimensiones de excavación y los siguientes valores promedios para un metro lineal de canal, siendo el terreno en su mayor extensión formado por roca fisurada y descompuesta, con conglomerado:

Prisma triangular:	$At = 6.0 \text{ M}^2 \text{ X S/} .12.50 = 75$
Prisma trapezoidal:	$AT = 2.8 \text{ M}^2 \text{ X S/} .16.00 = 45$
Revestimiento de 10 cm.	$R = 0.49 \text{ M}^2 \text{ X S/} .250.00=122$
	Total: S/. 242

Una descripción rápida y un presupuesto aproximado de este trazo, es el siguiente:

PRESUPUESTO TRAZO "A" - ABRA DE SAN MIGUEL

		UNI DAD	CANTI DAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
<u>BOCA-TOMA</u>					447,000.00
<u>Desarenador y Desemped.</u>					77,000.00
<u>Canal Rev.</u> 0+000 a 3+000	Terreno tendido y material fácil	M.L	3,000	181.00	543,000.00
<u>Canal Rev.</u> 3+000 a 16+460	Talud prom. 1 1/4:1 Roca descompuesta	M.L	13,460	242.00	3'260,000.00
<u>TUNEL No.1</u> 16+460 a 17+100	Sección chica	M.L	640	870.00	556,000.00
<u>Canal Rev.</u> 17+100 a 30+980		M.L	13,880	242.00	3'360,000.00
<u>TUNEL No.2</u> 30+980 a 31+070	Sección chica	M.L	90	870.00	78,000.00
<u>Canal Rev.</u> 31+070 a 31+100		M.L	30	242.00	7,000.00
<u>Sifones</u>		Unid	2	100,000.00	200,000.00
<u>Alcant.</u>					70,000.00
<u>Canal Rev.</u>	Para llegar al Río Santa Cruz (en pam pa y en tierra)	M.L	400	137.00	55,000.00
<u>Caminos</u>	Paso de túneles	M.L	4,000	80.00	320,000.00
	Paso de Sifones	M.L	1,280	95.00	121,000.00
	Reparación de ca- minos existentes	K.M	20	500.00	10,000.00
<u>Campament.</u>					150,000.00
<u>Exprop.</u>		Ha	1	12,000.00	12,000.00
	Gastos Directos			\$/ 9'266,000.00	
	Gastos Indirectos 25%			\$/ 2'316,500.00	
				11'582,500.00	
	Imprevistos 10%			1'158,250.00	
	TOTAL:			\$/ 12'740,750.00	

Canal: 30.370 Km.
Túnel: .730 "
31.100

Trazo "B" - Abra de Orongo.- En esta zona se ha hecho el estudio de una serie de trazos con diferentes pendientes y alturas de rasante, a fin de determinar el más económico que resultó ser el de pendiente $S = 0.001$, captando en Río Grande en la cota 796. y llegando a Santa Cruz en la 763 (Ver Planos No. 4).

Este trazo presenta al final un túnel de 920 metros, que es la estructura más costosa de la obra y con el fin de acortarlo se ha estudiado una serie de Variaciones, no habiéndose logrado al final una disminución en el costo total del proyecto.

La captación por encima de la cota 800 no es conveniente, pues a partir de ese punto la ladera derecha del Río Grande está formada por barrancos y peñoleras (ver Plano No. 4, Hoja 1), que obligarían al canal que cruzase por ahí a ir en conductos cubiertos, túneles y medios túneles. Luego una elevación de la rasante con el fin de acortar el túnel del final, o un aumento de pendiente para tener secciones menores, obliga a una captación con su respectiva derivación en la zona de barrancos descrita. Este inconveniente, agregado al alargamiento general de todo el trazo que se experimenta debido a que los cerros de esta zona son más accidentados hacia su parte superior, dieron por resultado un costo total mayor que el del trazo escogido.

El disminuir la pendiente para llegar con mayor altura de rasante al túnel final, obliga a un aumento de secciones transversales que origina mayor movimiento de tierras, lo cual da también un costo total mayor al proyecto.

Luego de analizar todas estas circunstancias con más exactitud y detalle, se llegó a la conclusión que el trazo elegido es el más económico para la zona.

Las características hidráulicas del canal para este trazo son:

$$\begin{array}{ll} Q = 5.00 \text{ M}^3/\text{seg.} & R = 0.67 \\ v = 1.55 \text{ m}/\text{seg.} & S = 0.001 \\ A = 3.22 \text{ M}^2 & n = 0.0155 \\ d = 1.34 \text{ m.} & t = 1/4 : 1 \\ b = 2.08 \text{ m.} & f = 0.20 \text{ m.} \\ P = 4.83 \text{ m.} & T = 2.75 \text{ m.} \end{array}$$

Estas dimensiones junto con las características del terreno ya mencionadas, dan para la excavación los siguientes valores:

Prisma triangular	$At = 6.0 \text{ M}^2 \times \$/ 12.50 = 75$
" Trapezoidal	$AT = 3.80 \text{ M}^2 \times 16.00 = 61$
Revestimiento de 10 cm.	$R = 0.56 \text{ M}^2 \times \underline{250.00} = 140$
	Total: 276

Siendo el costo aproximado de: S/. 276.00 el metro lineal en promedio.

Una descripción rápida de este trazo, y un presupuesto preliminar para esta solución, es el siguiente:

PRESUPUESTO PRELIMINAR DEL TRAZO "B" - ABRA DE ORONGO

		UNI DAD	CANTI DAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
<u>BOCA-TOMA</u>					447,000
<u>Desarenador y Desempedrador</u>					77,000
Canal Revestido 0+000 a 2+000	Terreno tendido y Material fácil	M.L	2,000	204.00	408,000
Canal Revestido 2+000 a 9+930	Talud promedio 1 1/4:1 Roca Fis.descomp.	M.L	7,930	276.00	2'190.000
TUNEL No.1 9+930 a 10+040	Sección chica	M.L	110	870.00	96,000
Canal Revestido 10+040 a 10+835		M.L	795	276.00	220,000
TUNEL No.2 10+835 a 11+010	Sección chica	M.L	175	870.00	152,000
Canal Revestido 11+010 a 18+100		M.L	7,090	276.00	1'957.000
TUNEL No.3 18+100 a 18+380	Sección Grande	M.L	280	1,510.00	423,000
Canal Revestido 18+380 a 20+460		M.L	2,080	276.00	575.000
TUNEL No. 4 20+460 a 20+820	Sección Grande	M.L	360	1,510.00	543,000
Canal Revestido 20+820 a 22+030		M.L	1,210	276.00	334,000
TUNEL No.5 22+030 a 22+950	Sección chica	M.L	920	870.00	800,000
Canal Revestido 22+950 a 23+140		M.L	190	276.00	53,000
		V A N:		S/.	8'275,000

	UNI DAD	CANTI DAD	PRECIO UNITARIO	TOTAL
			V I E N E N	S/. 8'275,000
Sifones	Unid	4	100,000	400,000
Alcantarillas				70,000
<u>Caminos</u>				
Paso de túneles	M.L	1,130	80	90,000
Paso de sifones	M.L	2,300	95	218,000
Carretera quebra da de Pinto	M.L	2,000	4	8,000
Subida hasta el trazo	M.L	2,000	40	80,000
Reparación cami- nos existentes	K.M	20	500	10,000
<u>Campamentos</u>				150,000
<u>Expropiaciones</u>	Ha	1	12,000	12,000
			Gastos Directos	S/. 9'313,000
			Gastos Indirectos 25%	<u>S/. 2'328,250</u>
				11'64 1,250
			Imprevistos 10%	<u>1'164,125</u>
Canal: 21.295 Km.			TOTAL	S/. 12'805,375
Túnel: 1.845 "				
23.140 Km.				

Observando los presupuestos se ve que hay una pequeña diferencia a favor del trazo "A" de S/. 65,000 en números redondos.

Se ha indicado ya anteriormente, que el Trazo "B", por llegar con mayor cota, permite aprovechar 40 Has. más de magníficas tierras actualmente en cultivo deficiente.

La mejora en estos terrenos se valoriza en S/. 10,000.- por hectárea (Véase Capítulo III - Valorización de suelos); luego la ventaja del segundo trazo es que capitaliza en tierras una cantidad de: $40 \times 10,000 = S/. 400,000$ más.

Como la mejora a obtenerse es con toda seguridad ma

yor que el aumento de inversión, se ha escogido como definitiva, la solución que da el Trazo "B", o sea el Abra de Ñorongo.

Ubicación de la Boca-Toma.- Esta estructura ha sido ubicada en la cota 796.20 (rasante del Río Grande) después de haberse estudiado, como se ha demostrado anteriormente, varias soluciones de ubicación del canal de derivación.

Descripción general del proyecto y ubicación de las estructuras correspondientes

1) Boca-Toma.- Diseño "tipo peruano" sin barraje, rebose movable y pantalla frontal. Capacidad de captación de 6.5 M³/seg. con un tirante de agua de 60 cm., por medio de tres ventanas de 2.70 m X 1.50 m. de ancho y alto, respectivamente. Su funcionamiento en estiaje, en aguas medias y avenidas máximas y altura de rebose movable, se explica por sí solo en el plano No. 7.

En la zona de esta estructura se ha encauzado el río a base de escolleras de sección trapezoidal, en una longitud de 75 mt. aguas arriba y 75 mt. aguas abajo de la toma, con un ancho de 50 m. para facilitar su captación por rebose movable con la mayor frecuencia posible y también para evitar el máximo de socavación en época de avenidas.

La estructura de esta toma consta de las siguientes partes:

a.- Una pantalla frontal de 13 m. de frente por 1.90 de altura apoyada sobre tres columnas y que tiene por objeto alejar a los cuerpos flotantes en épocas de avenida.

b.- Dos muros de transición, uno aguas arriba y otro aguas abajo de la toma de 15 metros de largo, con 3.10 de alto, y ancho variable en la corona y en la base. La transi

ción va de vertical a talud 1 1/2: 1. La cimentación se llevará hasta 2.50 m. de profundidad como mínimo.

c.- Dos muros laterales de compuertas de 5 m. de altura en total, con 2.40 m. de ancho en la base, 0.50 m. en la corona y de forma escalonada.

d.- Dos pilares centrales de forma trapezoidal de 4.70 m. de alto en la elevación, con 4 m. de ancho en la base inferior y 2.50 en la superior, espesor de 0.80 mt. La cimentación es de 2 m. en profundidad. Estos pilares, junto con los muros laterales y las pantallas superiores, dan forma a las ventanas de captación.

e.- Tres compuertas de captación de 2.70 X 1.50 m² (efectivos).

f.- Tres compuertas de captación en estiaje de 2.70 X 1.00 m² (efectivos).

El fondo de estas compuertas está un metro más bajo que la rasante del río.

g.- Una compuerta transversal a la pantalla frontal de 1.00 X 0.40 mts. para facilitar la captación en estiaje.

h.- Transición de 10 m. hacia el canal de derivación, con sus muros laterales convenientes, solado apropiado y dos tabiques centrales de 9.30 m. de largo por 1.20 de alto y 0.30 m. de espesor, y que sirven para impedir la formación de remolinos o corrientes transversales en la transición.

i.- Puente de operaciones con las estructuras necesarias de concreto armado para maniobrar sobre los elevadores de compuertas. (Véase Planos No. 7).

2) Canal Revestido.- Entre los kilómetros 0+000 a 0+250. Longitud 250 m. Capacidad 6-1/2 m³/p.s. Excavación en sus prismas triangular y trapezoidal, será en tierra de

aluvión suelto y revestido con 10 cm. de espesor de concreto ciclópeo 1:3:5. A este tramo de canal se le ha dado una velocidad de 3 m³/p.s., con el objeto de que pueda arrastrar con facilidad hasta el desempedrador, los elementos sólidos que puedan haber ingresado por la boca-toma.

(Véase Plano No. 6).

3) Desempedrador.- Entre los kilómetros 0+250 a 0+254. Esta pequeña estructura ubicada a los 250 m. de la boca-toma, es, en buena cuenta, solo una caja de sección trapezoidal de 4 m. de longitud, cuyo fondo está 50 cm. más bajo que la rasante del canal. Está provista de una pequeña compuerta de 0.80 m. x 0.45 m. con su respectivo mecanismo de izaje.

Todos los materiales sólidos de fondo que hayan ingresado hasta esta caja, serán devueltos al río por medio de un pequeño canal de 150 m. de largo y cuya velocidad es de 3.60 m. (Véase Plano No. 8).

4) Canal Revestido.- Entre los kilómetros 0+254 á 0+600. Longitud 346 m. Capacidad 5-1/2 m³/p.s. Velocidad 1.61 m.p.s. Excavación en sus prismas triangular y trapezoidal, en tierra vegetal. Revestimiento de concreto liso 1:3:5 de 10 cm. de espesor.

5) Canal Revestido.- Entre los kilómetros 0+600 á 1+100. Longitud 500 m. Capacidad 5-1/2 m³/p.s. Velocidad 1.61 m.p.s. Excavación en sus prismas triangular y trapezoidal, en roca descompuesta. Revestimiento de concreto liso 1:3:5 de 10 cm. de espesor.

6) Canal Revestido.- Entre los kilómetros 1+100 á 1+600. Longitud 500 m. Capacidad 5-1/2 m³/p.s. Velocidad 1.61 m.p.s. Excavación de sus prismas triangular y trapezoidal, en tierra con material de aluvión. Revestimiento de

concreto liso 1:3:5 de 10 cm. de espesor.

7) Desarenador de limpia continua e intermitente.-

Esta estructura ubicada entre los kilómetros 1+600 a 1+636.15 está formada de 2 tasas tronco-piramidales y 2 compuertas pequeñas de 0.40 m. x 0.40 m., con sus respectivos mecanismos de izaje, servirán para separar del agua, la arena gruesa y parte de la media y fina, y por medio de un pequeño canal de limpia con descarga de 500 l/p.s. y con una velocidad de 3 m³/p.s., devolverá al río los elementos sólidos. (Veáse Plano No. 8).

8) Canal Revestido.- Entre los kilómetros 1+636.15 a 2+000. Longitud 363 m. Capacidad 5 m³/p.s. Velocidad 1.58 m.p.s. Excavación en sus prismas triangular y trapezoidal, en tierra con material de aluvión. Revestimiento de concreto liso 1:3:5 de 10 cm. de espesor.

9) Canal Revestido.- Entre los kilómetros 2+000 a 3+700. Longitud 1,700 m. Capacidad 5 m³/p.s. Velocidad 1.55 m.p.s. Excavación en sus prismas triangular y trapezoidal, en roca semi-dura fisurada y descompuesta en un 30% en promedio. Revestimiento de concreto liso 1:3:5 de 10 cm. de espesor.

10) Canal Revestido.- Entre los kilómetros 3+700 a 4+000. Longitud 300 m. Capacidad 5 m³/p.s. Velocidad 1.58. Excavación en sus prismas triangular y trapezoidal, en roca semi-dura fisurada y descompuesta en un 30%. Revestimiento de concreto liso 1:3:5 de 10 cm. de espesor.

11) Canal Revestido.- Entre los kilómetros 4+000 a 8+050. Longitud 4,050 m. Capacidad 5 m³/p.s. Velocidad 1.55 m.p.s. Excavación en sus prismas triangular y trapezoidal, en roca semi-dura fisurada y descompuesta en un 30%. Revestimiento de concreto liso 1:3:5 de 10 cm. de espesor.

12) Sifón No. 1.- Esta estructura ubicada entre los kilómetros 8+050 á 8+101, con una longitud en desarrollo de 51 m., está formada de dos tubos de concreto armado -para una capacidad de 3 m³/p.s. con 3 m.p.s. de velocidad- en lugar de un sólo tubo, para 6 m³/p.s. de capacidad, pues sus costos prácticamente iguales han dado preferencia a la solución de los dos tubos, por ser su funcionamiento, como es natural, más elástico. El diámetro interior de estos tubos es de 1.13 m. y su presión máxima de 20 m., el espesor es de 15 cm. y han sido reforzados dividiéndolos en dos tramos, para 10 y 20 m. de presión máxima. El coeficiente de trabajo del fierro, de acuerdo con las normas clásicas de tuberías de presión ha sido calculado en función de sus presiones, que, en este caso, dá como promedio 800 kg/cm². Para el re fuerzo de temperatura se le ha colocado 1/2%, a pesar de que estos estarán completamente enterrados. La excavación necesaria para ubicar gran parte de las secciones de los tu bos, es en su mayor proporción en terreno rocoso.

El detalle de las armaduras es el siguiente:

Tramo Superior (Presión de 0 a 10 m): 77 kg. de fierro por m³, con anillos de ϕ 1/2" á 17 cm. y barras longitu dinales de ϕ 1/2" á 17 cm. Porcentaje: 0.95%.

Tramo Inferior (Presión de 10 á 20 m): 113 gk. de fierro por m³, con anillos de ϕ 5/8" á 14 cm. y barras lon gitudinales de ϕ 1/2" á 17 cm. Porcentaje: 1.41%. (Para ma yores detalles, veáse Plano No. 9).

13) Canal Revestido.- Entre los kilómetros 8+101 á 8+326. Longitud 225 m. Capacidad 5 m³/p.s. Velocidad 1.55 m.p.s. Excavación en sus prismas triangular y trapezo¹ dal, en roca semi-dura, descompuesta en un 30%. Revestimien to de concreto liso 1:3:5 de 10 cm. de espesor.

14) Sifón No. 2.- Ubicado entre los kilómetros 8+326 á 8+384, con una longitud en desarrollo de 58 m.

Como este Sifón tiene las mismas características que el No. 1, su descripción es igual.

15) Canal Revestido.- Entre los kilómetros 8+384 á 9+934. Longitud 1,550 m. Capacidad 5 m³/p.s. Velocidad 1.55 m.p.s. Excavación de sus prismas triangular y trapezoidal, en roca semi-dura fisurada y descompuesta en un 30%. Revestimiento de concreto liso 1:3:5 de 10 cm. de espesor.

16) Túnel No. 1.- Entre los kilómetros 9+934 á 10+044. Longitud 110 m. Capacidad 6 m³/p.s. Velocidad 2.67 m.p.s. Perforación en roca semi-dura. Revestimiento de concreto liso 1:3:5 con 15 cm. de espesor. Sección de herraje. (Veáse Plano No. 6).

17) Canal Revestido.- Entre los kilómetros 10+044 á 10+469. Longitud 425 m. Capacidad 5 m³/p.s. Velocidad 1.55 m.p.s. Excavación de sus prismas triangular y trapezoidal, en roca semi-dura fisurada y descompuesta en un 30%. Revestimiento de concreto liso 1:3:5 de 10 cm. de espesor.

18) Sifón No. 3.- Ubicado entre los kilómetros 10+469 á 10+530, con una longitud en desarrollo de 61 m.

Como este Sifón tiene las mismas características que el No. 1, su descripción es igual.

19) Canal Revestido.- Entre los kilómetros 10+530 á 10+835. Longitud 305 m. Capacidad 5 m³/p.s. Velocidad 1.55 m.p.s. Excavación en sus prismas triangular y trapezoidal, en roca semi-dura fisurada y descompuesta en un 30%. Revestimiento de concreto liso 1:3:5 de 10 cm. de espesor.

20) Túnel No. 2.- Ubicado entre los kilómetros 10+835 á 11+010. Longitud 175 m.

Como este Túnel tiene las mismas características

que el No. 1, su descripción es igual.

21) Canal Revestido.- Entre los kilómetros 11+010 á 13+145. Longitud 2,135 m. Capacidad 5 m³/p.s. Velocidad 1.55 m.p.s. Excavación en sus prismas triangular y trapezoidal, en roca semi-dura fisurada y descompuesta en un 30%. Revestimiento de concreto liso 1:3:5 de 10 cm. de espesor.

22) Sifón No. 4.- Ubicado entre los kilómetros 13+145 á 13+218, con una longitud en desarrollo de 73 m.

Como este Sifón tiene las mismas características que el No.1 , su descripción es igual.

23) Canal Revestido.- Entre los kilómetros 13+218 á 18+113. Longitud 4,895 m. Capacidad 5 m³/p.s. Velocidad 1.55 m.p.s. Excavación en sus prismas triangular y trapezoidal, en roca semi-dura fisurada y descompuesta en un 30%. Revestimiento de concreto liso 1:3:5 de 10 cm. de espesor.

24) Túnel No. 3.- Entre los kilómetros 18+113 á 18+393. Longitud 280 m. Capacidad 6 m³/p.s. Velocidad 1.75 m.p.s. Perforación en roca semi-dura. Revestimiento de concreto liso 1:3:5 de 20 cm. de espesor. Sección de herraje.

A este túnel ha sido necesario darle mayor sección, con el fin de que sea utilizado como camino durante e la construcción, por ser más elevado el costo del desarrollo del camino por fuera, para pasar de una boca a otra. (Veáse Plano No. 6).

25) Canal Revestido.- Entre los kilómetros 18+393 á 20+243. Longitud 850 m. Capacidad 5 m³/p.s. Velocidad 1.55 m.p.s. Excavación en sus prismas triangular y trapezoidal, en roca descompuesta con tierra. Revestimiento de concreto liso 1:3:5 de 10 cm. de espesor.

26) Canal Revestido.- Entre los kilómetros 20+243 á 20+458. Longitud 215 m. Capacidad 5 m³/p.s. Velocidad 1.55 m.p.s. Excavación en sus prismas triangular y trapezoidal, en roca semi-dura fisurada y descompuesta en un 30%. Revestimiento de concreto liso 1:3:5 de 10 cm. de espesor.

27) Túnel No. 4.- Entre los kilómetros 20+458 á 20+818. Longitud 360 m.

Como este Túnel tiene las mismas características que las del No. 3, su descripción es igual.

28) Canal Revestido.- Entre los kilómetros 20+818 á 21+543. Longitud 725 m. Capacidad 5 m³/p.s. Velocidad 1.55 m.p.s. Excavación en sus prismas triangular y trapezoidal, en roca descompuesta con tierra. Revestimiento de concreto liso 1:3:5 de 10 cm. de espesor.

2) Canal Revestido.- Entre los kilómetros 21+543 á 22+028. Longitud 485 m. Capacidad 5 m³/p.s. Velocidad 1.55 m.p.s. Excavación en sus prismas triangular y trapezoidal, en roca semi-dura fisurada y descompuesta en un 30%. Revestimiento de concreto liso 1:3:5 de 10 cm. de espesor.

30) Túnel No. 5.- Ubicado entre los kilómetros 22+028 á 22+948. Longitud 920 m.

Como este Túnel tiene las mismas características que las del No. 1, su descripción es igual.

Con este túnel se atraviesa la divisoria de los valles del Río Grande y Río Santa Cruz.

31) Canal Revestido.- Entre los kilómetros 22+948 á 23+140. Longitud 192 m. Capacidad 5 m³/p.s. Velocidad 1.55 m.p.s. Excavación en corte cerrado, en roca dura, fisurada y conglomerado. Revestimiento de concreto liso 1:3:5 de 10 cm. de espesor.

Este canal desemboca en el Río Santa Cruz, estando

su rasante en su desembocadura, 2.40 m. más alto con respecto a la rasante del río, rematando con una uña de concreto ciclópeo hasta llegar a la roca.

32) Alcantarillas.- Estas estructuras serán de concreto ciclópeo 1:3:5 con 40% de pedrones, de 2 m. de luz de arco rebajado, las que se ubicarán en las quebradas indicadas y numeradas en los planos 1:5,000.

33) Caminos Carreteros.- Se ha considerado los siguientes caminos para la construcción de las obras:

1) Camino carretero de 380 m. de desarrollo, excavado en roca descompuesta, para unir las dos bocas de entrada y salida del Túnel No. 1.

2) Camino carretero de 750 m. de desarrollo, excavado en roca descompuesta, para unir las bocas de entrada y salida del Túnel No. 2.

3) Camino carretero de 4000 m. de desarrollo en la quebrada de "Pinto", explanación en tierra, para llegar a la boca de entrada del Túnel No. 5.

4) Camino carretero de 2,300 mt. de desarrollo en total excavado en roca, en las quebradas donde se hallan ubicados los sifones para el paso de un lado al otro.

5) Reparación de los caminos existentes en una longitud de 20 kilómetros.

34) Campamentos.- Estos han sido considerados tanto en su área, como en la clase de material que habrá que emplear en su construcción, de acuerdo con lo usado en nuestro país para esta clase de trabajos, y que son los siguientes:

1) Campamento Central, incluyendo oficinas, casas-habitaciones, comedor, salas, cocina y dormitorios, en un total de 500 m² á razón de S/. 200.00 el m².

- 2) Almacenes, garages y polvorines, con 200 m² á S/. 50.00 el m².
- 3) Campamento para obreros y cantinas, con 1,200 m² á S/. 30.00 el m².
- 4) Bodegas, con 100 m² á S/. 25.00 el m².

PROYECTO DE MEJORAMIENTO DE RIEGO DEL VALLE DE SANTA CRUZ
 DERIVACION DE RIO GRANDE - DEPARTAMENTO DE ICA
 CUADRO DE DISTRIBUCION DE PENDIENTES

KILOMETRAJE	ESTRUCTURA	PARCIAL	TOTAL	GRADIENTES	DESNIVEL	COTA INICIAL	COTA FINAL	SECCION TIPO	OBSERVACIONES
	FONDO DEL RIO						796,200		
	UMBRAL DE BOCA - TOMA						796,200		
Km. 0+000	BOCA - TOMA Y TRANSICIONES	20			1.700	796,000	794,500		
0+000-0+250	CANAL REVESTIDO	250	250	0.005	1.250	794,500	793,250	1	
0+250-0+253	DESEMPEDRADOR	3	253	Recuper.	0.050	793,250	793,300		
0+253-1+600	CANAL REVESTIDO	1347	1600	0.001	1.347	793,300	791,253	2	
1+600-1+636.15	DESARENADOR Y TRANSICIONES	36.15	1636.15	0.001	0.100	791,953	791,853		
1+636.15-2+000	CANAL REVESTIDO	363.85	2000	0.001	0.364	791,853	791,489	3	
2+000-2+005	TRANSICION	5	2005	Recuper.	0.015	791,489	791,504		
2+005-3+750	CANAL REVESTIDO	1745	3750	0.001	1.745	791,504	789,759	4	
3+750-3+755	TRANSICION	5	3755	Pierde.	-0.025	789,759	789,734		
3+755-4+000	CANAL REVESTIDO	245	4000	0.001	0.245	789,734	789,489	3	
4+000-4+005	TRANSICION	5	4005	Recuper.	0.015	789,489	789,504		
4+005-5+500	CANAL REVESTIDO	1495	5500	0.001	1.495	789,504	788,009	4	
5+500-5+505	TRANSICION	5	5505	Pierde.	-0.025	788,009	787,984		
5+505-5+900	CANAL REVESTIDO	395	5900	0.001	0.395	787,984	787,589	3	
5+900-5+905	TRANSICION	5	5905	Recuper.	0.015	787,589	787,604		
5+905-8+000	CANAL REVESTIDO	2095	8000	0.001	-2.095	787,604	785,509	4	
8+000-8+050	CANAL REVESTIDO	50	8050	0.001	0.050	785,509	785,459	4	
8+050-8+101	SIFON No. 1	51	8101		0.887	785,459	784,572	7	

PROYECTO DE MEJORAMIENTO DE RIEGO DEL VALLE DE SANTA CRUZ
 DERIVACION DE RIO GRANDE - DEPARTAMENTO DE ICA
 CUADRO DE DISTRIBUCION DE PENDIENTES

KILOMETRAJE	ESTRUCTURA	PARCIAL	TOTAL	GRADIENTES	DESNIVEL	COTA INICIAL	COTA FINAL	SECCION TIPO	OBSERVACIONES
Km. 8/101			8101				784,572		
8/101-8/326	CANAL REVESTIDO	225	8326	0.001	0.225	784,572	784,347	4	
8/326-8/384	SIFON No. 2	58	8384		0.910	784,347	783,437	7	
8/384-9/929	CANAL REVESTIDO	1545	9929	0.001	1.545	783,437	781,892	4	
9/929-9/934	TRANSICION	5	9934		-0.256	781,892	781,636		
9/934-10/044	TUNEL No. 1	110	10044	0.004	0.440	781,636	781,196	5	
10/044-10/049	TRANSICION	5	10049		0.177	781,196	781,373		
10/049-10/469	CANAL REVESTIDO	420	10469	0.001	0.420	781,373	780,953	4	
10/469-10/530	SIFON No. 3	61	10530		0.962	780,953	779,991	7	
10/530-10/830	CANAL REVESTIDO	300	10830	0.001	0.300	779,991	779,691	4	
10/830-10/835	TRANSICION	5	10835		-0.256	779,691	779,435		
10/835-11/010	TUNEL No. 2	175	11010	0.004	0.700	779,435	778,735	5	
11/010-11/015	TRANSICION	5	11015		0.177	778,735	778,912		
11/015-13/145	CANAL REVESTIDO	2130	13145	0.001	2.130	778,912	776,782	4	
13/145-13/218	SIFON No. 4	73	13218		1.072	776,782	775,710	7	
13/218-16/043	CANAL REVESTIDO	2825	16043	0.001	2.825	775,710	772,885	4	
16/043-18/108	CANAL REVESTIDO	2065	18108	0.001	2.065	772,885	770,820	4	
18/108-18/113	TRANSICION	5	18113		-0.057	770,820	770,763		
18/113-18/393	TUNEL No. 3	280	18393	0.001	0.280	770,763	770,483	6	
18/393-18/398	TRANSICION	5	18398		0.041	770,483	770,524		
18/398-20/043	CANAL REVESTIDO	1645	20043	0.001	1.645	770,524	768,879	4	

PROYECTO DE MEJORAMIENTO DE RIEGO DEL VALLE DE SANTA CRUZ
 DERIVACION DE RIO GRANDE - DEPARTAMENTO DE ICA
 CUADRO DE DISTRIBUCION DE PENDIENTES

KILOMETRAJE	ESTRUCTURA	PARCIAL	TOTAL	GRADIENTES	DESNIVEL	COTA INICIAL	COTA FINAL	SECCION TIPO	OBSERVACIONES
Km. 20+043			20043				768,879		
20+043-20+453	CANAL REVESTIDO	410	20453	0.001	0.410	768,879	768,469	4	
20+453-20+458	TRANSICION	5	20458		-0.057	768,469	768,412		
20+458-20+818	TUNEL No. 4	360	20818	0.001	0.360	768,412	768,052	6	
20+818-20+823	TRANSICION	5	20823		0.041	768,052	768,093		
20+823-22+023	CANAL REVESTIDO	1200	22023	0.001	1.200	768,093	766,893	4	
22+023-22+028	TRANSICION	5	22028		-0.256	766,893	766,637		
22+028-22+948	TUNEL No. 5	920	22948	0.004	3.680	766,637	762,957	5	
22+948-22+953	TRANSICION	5	22953		0.177	762,957	763,134		
22+953-23+140	CANAL REVESTIDO	187	23140	0.001	0.187	763,134	762,947	4	CORTE CERRADO

Canal 21.016 Km.

Túneles (5) 1.845 "

Sifones (4) 0.243 "

Desarenador 0.036 "
 23.140 Km.

(Ver Perfiles longitudinales en N° 5)

CAPITULO V

ESTUDIO DE LAS ESTRUCTURAS DEL PROYECTO

ENCAUZAMIENTO DEL RIO GRANDE

El encauzamiento de los ríos de la costa del Perú, constituye una operación en la que hay que poner mucho cuidado y experiencia, pues, debido al régimen tan irregular de éstos, se presentan a veces situaciones difíciles que hacen peligrar la estabilidad de la obra. Cuando estas construcciones van a servir a bocatomas, como en el caso del presente proyecto, las dimensiones del encauzamiento deben estar subordinadas a los siguientes factores:

1o.- Ancho mínimo, limitado por las grandes avenidas en que las velocidades excesivas prolongadas, pueden ocasionar socavaciones fatales.

2o.- Ancho máximo, limitado por las descargas medias a fin de tener en éstas, un tirante en el río lo suficiente al to que permita una captación cómoda. (La bocatoma elegida para el proyecto, es sin barraje).

3o.- Altura suficiente para evitar desbordamientos.

Para el presente proyecto se tienen observaciones hi drológicas completas de descargas del río, durante 20 años seguidos.

De ellas se ha obtenido el siguiente cuadro, en que van anotadas las descargas máximas por año, en orden decrecien te:

717	M3	1939	210	M3	1941
698	"	1943	200	"	1953
590	"	1935	120	"	1947 - 1948
542	"	1934	115	"	1952
367	"	1932 - 1942	100	"	1951
336	"	1938	80	"	1954
325	"	1936	30	"	1946
314	"	1933	25	"	1950
278	"	1937	24	"	1940

Se observa que la descarga de 400 M3, bastante considerable ya, es mayor que el 80% de las descargas máximas registradas, y solamente el 20 % de éstas supera excepcionalmente a esos 400 M3.

En los hidrogramas se observa también, que en esos 20 años el río ha descargado solamente:

Más de 400 M3. en 27 oportunidades (días).

Más de 500 M3. en 10 "

Más de 600 M3. en 5 "

Habiéndose registrado, sólo una vez, los siguientes promedios máximos de descarga:

Máximo Promedio Mensual: 345 m3/seg.

" " Quincenal: 460 "

" " en diez días: 500 "

" " en cinco días: 590 m3/seg.

Puede considerarse a la descarga de 400 M3. como básica para las avenidas, pues muy excepcionalmente ocurrirán descargas mayores, como se está observando; así, también, puede considerarse velocidades de 5.00 m/seg., para el paso del agua durante estas avenidas.

Luego de efectuar algunos tanteos, teniendo en cuenta que durante las descargas máximas mensuales con un 75 % de persistencia (80 m³), deba tenerse un tirante de agua que permita una captación normal sin recurrir a compuertas demasiado anchas, se llega a determinar para el encauzamiento las siguientes características:

Ancho en la base: $b = 50$ mts.

Taludes del enrocado: $t = 1 \frac{1}{2} : 1$ ↓

Altura total: $h = 3.10$ m.

Estas dimensiones permiten el paso de 400 m³ a una velocidad de 5.20 m/seg., y para descargas de 80 M³ (máxima mensual con 75 % de persistencia), mantienen un tirante de 0.56 m., que permite captar cómodamente 6.5 m³/seg., con tres compuertas de 2.70 m. de ancho cada una.

De repetirse descargas del orden de 700 M³., las aguas correrán a 6.40 m/seg., quedando aún un freeboard de 1.00 metro.

Es interesante anotar, que en la zona de la bocatoma, el cauce del río ya ha soportado velocidades de 5 m/seg., en grandes avenidas, y en un estrechamiento que existe bastante aguas arriba de lugar, han ocurrido velocidades mayores a los 6 m/seg., para descargas superiores a los 600 M³.

Relación: Descarga-Velocidad-Tirante.- Es importante conocer en las bocatomas, la relación que existe entre estas tres características del río, y confeccionar las curvas correspondientes, que, para este caso, aparecen en el Plano No. 7-Hoja 1, en las cuales conociendo el valor de una característica se determina el de las otras dos.

La forma de determinar estas curvas es la siguiente:

Conociendo para el presente caso:

b = 50 m. (ancho de encauzamiento)

S = 0.028 (pendiente del río en el sitio)

n = 0.040 (coef. de rugosidad para suelo cascajoso)

t = 1 1/2: 1 (talud del encauzamiento)

Dándose diferentes valores para d, se calculan las correspondientes velocidades y descargas, así:

Sección de la descarga: $A = (b + td) d$ (Forma trapezoidal)

Perímetro mojado : $P = b + 2 d \sqrt{1 + t^2}$

Radio hidráulico : $R = \frac{A}{P}$

Velocidad : $v = \frac{S^{1/2} \cdot R^{2/3}}{n}$ (Fórmula de Manning)

Descarga : $Q = v \cdot A$

Teniendo así una serie de estos valores, se procede al dibujo de las curvas de la relación: Descarga-Velocidad-Tirante.

Muros de Encauzamiento.- Serán, como puede apreciarse en el Plano No 7-Hoja 1, de sección trapezoidal con 0.50 m. en la base superior.

El centro del cuerpo de los muros, será un relleno de tierra arcillo-arenosa apisonada, a modo de un tabique impermeable. El resto del cuerpo será escollera de piedra acomodada y asentada.

Los taludes hacia el río irán enrocados con pedrones de río o de cantera de no menos de 1 tonelada, y cuanto mayor sea su peso tanto mejor por su estabilidad. Este enrocado, que es el principal protector, se prolongará hacia su parte inferior hasta 2 mts., debajo de las rasante del río, para estar a cubierto de cualquier socavación.

El encauzamiento será en un tramo de 150 metros y tendrá sus transiciones de entrada y salida hacia aguas arriba y aguasabajo, teniendo una longitud total de muro de 420 metros.

Metrados y Materiales

Longitud de encauzamiento de 50 m. de ancho	150 m.
Longitud total de muros de encauzamiento (Incluyendo a las de transición)	420 m.
Excavación en el lecho del río (Conglomerado grueso)	2,500 m ³ .
Enrocado de taludes con piedra de río y cantera	2,300 m ³ .
Relleno para el cuerpo de los muros	4,900 m ³ .

B O C A T O M A

Se ha escogido la bocatoma del Tipo Peruano sin Barraje, de rebose movable y con pantalla frontal, por ser más económica y sencilla que aquellas que utilizan barraje, en vista de que en el presente proyecto las tierras a regarse no justifican por su extensión, una mayor inversión.

El funcionamiento de este tipo de tomas es ya bien conocido; sin embargo, se repetirá que constan de doble juego de compuertas que se abren de abajo hacia arriba, con el objeto de formar rebose cuando sea necesario. Así cuando el río aumenta trayendo consigo mayor material grueso, la compuertas de admisión conforme va cerrando la captación, forma un rebose que va aumentando a medida que el río crece. Si el río baja demasiado, ambas compuertas se levantan entrando el agua por debajo de ellas con un tirante mayor al del río. La pantalla tiene por objeto impedir que en avenidas, cuerpos flotantes obstruyan las compuertas. Para mayores detalles vease los planos No. 7.

Del tipo de estas tomas existen varias en el país que están funcionando satisfactoriamente, como en Zarumilla, Mejía, etc.

Ventanas de admisión.- El muro de compuertas irá formando un ángulo de 20° con la dirección del río; no es conveniente aumentar este ángulo, pues en avenidas entra mucho material grueso y tampoco es conveniente disminuirlo, ya que en estiaje hay que aprovechar la velocidad de acercamiento para facilitar la captación.

El ancho de ventanas va a ser determinado para que cuando el río lleve la máxima descarga mensual con un 75 %

de persistencia y estando las compuertas completamente bajas, es decir sin formar rebose, se capte la cantidad de agua requerida.

De los hidrógramas se obtiene que la máxima descarga mensual con 75 % de persistencia es de 80 M³ (Febrero de 1954), a la cual corresponde (curva: Q-v-d), el tirante $d = 0.56$ que servirá para determinar el ancho de ventanas, y la velocidad 2.80 m/seg. que es menor que la del primer tramo de canal (3.00 m/seg.), luego no hay peligro por las piedras que entren, pues serán arrastradas hacia el desempedrador.

La máxima necesidad de captación es: Canal 5.00 M³; Desempedrador 1.00; Desarenador 0.50; Total: 6.50 M³.

El ancho de ventanas se va a diseñar para captar sólo 6.00 M³ en las condiciones estipuladas para no tener dimensiones exageradas.

En caso de requerirse una mayor captación en iguales condiciones de río, el tipo de botatoma lo permite, levantando las compuertas de estiaje.

Se va a considerar tres ventanas que trabajando juntas capten el caudal requerido en forma de vertederos en las condiciones de río ya estipuladas.

Los efectos de la velocidad del río se consideran neutralizados por tratarse de vertederos en posición semilateral con 20° de inclinación respecto a la corriente.

Fórmula de Francis para vertederos:

$$Q = 1.84 (L - 0.1 N H) H^{3/2}$$

En este caso:

$Q = 6.00$ M³ (volumen de captación).

$H = 0.56$ m. (altura de captación).

$N = 6$ (Número de contracciones: dos por ventana)

$L =$ Ancho total de captación.

De donde: $L = \frac{6.00}{1.84 \times 0.42} \mp 0.6 \times 0.56 = 8.10 \text{ mts.}$

El ancho de cada ventana será: $8.10/3 = 2.70 \text{ m.}$

La altura de las ventanas depende del rebose que quiera darse con las compuertas de admisión durante las avenidas, en que el nivel del río cubrirá las ventanas, captando éstas en forma de orificios.

Luego de un estudio de estas condiciones, se determina para la altura de ventanas = 1.50 mts., lo cual permite tener en avenidas máximas un rebose de 1.15 m.

Las ventanas serán, entonces, tres de: 2.70 x 1.50 M2.

Compuertas de la toma.- Las compuertas serán metálicas del "Tipo Vertedoras", correspondiente al Modelo 280 de las compuertas A.R.M.C.O.; de doble vástago y con sus respectivos mecanismos de izaje.

Las compuertas de Admisión son tres, de dimensiones efectivas: 2.70 x 1.50 mts.; y las de Estiaje también son tres de 2.70 x 1.00 mts.

La disposición y el movimiento de compuertas en este tipo de tomas es bastante ingenioso. Así, por ejemplo, para el presente caso se ha visto que con un tirante de río de 0.56 m., las compuertas permanecerán en su posición más baja. Si el río aumenta las compuertas de admisión se irán elevando a fin de mantener la misma captación y sobre todo para formar rebose e impedir que todo el material sólido de fondo que la corriente arrastra, ingrese a la toma. Si por el contrario, el río disminuye del tirante 0.56 m., o bájase la rasante del cauce por cualquier motivo, se levantarán totalmente las compuertas de estiaje, obteniéndose así una altura adicional de captación, y ésta será regulada por las otras compuertas en

posición semi-elevada.

Compuerta Transversal.- Es una pequeña compuerta de 1.00 x 0.40 mts. situada transversalmente al final del frente de compuertas.

Su objeto es impedir el paso libre de la corriente en épocas de estiaje y forzar así a ésta a ingresar por las ventanas de captación.

Cuando no sea necesaria su intervención, se le mantendrá levantada.

Posición de las compuertas para diferentes estados del río.- Haciendo un estudio hidráulico para las diferentes posiciones de las compuertas, y utilizando las expresiones teóricas correspondientes, se ha confeccionado el siguiente cuadro que sirve para conocer la elevación que debe darse a las compuertas, respecto a su posición más baja, a fin de captar siempre 6.5 m³/seg., en diferentes estados del río.

CUADRO DE MOVIMIENTO DE COMPUERTAS PARA CAPTAR 6.5 m³. POR SEGUNDO

(Actuando las tres compuertas del mismo tipo por igual)

Tirante del río: d	Elevación de compuertas de admisión (Rebose)	
2.00 m.	1.13 m.	Compuertas de estiaje completamente bajas
1.80 "	1.08 "	"
1.60 "	0.98 "	"
1.40 "	0.81 "	"
1.20 "	0.61 "	"
1.00 "	0.41 "	"
0.80 "	0.21 "	"
0.60 "	0.01 "	"
0.59 "	0.00 "	"
0.59 "	0.84 "	Compuertas de estiaje totalmente elevadas
0.40 "	0.86	"
0.20 "	0.88	"

Las expresiones que se han empleado para confeccionar el presente cuadro son:

$$\text{Vertedero: } Q = 1.84 (L - 0.6 H) H^{3/2} \quad \text{Para: } 0.59 \leq d \leq 1.50$$

$$\text{Orificio : } Q = 2/3 L c \sqrt{2g} (Y_2^{3/2} - Y_1^{3/2}). \quad \text{Para: } d \geq 1.50 \\ d \leq 0.59$$

En donde:

$$Q = 6.5 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$L = 8.10 \text{ m.}$$

H = Carga sobre el vertedero

c = Coeficiente de gasto (0.60 en el caso 1o.; 0.62 en el 2o.)

Y_1, Y_2 = Carga de agua sobre el borde superior e inferior de los orificios, respectivamente.

$$g = 9.81 \text{ m/seg}^2$$

Muros de sostenimiento.- Para la bacatoma se necesitan varios muros de esta clase, cuyas secciones tipo aparecen en el plano No.7 Hoja 1. Estos serán de concreto ciclópeo 1:3:5 con 40 % de pedrones de río, resultando la mezcla así formada con las siguientes características:

$$W = 2,300 \text{ Kg/ M}^3$$

$$f'c = 120 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (carga de ruptura por compresión a los 28 días).}$$

En concretos solos se consideran cargas de trabajo del siguiente orden:

$$\text{Compresión: } f_c = 0.25 f'c$$

$$\text{Cortante : } f_s = 0.08 f'c$$

La cimentación se hará cavando a partir de las rasan te del río, una profundidad de 2.50 mts., para estar a salvo de cualquier socavación por parte de la corriente. El terreno sobre el cual se cimentará es aluvión compacto de río, luego puede soportar cargas de 4 Kg/cm²., y tendrá un coeficiente rozamiento con el muro aproximadamente de $\mu = 0.65$

Los rellenos a la espalda de los muros son de tierra y material del río.

Los muros se han diseñado según sus necesidades y su estabilidad ha sido probada por la teoría de Coulomb que llega a la siguiente expresión analítica;

$$E = 1/2 J \cdot Z^2 \cdot C$$

$$C = \frac{1}{\cos(z+e)} \left[\frac{\cos(m-e)}{1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(m-w) \cdot \text{sen}(m/z)}{\cos(z+e) \cdot \cos(w-e)}}}} \right]^2$$

E = Empuje máximo del terreno

J = 1900 Kg/M³. Peso unitario del relleno

Z = Longitud del paramento del muro en contacto con el relleno.

m = 34°. Angulo de reposo del material de relleno.

z = 31°. Angulo de rozamiento entre el relleno y el muro.

e = Inclinación del paramento útil, respecto a la vertical.

w = Inclinación del relleno, respecto a la horizontal.

Muro de las alas de la bocatoma.- Las alas, tanto aguas arriba como aguas abajo, son de sección variable, luego su estabilidad se va a estudiar en tres secciones tipo:

Sección G-G: Final de las alas, la elevación es un simple revestimiento.

Sección F-F: Comienzo de alas, el paramento útil es inclinado.

~~Sección F-F: Comienzo de alas, el paramento útil es inclinado.~~

Sección Intermedia: Se ha escogido aquella que tenga paramento útil vertical.

Sección G-G.- Elevación: Loza de 40 cm. de espesor echada sobre el terreno con un talud de 1 1/2: 1. Cimentación: Rectángulo de 1.30 x 2.50 M2. En esta sección, la elevación no es sino un revestimiento que descansa a manera de sobrecarga sobre el terreno; el espesor de este revestimiento medido verticalmente es de 48 cm. y su valor en altura de material de relleno equivalente es de:

$$h = 0.48 \times 2300/1900 = 0.58 \text{ mts.}$$

La situación más desfavorable ocurre en el caso que el río logre socavar hasta el pie de la cimentación, entonces ésta tendrá que ser capaz de soportar el empuje del material situado a sus espaldas (ver Plano No.7, Hoja 3).

Para terreno sobre-cargado se tiene: $E = 1/2 J.Z. (Z/2e). C.$

Para esta sección: $e = \text{cero.}$

$w = m = 34^\circ$; y el coeficiente C se reduce a:

$$C = \frac{\cos^2 m}{\cos z} = 0.684/0.857 = 0.8$$

Luego: $E = 1/2 \times 1900 \times 2.50 (2.50 \neq 1.16) \times 0.8 = 6960 \text{ Kg.}$

Las componentes de este empuje son: $E_h = 5960 \text{ Kg};$
 $E_v = 3580 \text{ Kg.}$

El punto de acción de este empuje está a una altura sobre la base de:

$$d = Z/3 \quad \frac{Z \neq 3h}{Z \neq 2h} = \frac{2.50}{3} \times \frac{2.50 \neq 1.74}{2.50 \neq 1.16} \quad 0.96 \text{ mt.}$$

El peso de la cimentación es:

$$M = 1.30 \times 2.50 \times 2300 = 7500 \text{ Kg.}$$

Con todos estos valores se hace la composición de fuerzas que aparece en la figura, a fin de analizar la estabilidad de la sección.

1o.- Volteo

Momentos actuantes		Momentos resistentes	
Eh: 5960 X 0.96	<u>==</u> 5720	M : 7500 X 0.65	<u>==</u> 4870
		Ev: <u>3580</u> X 1.30	<u>==</u> <u>4660</u>
5960 Kg.	5720 Kgmt.	11080 Kg.	9530 Kgmt.

$$\text{No hay volteo: } c \text{ -- } \frac{9530}{5720} \text{ == } 1.67$$

2o.- Resvalamiento

Fuerza resistente: 11080 X 0.65 == 7200 Kg.
Fuerza actuante : == 5960 Kg.

$$\text{No hay resvalamiento: } c \text{ == } \frac{7200}{5960} \text{ -- } 1.21$$

3o.- Tensiones en el concreto

Esfuerzos normales: $p \text{ -- } N/A \cdot (1 \pm 6e/h)$ $N = 11080 \text{ Kg.}$
 $N/A = 11080/13000 \text{ == } 0.85 \text{ Kg/cm}^2.$ $A = 130 \times 100 \text{ cm}^2.$
 $6e/h = 6 \times 32/130 \text{ == } 1.48$ $e = 32 \text{ cm (ver dib.)}$
 $p = 0.85 (1 \pm 1.48)$ $p = \mp 2.1 \text{ Kg/cm}^2$ $h = 130 \text{ cm.}$
 $p = - 0.4$

Esfuerzo cortante: $s = S/A = 5960/13000 = 0.46 \text{ Kg/cm}^2.$

Con estos valores se determina las tensiones principales que resultan ser:

En la arista exterior: $A = \mp 2.2 \text{ Kg/cm}^2.$
 $C = 1.1 \text{ ''}$
En la arista anterior : $B = - 0.7 \text{ ''}$

Valores muy inferiores a los soportable por el concreto.

4o.- Compresión en el terreno

La compresión mayor transmitida al terreno, es la de valor máximo en la arista de la cimentación, o sea:

$P = \pm 2.2 \text{ kg/cm}^2$, inferior también a los soportable por el terreno.

Sección F-F.- Elevación: trapecio de (2.00 y 0.40) X 3.10 M2. Cimentación: rectángulo de : 2.00 X 2.50 M2.

La altura del relleno de detrás del muro sobre la rasante del río es 2.30 mts. por seguridad se ha considerado 2.50 a modo de sobrecarga. Igualmente, la situación más desfavorable ocurre cuando el río haya socavado hasta la base de cimentación, entonces el muro deberá sostener todo el material situado a su espalda de una altura de $2.50 \neq 2.50 = 5.00$ mts.

La prueba para la estabilidad de esta sección es semejante a la anterior. Esta vez el ángulo $w = \text{cero}$, y para facilidad, la acción del empuje del terreno conviene separarla en dos partes, primero para la elevación en que $e = 27^\circ$, $h = 2.50$; y segundo para la cimentación en que también $h = 2.50$, actuando como sobrecarga el terreno situado por encima de su nivel superior.

Tomando estos empujes en sus respectivas posiciones y el peso propio del muro, resulta para los factores de estabilidad los siguientes valores. (En la base de cimentación que es la zona más desfavorable).

$$\text{Volteo: } c = \frac{26500}{11320} = 2.3$$

$$\text{Deslizamiento: } c = \frac{25000 \times 0.65}{6560} = 2.5$$

Tensiones normales:

Excentricidad: 36 cm.

$$p = \pm 2.7 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$p = - 0.1 \quad "$$

$$s = 0.3 \quad "$$

Valores que originarán tensiones principales muy inferiores a las soportables por el concreto y el terreno.

Sección Intermedia.- Como se ve en los dibujos, el muro de alas desarrolla de la sección F-F a la G-G en forma continua. Para probar la estabilidad en alguna sección intermedia, se escogió aquella que tiene paramento útil vertical, obteniéndose después de las operaciones respectivas, los siguientes valores de estabilidad:

Voltéo: $c = \frac{22700}{10700} = 2.1$

Resvalamiento: $c = \frac{20150 \times 0.65}{6400} = 2.0$

Tensiones normales: $p = + 2.3 \text{ Kg/cm}^2.$
 $p = - 0.1 \text{ "}$
 $s = 0.36 \text{ "}$

Las tensiones principales serán igualmente bajas y del orden de los casos anteriores.

Muros laterales de compuertas.- Forman los lados derecho e izquierdo de las compuertas de entrada, como se les puede apreciar en las secciones D-D y E-E.

Estos muros tienen iguales características que la sección F-F del muro de ala, poseyendo aún mayor cuerpo de elevación. Luego tendrán mejores condiciones de estabilidad que la sección F-F ya estudiada.

Loza del piso.- Esta loza se extiende desde las compuertas de entrada hasta el comienzo del canal de derivación, siendo en los primeros 5.00 mts. a nivel, y en los 10.00 metros siguientes con una caída de 0.10.

El espesor de esta loza ha sido determinado de tal modo que su peso propio resista cualquier efecto de subpresión que pueda presentarse. La parte más afectada reaccionará para una carga de agua de 3.70 m., lo cual significa un empuje vertical ascendente de 3700 Kg/M².

Luego el espesor de la loza tomando una seguridad de 4/3 como se acostumbra será:

$$e = \frac{4}{3} \times \frac{3700}{2300} = 2.00 \text{ mts.}$$

Siendo 2300, el peso unitario del concreto ciclópeo

Este espesor corresponde a la parte más afectada de la loza que es la exterior, e irá disminuyendo hacia adentro, como puede apreciarse en los planos.

Pilares centrales.- Son dos y sirven de apoyo a las compuertas y a todos los mecanismos adyacentes. Tienen 0.80 m. de espesor cada uno, con cuerpos de elevación que se asemejan a trapecios de 2.50 m. en la parte superior, 4.00 m. en la base y una altura de 4.70 m. La cimentación es rectangular, de igual espesor, base de 4.00 m. y profundidad de 2.00 m.

Estos pilares han sido diseñados para que soporten el empuje máximo del agua sobre el frente de compuertas. Cada pilar reacciona sobre un frente de 3.50 m., de los cuales 2.70 m. corresponden a las compuertas adyacentes y 0.80 m. al ancho del pilar.

La situación más desfavorable se presenta cuando estando las compuertas cerradas, el río entra con su máxima avenida. La carga de agua actuante medida hasta el pie de las compuertas de estiaje es, entonces: $2.10 + 1.00 = 3.10$ m.

A esta carga estática hay que agregar la producida por el efecto dinámico de la corriente, ya que el frente de compuertas está inclinado en 20° respecto a la dirección del río:

La carga producida por este empuje vale: $\frac{v'^2}{2g}$

Siendo: $v' = 6.50 \times \sin 20^\circ = 2.22$ (~~6.50~~ es la máxima velocidad del río)

$$\frac{v'^2}{2g} = 0.25 \text{ m.}$$

Este empuje dinámico actúa a modo de sobre-carga.

Entonces la fuerza total producida por el agua hasta el pie de compuertas de estiaje tiene por valor:

$$E_1 = 1/2 \times 1000 \cdot H (H \neq 2h) \cdot L \cdot c \quad \text{Donde: } H = 3.10 \text{ m; } h = 0.25 \text{ m.}$$

$$L = 3.50 \text{ m;}$$

$c =$ coeficiente de seguridad.

$$E_1 = 1/2 \times 1000 \times 3.10 (3.10 + 2 \times 0.25) \times 3.50 \times 1.1 = 21,500 \text{ Kg}$$

El punto de acción de esta fuerza está sobre el pie de compuertas a:

$$d = \frac{3.10}{3} \frac{(3.10 + 0.75)}{3.10 + 0.50} = 1.10 \text{ m.}$$

Se considera aún, el posible empuje del material de río saturado que se halle delante de las compuertas de estiaje:

$$E_2 = 1/2 \times 2000 \times 1.00 \times 3.50 = 3,500 \text{ Kg.}$$

Actuando a: $\frac{1.00}{3} = 0.33 \text{ m.}$, por encima del pie de compuertas.

El peso de la elevación del pilar es:

$$\frac{2.50 + 4.00}{2} \times 4.70 \times 0.8 \times 2,500 = 30,600 \text{ Kg.}$$

La cimentación pesa: $4 \times 2 \times 0.8 \times 2,500 = 16,000$ Kg.

Estudiando la acción de la resultante de estas fuerzas sobre la base de cimentación, y considerando al pilar aislado de las lozas vecinas con las que en realidad es solidario, y sin el terreno resistente de detrás de la cimentación, se obtiene los siguientes valores de estabilidad:

Momento Resistente = 104,400 Kg-mts.

Momento de Derribo = 89,900 " c = 1.16

Fuerza Normal a labase = 46,600 Kg. c = $\frac{46,600 \times .65}{25,000} = 1.21$

Fuerza Paralela = 25,000 " 25,000 = 1.21

Excentricidad de la resultante: 1.24 m.

Las tensiones principales que se presentan son:

En la arista Interior: A = + 4.3 Kg/cm².

" " " Exterior: B = - 1.6

Esfuerzo de corte C = 2.2

Máxima carga transmitida al terreno : p = 4.2 "

Estas tensiones que resultan de considerar el pilar aislado, son, en realidad, mucho menores pues la cimentación de éste es solidaria con las lozas y cimentaciones vecinas, lo cual hace que las cargas se repartan en una mayor área. Además, la resistencia pasiva del terreno situado por detrás de la cimentación del pilar y que no se ha considerado, imp

de por si sola cualquier falla en el pilar.

Estructuras de Concreto Armado

Los mecanismos para el izaje de compuertas, los punetes de operación y la pantalla frontal, requieren estructuras de concreto armado, las cuales pueden apreciarse en los planos correspondientes.

Se usará mezcla 1:2:4. de $f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2$ y Acero Intermedio de $f_s = 1400 \text{ kg/cm}^2$.

Las estructuras mencionadas son las siguientes:

Loza No. 1 ✓

Se apoya en la Viga 1 y en la Pantalla Frontal con las que es monolítica y entrelaza sus fierros:

$$L' = 1.20 \text{ mt.}$$

$$As(+): \phi 3/8'' \text{ a } 25 \text{ cm}$$

$$h = 0.15 \text{ ''}$$

$$As(-): \phi 3/8'' \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

$$b = 12.50 \text{ ''}$$

$$As(\text{temp}): 4 \phi 3/8'' \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

Loza No.2 ✓

Tres tramos continuos, empotrados en los muros laterales y apoyados en los pilares centrales:

$$L' = 2.70 \text{ mt}$$

$$As(+): 4 \phi 3/8'' \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

$$h = 0.15 \text{ ''}$$

$$As(-): 4 \phi 3/8'' \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

$$b = 1.00 \text{ ''}$$

$$As(-): 4 \phi 3/8'' \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

$$As(\text{temp}): \phi 3/8'' \text{ a } 25 \text{ cm.}$$

Viga No.1 ✓

Tres tramos continuos apoyados en los muros laterales y en los pilares centrales:

$$L' = 2.70 \text{ mt.}$$

$$h = 0.20 \text{ ''}$$

$$As(+): 2 \phi 3/8'' + \phi 1/4$$

$$0.20 \text{ ''}$$

$$As(-): 2 \phi 3/8'' + \phi 1/4''$$

Viga No. 2

Tres vigas perfectamente empotradas en sus apoyos.

$L' = 2.70$ mt.	As (+) : 6 ϕ 3/8"
$h = 0.35$ "	As (-) : 6 ϕ 3/8"
$b = 0.30$ "	2 Est. ϕ 1/4"

Pantallas No. 1

Tres pantallas empotradas en sus apoyos.

$L' = 2.70$ mt.	As : ϕ 1/2" a 15 cm.
$h = 1.60$ mt.	As (temp.): ϕ 3/8" a 15 cm.
$b = 0.20$ "	

Pantalla No. 2 Son idénticas a las anteriores

Pantalla Frontal

Se apoya en tres columnas y se empotra en uno de sus extremos en el muro lateral izquierdo.

$L = 13$ mt.	As: 2 planos de varillas verticales
$h = 1.90$ "	y horizontales de ϕ 3/8 a 20 cm
$b = 0.25$ "	

Columnas

Tres columnas alineadas a 5 metros de distancia entre los centros.

$H = 3.10$ mt.	Barr. Long. : 4 ϕ 5/8"
$t = 0.30$ "	Estribos: ϕ 1/4" a 25 cm.
$b = 0.40$ "	

La cimentación de estas columnas es también armada por seguridad y tiene las siguientes dimensiones:

$H = 2.00$ mt.	
$t = 0.40$ "	La armadura es igual a la de la columna.
$b = 0.45$ "	

Vigas de fondo

Tres vigas empotradas, situadas entre las compuertas de estiaje y admisión.

$$\begin{aligned} L' &= 2.70 \text{ mt.} & \text{As}(+) &: 2 \phi 5/8'' \\ b &= 0.25 \text{ mt.} & \text{As}(-) &: 2 \phi 5/8'' \\ h &= 0.25 \text{ mt.} \end{aligned}$$

El diseño de cada una de estas estructuras es el siguiente:

Loza No. 2

Consta de tres tramos continuos que irán empotrados en los muros laterales y apoyados en los pilares centrales. Sus características son:

Tres tramos	Peso Propio =	2400 x 0.15 x 1.00 =	360 Kg/m.l.
L' = 2.70 mt.	S/C	- 250 x 1 x 1	= 250 "
h = 0.15 "			W = 610 Kg/ml.
b = 1.00 "			

Para determinar los momentos ocasionados, se puede aplicar en este caso los coeficientes que indican las especificaciones, ya que se reune las condiciones establecidas en esas especificaciones y que consisten en tener luces iguales, cargas repartidas uniformemente y ser la sobrecarga menor al triple de la carga permanente.

Luego:

$$\begin{aligned} \text{Sobre los apoyos: } M (-) &= 1/12 \cdot W \cdot L'^2 = 370 \text{ Kg-mt.} \\ \text{Tramos Exteriores: } M (/) &= 1/14 \cdot W \cdot L'^2 = 320 \text{ " " } \\ \text{Tramo Central: } M (/) &= 1/16 \cdot W \cdot L'^2 = 280 \text{ " " } \end{aligned}$$

Se sabe que: $As = \frac{\quad}{fs \cdot j \cdot d}$

$$d = h - (\phi/2 + \text{rec.}) = 15 - (0.5 + 3.0) = 11.5 \text{ cm.}$$

$$As(-) = \frac{37000}{1400 \times .9 \times 11.5} = 2.6 \text{ cm}^2$$

$$As(\text{min}) = 0.0025 \times 100 \times 11.5 = 2.87 \text{ cm}^2.$$

Entonces, tanto para el acero positivo como para el negativo, se pondrá:

$$As(+): 4 \phi \underline{3/8"} \text{ a } \underline{25} \text{ cm}$$

$$As(-) : 4 \phi \underline{3/8"} \text{ a } \underline{25} \text{ cm}$$

$$(As = 2.84 \text{ cm}^2)$$

El valor de j es: 0.92

Adherencia

El V max. se presenta en las caras exteriores de los apoyos centrales, y su valor es: 0.575 W.L'

La adherencia en las barras negativas hay que probarla en los apoyos, entonces para el As(-) de este caso: $V_{\text{max}} = .575 \times 610 \times 2.70 = 950 \text{ Kg.}$

El perímetro necesario de fierro para evitar el corrimiento

$$\text{es: } Eo = \frac{V}{a \cdot j \cdot d}$$

Siendo el valor de u para varillas lisas y con anclaje especial el siguiente:

$$u = 0.06 f'_c = 8.4 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\text{Entonces: } Eo(\text{necer.}) = \frac{950}{8.4 \times .92 \times 11.5} = 10.7 \text{ cm.}$$

Se dispone en el acero negativo que se está probando de 4 $\phi 3/8"$ lo cual significa un perímetro de:

$$Eo.As(-) = 4 \times 3 = 12 \text{ cm. (Mayor que el necesario)}$$

La adherencia en el acero positivo debe probarse en los puntos de inflexión. En este caso no es necesario, pues en aquellos puntos se dispone de igual cantidad de acero y menor esfuerzo cortante.

Esfuerzo Unitario de Corte

$$\text{Su valor es: } v = \frac{V}{b \cdot j \cdot d}$$

$$\text{En este caso: } v = \frac{950}{100 \times .92 \times 11.5} = 0.90 \text{ Kg/cm}^2.$$

Siendo este valor inferior a $0.03 f_c$, no es necesario agregar fierro adicional, pues el concreto solo es suficiente para resistir dicho esfuerzo.

Acero de Temperatura y Repartición

Se pondrá por reglamento la cantidad de: 0.0025 bd, lo cual da igualmente:

$$\underline{\text{As (temp.) : } \phi 3/8'' \text{ a } 25 \text{ cm.}}$$

Loza No.1

Se apoya en la Viga No. 1 y en la Pantalla Frontal; tiene por tanto una luz libre de $L' = 1.20 \text{ mt.}$ y llevará un espesor de 15 cm.

No debiendo resistir más que su peso propio y una sobrecarga de 250 Kg/M². por seguridad, es suficiente armarla con el acero mínimo que indican las especificaciones, el cual resulta igual al de la loza anterior.

$$\underline{\text{As (+) : } \phi 3/8'' \text{ a } 25 \text{ cm.}}$$

$$\underline{\text{As (-) : } \phi 3/8'' \text{ a } 25 \text{ cm.}}$$

$$\underline{\text{As (temp.) : } \phi 3/8'' \text{ a } 25 \text{ cm.}}$$

La carga que trasmite esta loza a sus apoyos, es la siguiente:

$$\text{Peso propio: } 2,400 \times 0.15 = 360 \text{ Kg/m}^2.$$

$$\begin{aligned} \text{S/C} & : & & = \underline{250} \\ & & W & = 610 \text{ Kg/m}^2. \end{aligned}$$

Esta carga, actuando sobre cada apoyo y por metro de ancho de loza vale: $610 \times \frac{L'}{2} = 610 \times 1.20/2$

Precaución

El elevador de la Compuerta Trasversal, descansa sobre esta loza en el extremo izquierdo. Se tendrá la precaución de colocar dicho elevador justamente al centro de dos varillas longitudinales, las cuales son suficientes para resistir los esfuerzos ocasionados por los movimientos que se efectúen en esta compuerta, que es bastante pequeña y no soporta mayores cargas.

Viga No. 1

Sirve de apoyo a la Loza No. 1 y consta de tres tramos continuos, apoyados en los muros laterales y en los pilares centrales.

$$\begin{aligned} L' & = 2.70 \text{ mt} & \text{Carga de la loza: } & 610 \times 1.20/2 = 366 \text{ Kg/ml.} \\ h & = 20 \text{ cm.} & \text{Peso Propio : } & 2400 \times 2 \times 2 = 96 \text{ Kg/ml} \\ b & = 20 \text{ cm.} & \text{Sobre carga } & \cdot 250 \times 2 = 50 \text{ "} \\ & & W & = 512 \text{ Kg/ml.} \end{aligned}$$

Los momentos que se originan son los siguientes:

$$\begin{aligned} \text{Sobre los apoyos: } M (-) & = 1/12 W L'^2 = 1/12 \times 512 \times 7.30 = 312 \text{ Kg-} \\ \text{Tramos Exteriores: } M (\dagger) & = 1/14 W L'^2 = 267 \text{ "} \\ \text{Tramo Central } \cdot M (\dagger) & = 1/16 W L'^2 = 234 \text{ "} \end{aligned}$$

$$d = 20 - (0.5 + 4.0) = 15.5 \text{ cm.}$$

$$As (-) = \frac{31200}{1400 \times .89 \times 15.5} = 1.62 \text{ cm}^2$$

$$As (+) \text{ ex.} = 1.62 \times 267/312 = 1.38 \text{ "}$$

$$As (+) \text{ int.} = 1.62 \times 234/312 = 1.21 \text{ "}$$

$$As (\text{min}) = 0.005 \times 20 \times 15.5 = 1.55 \text{ cm}^2.$$

Luego tanto para el acero positivo como para el negativo se tomará:

$$\underline{As(+): As(-) : 2 \phi 3/8" + \phi 1/4"} \quad (As = 1.74 \text{ cm}^2)$$

El espaciamiento libre entre fierros, dejando recubrimientos de 3.5 cm. resulta ser de 5 cm., lo cual es suficiente pues es mayor que el diámetro de los fierros, que 2.5 cm. y que 1 1/2 vez el diámetro de la piedra, según indican las especificaciones.

El valor de j que resulta es de 0.89, o sea igual al considerado.

El esfuerzo de Corte es máximo en los apoyos interiores, su valor es:

$$V \text{ max.} = 0.575 \times 512 \times 2.7 = 795 \text{ Kg.}$$

Adherencia

$$Eo = \frac{795}{8.4 \times .89 \times 15.5} = 6.9 \text{ cm.}$$

Se dispone de : $Eo As (-) = 2 \times 3 + 2 = 8.0 \text{ cm.}$

Para el As (+) El Esfuerzo Cortante es menor.

Esfuerzo de Corte Unitario

$$v = \frac{795}{20 \times .89 \times 15.5} = 2.9 \text{ Kg/cm}^2$$

valor inferior a $0.03 f'_c$ luego no es necesario estribos.

Peso de las compuertas y sus mecanismos.- Las compuertas serán tipo vertedoras, correspondientes en el catálogo de A.R.M.C.O. al "Modelo 280).

Peso de Compuertas admisión: $550 \text{ Kg/m}^2 \times 2.70 \times 1.50 = 2,220 \text{ Kg.}$

Peso de compuertas estiaje : $550 \text{ " } \times 2.70 \times 1.00 = 1,480 \text{ "}$

Peso de cada elevador con su vástago: $= 350 \text{ "}$

Empuje del agua en las compuertas de admisión

$$E = 1000 \text{ .n.a.b.}$$

$$h = .60 + 1.50/2 + 0.25 = 1.60; a = 1.50; b = 2.70$$

$$E = 1000 \times 1.60 \times 1.50 \times 2.70 = 6,500 \text{ Kg (para una compuerta).}$$

El coeficiente de rozamiento entre la compuerta y sus guías metálicas es normalmente de 0.15 a 0.25, pero pudiendo en este caso presentarse obstrucciones por oxidación, interferencia de arena u otros agentes se va considerar de 0.5

Entonces la fuerza de rozamiento entre la compuerta y sus guías es:

$$F_1 = 6,500 \times 0.5 = 3,300 \text{ Kg.}$$

Empuje del agua sobre las compuertas de estiaje.-

$$E = 1000 \text{ .h.a.b.}$$

$$h = 2.10 + 1.00/2 = 2.60 \text{ mt.}$$

$$E = 1000 \times 2.60 \times 1.00 \times 2.70 = 7,000 \text{ Kg.}$$

$$\text{Fuerza de rozamiento: } F_2 = 7,000 \times 0.5 = 3,500 \text{ Kg.}$$

Empuje del terreno del fondo.- Puede presentarse sobre las compuertas siendo su valor: $E = 1/2 \cdot J \cdot h^2 \cdot C \cdot B$

$$h = 1.00 \text{ mt. } C = 0.41$$

$$E = 1/2 \times 2000 \times 1.0 \times 0.41 \times 2.70 = 1,110 \text{ Kg.}$$

Fuerza de rozamiento, incluyendo el rozamiento entre la compuerta y el terreno:

$$F_3 = 1110 \times 1.0 = 1110 \text{ Kg.}$$

Cargas concentradas por vástago

En las compuertas de admisión.

Fuerza para levantar cada compuerta: $2,220 + 3,300 = 5,520 \text{ Kg.}$

$$\text{Fuerza por vástago: } \frac{5520}{2} = 2,760 \text{ Kg.}$$

$$\text{Peso del elevador} \cdot = 350 \text{ "}$$

$$\text{Carga Concentrada: } P_1 = 3,110 \text{ Kg.}$$

En las compuertas de estiaje

Fuerza para levantar cada compuerta: $1,480 + 3,500 + 1,110 = 6,090 \text{ Kg.}$

$$\text{Fuerza por vástago: } \frac{6090}{2} = 3,045 \text{ Kg.}$$

$$\text{Peso del elevador :} = 350 \text{ "}$$

$$\text{Carga concentrada } P_2 = 3,395 \text{ Kg.}$$

Pantallas No. 1

Sirven de apoyo a los elevadores de las compuertas de estiaje ya la vez tienen por objeto facilitar la clausura del ingreso de agua por alguna de las compuertas, en caso de que ésto sea necesario por reparación o cualquier otro motivo.

Estas pantallas son tres, serán construídas independientemente y perfectamente empotradas. Al resistir las cargas de los elevadores hacen las veces de vigas con las siguientes características.

$L' = 2.70$ mt. Cargas concentradas a 0.30 mt. de los apoyos

$$b = 0.20 \text{ " } \quad P' = P'' = \frac{3395}{2} = 1,700 \text{ Kg.}$$

$$h = 1.60 \text{ " } \quad a = 0.30 ; c = 2.70 - 0.30 = 2.40$$

$$\begin{aligned} \text{Mom. en apoyos: } M(-) &= \frac{P'' a c^2}{L'^2} + \frac{P' a^2 c}{L'^2} = \frac{P a c}{L'} \\ &= \frac{1700 \times .30 \times 2.40}{2.70} = 453 \text{ Kg-mt.} \end{aligned}$$

$$\text{Mom. en Centro: } M(+) = P.a - 453 = 1700 \times .30 - 453 = 57 \text{ Kg-mt.}$$

Carga repartida : Peso propio : $2400 \times 1.60 \times .20 = 770$ Kg.

$$\text{S/C} \quad : \quad 250 \times 0.2 \quad \dots \quad 50 \text{ "}$$

$$W = 820 \text{ Kg.}$$

$$\text{En apoyos: } M(-) = 1/12.W.L^2 = 1/12 \times 820 \times 7.30 = 500 \text{ Kg-mt.}$$

$$\text{En centro: } M(+) = 1/24.W.L^2 = 250 \text{ Kg-mt.}$$

Momento total en los apoyos: $453 + 500 = 953$ Kg - mt.

" " " el centro : $57 + 250 = 307$ " "

$$As(-) = \frac{95300}{1400 \times .95 \times 154} = 0.47 \text{ cm}^2 \text{ (Muy poco)}$$

$$As(\text{min}) = 0.005 \text{ b.d.}$$

$$= 0.005 \times 20 \times 154 = 15.4 \text{ cm}^2.$$

Este acero irá en varillas de $\phi 1/2$ " repartidas en todo el alto de la pantalla:

$$s = 160 : \frac{15.4}{1.27} \approx 15 \text{ cm.}$$

Armadura Principal: $\phi 1/2$ " a 15 cm.

Acero de temperatura : $0.0025 \times 20 \times 100 = 5$ cm²

Usando $\phi 3/8$ " : S $0.71/5 \times 100 = 15$ cm.

Acero de temperatura: ϕ 3/8" a 15 cm.

Con esta armadura la adherencia y el esfuerzo cortante unitario, quedan ampliamente satisfechos.

Tanto el acero principal como el de temperatura y repartición, irán formando un plano por el centro de la cortina como puede apreciarse en los dibujos respectivos.

Pantallas No.2

Sirven de apoyo a los elevadores de las compuertas de admisión y también para que junto con éstas, se logre el cierre total del ingreso de agua a la toma.

Son idénticas a las Pantallas No.1, en todo lo referente a sus dimensiones, armado y construcción. Además, en estas pantallas se ha analizado el efecto de la presión del agua sobre los 60 cm. inferiores, encontrándose que el espesor elegido y el acero colocado, son completamente suficientes.

Vigas No. 2

Son tres vigas perfectamente empotradas en sus apoyos y que sostienen a los elevadores de las compuertas de admisión y de estiaje. Las dimensiones de cada una son:

$$L' = 2.70 \text{ mt}; b = 0.30 \text{ mt}; h = 0.35 \text{ mt}.$$

Estas vigas soportan la mitad de las cargas que transmite cada elevador, y suponiendo que alguna vez se tratase de levantar las compuertas de admisión y estiaje al mismo tiempo, cada carga concentrada valdrá:

$$P' = P'' = \frac{3110}{2} \quad \frac{3395}{2} = 3,250 \text{ Kg.}$$

$$a = .30; c = 2.40$$

$$\text{En los apoyos: } M(-) = \frac{P.a.c}{L'} = \frac{3250 \times .30 \times 2.40}{2.70} = 870 \text{ Kg-mt.}$$

$$\text{En el centro: } M(+) = P.a - 870 = 3250 \times .3 - 870 = 105 \text{ "}$$

Carga repartida

$$\text{Peso Propio} = 2400 \times .30 \times .35 = 252 \text{ Kg}$$

$$\text{S/C} = \frac{250 \times .30}{1} = 75 \text{ "}$$

$$W = 327 \text{ Kg.}$$

$$\text{En los apoyos: } M(-) = 1/12.W.L'^2 = 1/12 \times 327 \times 7.30 = 199 \text{ Kg-mt.}$$

$$\text{En el centro : } M(+) = 1/24.W.L'^2 = 100 \text{ " "}$$

$$\text{Momento Total en los apoyos: } M(-) = 870 + 199 = 1,069 \text{ Kg-mt.}$$

$$\text{Momento Total en el centro : } M(+) = 105 + 100 = 205 \text{ " "}$$

$$d = \left(\frac{M}{K.b} \right)^{1/2} \left(\frac{106900}{11 \times 30} \right)^{1/2} = (324)^{1/2} = 18 \text{ cm.}$$

Se pondrá $d = 27 \text{ cm.}$, ya que se tiene $h = 35 \text{ cm.}$, y se van a poner dos filas de fierros una a 4.5 cm. y la otra a 11.5 cm. de la cara traccionada.

$$\text{As } (-) = \frac{106900}{1400 \times .88 \times 27} = 3.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{As } (\text{min}) = 0.005 \times 30 \times 27 = 4.0 \text{ cm}^2.$$

Luego:

$$\text{Apoyos: } \underline{\text{As } (-) \text{ } 6 \text{ } \phi \text{ } 3/8''}$$

$$\text{Centro: } \underline{\text{As } (+) \text{ } 6 \text{ } \phi \text{ } 3/8''}$$

Esfuerzo Cortante en los apoyos:

$$\text{Carga concentrada} = 3,250 \text{ Kg}$$

$$\text{Carga repartida: } \underline{327 \times 2.70 = 440 \text{ Kg.}}$$

$$V_{\text{max}} = 3,690 \text{ Kg.}$$

Adherencia

$$E_o = \frac{V}{u.j.d.}$$

$$E_o = \frac{3690}{8.4 \times .89 \times 27} = 18.3 \text{ cm.}$$

Se tiene disponible: $E_o A_s(-) = 6 \times 3 = 18 \text{ cm}$ (lo cual satisface)

Esfuerzo cortante Unitario

$$v = \frac{V}{b.j.d.}$$

$$v = \frac{3690}{30 \times .89 \times 27} = 4.94 \text{ Kg/cm}^2 = 0.035 f'_c$$

Se pondrá un estribo de dos ramas con $\phi 1/4''$ a 15 cm. de cada apoyo.

Por viga: 2 Est. $\phi 1/4$

En el caso de que alguna compuerta se atraque al momento de bajarla, lo cual es frecuente, y el operador siguiera accionando en los elevadores, se presentarán momentos positivos en la cara superior de la viga y negativos en la cara inferior junto a los apoyos. Para estar a salvo de esta situación, la mitad del acero negativo de los apoyos se llevará a todo el largo de la cara superior de las vigas, y también la mitad del acero positivo se prolongará hasta los apoyos.

La posición de los fierros y sus doblados pueden apreciarse en los dibujos respectivos.

Pantalla Frontal

Va situada delante de las ventanas de entrada, tiene por objeto evitar en épocas de avenida el ingreso de ramas, árboles u otros cuerpos flotantes que la corriente arrastre y

puedan ocasionar obstrucciones en las compuertas.

Esta pantalla tiene un frente de 13 mt., y descansa sobre tres columnas, siendo el primer tramo de 3 mt. y los otros dos de 5 mt., cada uno.

Sus dimensiones son:

$$\begin{array}{l} L = 13 \text{ mt.} \\ h = 1.90 \text{ mt.} \\ b = 0.25 \text{ "} \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{Peso Propio: } 2400 \times 1.90 \times .25 = 1140 \text{ Kg/m.l.} \\ \text{S/C} \quad 250 \times .25 = 63 \text{ "} \\ \text{Carga recibida de la loza: } 610 \times \frac{1.20}{2} = 366 \text{ "} \\ \hline W = 1569 \text{ Kg/ml.} \end{array}$$

Esta pantalla que soporta prácticamente sólo su propio peso, es suficiente ponerle el acero mínimo que indican las especificaciones para lozas y muros, pues considerando la pantalla como una viga, resulta una cantidad de acero pequeñísima.

Se pondrá, entonces, tanto para varillas horizontales como para las verticales, una cantidad de 0.003 bd.,

$$As = 0.003 \times 160 \times 25 = 12 \text{ cm}^2.$$

Esto origina la cantidad de: 10 ϕ 3/8" por metro.

Las varillas irán en dos planos paralelos situados cada uno a 5 cm. de las caras, luego tanto las verticales como las horizontales irán espaciadas en 20 cm.

Luego: As : 2 planos de varillas verticales y horizontales

de ϕ 3/8 " a 20 cm.

Probada esta cantidad de acero para los máximos momentos verticales, resulta ser holgadamente suficiente.

Acción dinámica de la corriente.- En máximas avenidas la corriente viene con una velocidad de 6.5 m/seg. y cubre los 0.90 mt. inferiores de la pantalla.

El primer tramo de la pantalla tiene una inclinación promedio de 45° respecto a la corriente, y los otros dos 20° .

Las componentes normales que actúan sobre la pantalla serán entonces:

1o. Tramo: $6.5 \text{ sen } 45^\circ = 4.59$; $\frac{\quad}{2g} = 1.07 \text{ mt. (carga dinámica)}$

otros tramos: $6.5 \text{ sen } 20^\circ = 2.22$; $\frac{v^2}{2g} = 0.25 \text{ mt.}$

Estas cargas, actuando sobre los 0.90 mt. inferiores y considerando un 20% adicional por efectos de impacto, ocasionan presiones por metro lineal de:

1o. Tramo: $1000 \times 1.07 \times .90 \times 1.2 = 1155 \text{ Kg/ml.}$

otros Tramos: $1000 \times .25 \times .90 \times 1.2 = 270$ "

Considerando dicha faja aislada del resto de la pantalla, sometida a las cargas originadas por la corriente, y empujada horizontalmente en las columnas, se obtiene los siguientes valores máximos de momentos para la zona de columnas:

$$M(-) = 1/12.W.L^2 =$$

1o. Tramo : $1/12 \times 1155 \times 3^2 = 866 \text{ Kg-mt.}$

Otros Tramos : $1/12 \times 270 \times 5^2 = 563 \text{ Kg-mt}$

El tirante necesario para soportar al mayor de estos momentos sería:

$$d = \sqrt{\frac{M}{K \cdot b}} = \sqrt{\frac{86600}{11 \times 90}} = 9 \text{ cm. Se dispone de } 19.5 \text{ cm.}$$

El acero necesario para el M (max):

$$A_s = \frac{86600}{1400 \times .92 \times 19.5} = 3.45 \text{ cm}^2. \text{ Se dispone horizontalmente en cada cara de } 5 \text{ } \phi \text{ } 3/8", \text{ lo que da un } A_s = 3.55 \text{ cm}^2.$$

Esfuerzo Cortante Máximo

$$V.\text{max} = 1155 \times \frac{3.20}{2} = 1740 \text{ Kg.}$$

Adherencia.- $E_o = V/u.j.d.$

$$E_o = \frac{1740}{8.4 \times .92 \times 19.5} = 12 \text{ cm.}$$

Se dispone de: $E_o \text{ As} = 5 \times 3 = 15 \text{ cm.}$

Esfuerzo unitario de corte. $v = V/b.j.d.$

$$v = \frac{1740}{90 \times .92 \times 19.5} = 1.1 \text{ Kg/cm}^2. \text{ Valor inferior a } 0.03 f'_c$$

Hechas estas comprobaciones, se encuentra que no es necesario agregar acero auxiliar para absorber el empuje dinámico de la corriente. Y es suficiente con el 0.003 b.d., colocado tanto en varillas horizontales como en verticales, formando dos planos paralelos a 5 cm. de las caras exterior e interior de la pantalla.

Columnas

Son tres y tienen por objeto sostener a la Pantalla Frontal con la cual forman un pórtico. Se ha visto que la pantalla origina verticalmente una carga de 1569 Kg/ml.; pero siendo la rigidez de ésta mucho mayor al de las columnas, los momentos absorbidos por estas últimas son muy pequeños y no merecen tomarse en cuenta. Entonces es suficiente considerar para hallar las reacciones en cada columna, como que la pantalla está simplemente apoyada.

Así resultan, las siguientes reacciones en las columnas:

$$P_1 = 1569 (1.50 + 2.50) = 6280 \text{ Kg.}$$

$$P_2 = 1569 (2.50 + 2.50) = 7850 \text{ "}$$

$$P_3 = 1569 \times 2.50 = 3925 \text{ "}$$

Acción dinámica de la corriente.- Actúa, como ya se ha visto, horizontalmente sobre la faja de los 90 cm. inferiores de la pantalla, y ésta al reaccionar sobre las columnas tiende a empujarlas hacia adentro.

Se ha determinado ya, que la corriente origina para el primer tramo de pantalla un empuje de 1155 Kg/ml., y para los restantes que tienen menor inclinación con respecto a ella sólo 270 Kg/ml.

El empuje total por tramo es, entonces:

$$10. \text{ Tramo: } 1155 \times 3 = 3465 \text{ Kg.}$$

$$20. \text{ y } 30. \text{ Tramos: } 270 \times 5 = 1350 \text{ "}$$

A fin de facilitar sin introducir mayor error, el análisis del efecto que la corriente produce en las columnas, se va a considerar el valor total del empuje en la pantalla concentrado en la zona de columnas y normal a la dirección general de la pantalla.

Así se tiene:

$$10. \text{ Columna: } Z_1 = \frac{3465}{2} \cos(45^\circ - 20) + \frac{1350}{2} = 2240 \text{ Kg.}$$

$$20. \text{ Columna: } Z_2 = \frac{1350}{2} + \frac{1350}{2} = 1350 \text{ "}$$

$$30. \text{ Columna: } Z_3 = \frac{1350}{2} = 675 \text{ "}$$

Cada una de estas fuerzas concentradas horizontales, actúa sobre un sistema asemeable a una viga formada en su parte superior por la pantalla, y en la inferior por las columnas. La pantalla trasmite la carga distribuída unifor-

memente a las estructuras superiores, y la viga se empotra en su cimentación.

En forma aproximada y para facilitar el análisis, se asemeja este sistema, al de una viga de sección uniforme de 4.10 mt. de largo, con una carga que actúa en el centro de la faja de 90 cm., o sea a 1.45 mt. del apoyo superior y a 2.65 m. del inferior.

Para la zona de la Primera Columna que tienen un ancho de 4 mt. en la pantalla, se tiene:

Viga empotrada: $Z_1 = 2240$ Kg; $a = 1.45$ mt; $b = 2.65$ mt; $L = 4.10$ mt.

Momento en el apoyo superior:

$$M'_1 = - \frac{Z_1 a b^2}{L^2} = - \frac{2240 \times 1.45 \times 7.02}{16.80} = -1360 \text{ Kg-mt.}$$

Este momento corresponde a un ancho de 4 mt. en la pantalla, luego su valor por metro de ancho será: $\frac{1360}{4} = 340$ Kg-mt., valor perfectamente resistible por la pantalla misma y por la loza No. 1, a la que se trasmite.

Momento en el apoyo inferior (empotramiento de la columna):

$$M_1 = - \frac{Z_1 a^2 b}{L^2} = - \frac{2240 \times 2.10 \times 2.65}{16.80} = - 740 \text{ Kg.mt.}$$

El momento en el punto de aplicación de la carga, va repartido en todo el ancho de la loza (4 mt.) y resulta por tanto con valor menor a los anteriores.

La Reacción Horizontal en el pie de la columna será:

$$H_1 = \frac{Z_1 a}{L} + \frac{M'_1 - M_1}{L} = \frac{2240 \times 1.45}{4.10} + \frac{- 1360 + 740}{4.10} = 642 \text{ Kg.}$$

Luego, las cargas verticales, los empujes horizontales, los momentos y las reacciones horizontales que actúan sobre cada columna son:

Columna No.1

$$P_1 = 6280 \text{ Kg.}$$

$$Z_1 = 2240 \text{ Kg.}$$

$$M_1 = 740 \text{ Kg.-mt.}$$

$$H_1 = 642 \text{ Kg.}$$

Columna No. 2

$$P_2 = 7850 \text{ Kg.}$$

$$Z_2 = 1350 \text{ Kg.}$$

$$M_2 = \begin{array}{r} 1350 \\ 2240 \end{array} \times 740 = 446 \text{ Kg.-mt.}$$

$$H_2 = \begin{array}{r} 1350 \\ 2240 \end{array} \times 642 = 388 \text{ Kg.}$$

Columna No. 3

$$P_3 = 3925 \text{ Kg.}$$

$$Z_3 = 675 \text{ Kg.}$$

$$M_3 = \begin{array}{r} 675 \\ 2240 \end{array} \times 740 = 223 \text{ Kg.-mt.}$$

$$H_3 = \begin{array}{r} 675 \\ 2240 \end{array} \times 642 = 194 \text{ Kg.}$$

El valor de los momentos flectores es pequeño en relación a las cargas verticales, y no van a producir efectos notables como se verá luego:

El análisis se va a efectuar en la Columna No. 1, por ser la que presenta carga con mayor excentricidad:

$$P_1 = 6280 \text{ Kg.}; M_1 = 740 \text{ Kg.-mt.}; \text{Sección: } 30 \times 40 \text{ cm}^2; L = 3.10 \text{ m.}$$

$$\text{Carga Vertical: } P = 6280 \text{ Kg.}$$

$$\text{Peso Propio: } 2400 \times 30 \times 40 \times 2.20 = 630 \text{ "}$$

$$N = 6910 \text{ Kg.}$$

Estructuralmente se está en el caso de una columna sometida a flexión compuesta, en que la excentricidad es menor que el lado, según el cual ocurre la flexión. El método de diseño consiste en dimensionar la columna para una carga de valor:

$$Q = N (1 + C D \frac{e}{t})$$

$$\text{excentricidad} = \frac{740}{6910} = 10.7 \text{ cm.} \quad e/t = 10.7/30 = 0.356$$

(menor que 1.)

Suponiendo un porcentaje de acero de: $p = 0.005$

$$C = \frac{0.8 (0.225 f'_c + f_{sp})}{0.45 f'_c (1 + (n-1)p)} = \frac{0.8 (31.5 + 5.65)}{63 (1 + 0.07)} = 0.44$$

$$(f'_c = 140 ; f_s = 1130 ; n = 15)$$

$$R^2 = \frac{t^2 + 12(n-1) p \cdot a^2}{12 (1 + (n-1)p)} = \frac{900 + 12 \times 0.07 \times 100}{12 (1 + 0.07)} = 76.8$$

$$(t = 30 ; a = t/2 - \text{rec.} = 15 - 5 = 10 \text{ cm.})$$

$$D = \frac{t^2}{2R^2} = \frac{900}{2 \times 76.8} = 5.86$$

Con estos valores ya se puede determinar el valor de la carga equivalente a la excentrica para la cual hay que diseñar la columna.

$$Q = N (1 + C \cdot D \cdot e/t)$$

$$Q = 7170 (1 + 0.44 \times 5.86 \times 0.356) = 7170 \times 1.92 = 13,750 \text{ Kg.}$$

La sección adoptada $A_g = 30 \times 40 = 1200 \text{ cm}^2$, resulta ser bastante grande para la carga Q . Se va a determinar la Sección Estructural que corresponde a esta carga utilizando el mínimo de acero que indican las especificaciones (0.01).

$$A_{est.} = \frac{Q}{0.8 (0.225 f'_c + f_{sp})} = \frac{13,760}{0.8 (31.5 + 11.3)} = 400 \text{ cm}^2.$$

Resulta: $A_{(est.)}$ Menor que $1/2 \cdot Ag$.

En este caso, según el Reglamento se adopta para el acero necesario, el 0.001 de $1/2 \cdot Ag$; o sea $A_s = 0.01 \times 1/2 \times 1200 = 6 \text{ cm}^2$.

Luego el porcentaje de acero que se está utilizando es:

$$P = \frac{6}{1200} = 0.005 \quad \left\{ \begin{array}{l} \text{igual al supuesto en las operaciones para} \\ \text{hallar el equivalente a la carga excéntrica} \end{array} \right\}$$

Como se observa, la sección escogida resulta algo gran de para la carga actuante, pero no se puede reducirla ni tampoco disminuir el acero, pues ambos están próximos a los límites inferiores que fijan las especificaciones del reglamento para construcción de columnas.

Las otras dos columnas tienen efectos menores que la que se ha analizado, luego es suficiente construirlas idénticas a la primera.

Estas columnas serán entonces del tipo con Barras Longitudinales y Estribos Transversales:

Barras Longitudinales: 4 \varnothing 5/8"

Estribos: \varnothing 1/4" a 25 cm.

El espaciamiento de los estribos es el menor de estos valores:

$$16 \times \varnothing 5/8" = 25 \text{ cm.}$$

$$48 \times \varnothing 1/4" = 30 \text{ cm.}$$

$$\text{Lado menor} = 30 \text{ cm.}$$

La adherencia en las barras longitudinales y el esfuerzo unitario de corte debidos al Esfuerzo Cortante, quedan ampliamente satisfechos, pues éste no es considerable ya que

solamente es ocasionado por el empuje del agua en avenidas y cuyo valor máximo se sabe que ocurre en la primera columna con $H = 642 \text{ Kg.}$

Cimentación de las columnas.- Es, como puede verse en los planos, siendo sus dimensiones: Sección = $45 \times 40 \text{ cm}^2$.; Profundidad = 2.00 mt.

La carga transmitida al terreno valdrá:

Carga de la columna: N 7170 Kg.
peso de Cimentación: $2400 \times 2.0 \times .45 \times .40 = 870 \text{ "}$
8040 Kg.

Presión sobre el terreno: $pr = \frac{8040}{45 \times 40} = 4.5 \text{ Kg/cm}^2$.

Viga inferior de las compuertas

Va situada entre las compuertas de estiaje y admisión. Su sección es de $25 \times 25 \text{ cm}^2$.; y para soportar cualquier posible impacto de piedras, es suficiente armarla con el acero mínimo indicado por las especificaciones.

METRADOS Y MATERIALES

Excavación en lecho de río (para muros, solados, etc.) ...	1,000 M3
Concreto ciclópeo 1:3:5 con 40% de pedrones	600 M3
Concreto 1:2:4. para pantallas, lozas, vigas y column.....	20 M3
Fierro en varillas de $\phi 1/4"$, $3/8"$, $1/2"$, $5/8"$,	1,100 Kg.
Revestimiento de piedra canteada en la entrada	40 M2
Compuertas de $2.80 \times 1.60 \text{ m.}$ con sus mecanismos	3
" " 2.80×1.00 " " "	3
Compuertas de $1.00 \times 0.40 \text{ m.}$ " " "	1
Tubos de $1-1/2"$ para barandas	40 m.

CANAL DE DERIVACION

(Ver los grupos de planos Nos. 4, No. 5 y No.6)

Sección "Tipo 1".- El canal empieza con esta sección, que ha sido diseñada con el objeto de que, por ella, se arrastre todas las piedras y material sólido grande que entre por la bocatoma y continúen hasta el desempedrador, en donde, por el orificio de éste, debe escapar 1 M3 de agua, arrastrando consigo todo el material mencionado.

Este tipo de canal será para el tramo de 250 mts. comprendido entre la bocatoma y el desempedrador.

Sus características son:

$Q = 6.5 \text{ m}^3/\text{seg.}$	$b = 1.38 \text{ m.}$	$n = 0.0016$
$v = 3.00 \text{ m/seg.}$	$P = 3.90 \text{ m.}$	$t = 1/2:1$
$A = 2.16 \text{ m}^2$	$R = 0.56$	$f = 0.35 \text{ m.}$
$d = 1.12 \text{ m.}$	$S = 0.005$	$T = 2.50 \text{ m.}$

Sección "Tipo 2".- El canal continúa con esta sección en una longitud de 1347 mt., hasta el desarenador, debiendo tener una capacidad de 5.5 m3, teniendo en cuenta el agua que se pierde en esta estructura.

Las características hidráulicas de este tramo son:

$Q = 5.5 \text{ m}^3/\text{seg.}$	$b = 1.74 \text{ m.}$	$n = 0.0155$
$v = 1.61 \text{ m/seg.}$	$P = 4.90 \text{ m.}$	$t = 1/2:1$
$A = 3.42 \text{ m}^2.$	$R = 0.70$	$f = 0.25 \text{ m.}$
$d = 1.40 \text{ m.}$	$S = 0.001$	$T = 3.14 \text{ m.}$

Sección "Tipo 3".- Tiene capacidad para 5 m3. y los lados del canal tienen un talud de 1/2:1. El canal lleva esta sección hasta el Km.2 y luego se usará en tramos donde los terrenos como conglomerado o aluviones no permitan taludes mayores.

Sus características son:

$$\begin{array}{lll} Q = 5.0 \text{ m}^3/\text{seg.} & b = 1.67 \text{ m.} & n = 0.0155 \\ v = 1.58 \text{ m/seg.} & P = 4.70 \text{ m.} & t = 1/2:1 \\ A = 3.16 \text{ m}^2 & R = 0.67 & f = 0.20 \text{ m.} \\ d = 1.35 \text{ m} & S = 0.001 & T = 3.01 \text{ m.} \end{array}$$

Sección "Tipo 4".- Gran parte del Canal de Derivación va con este tipo de sección, cuyas características hidráulicas son:

$$\begin{array}{lll} Q = 5.0 \text{ m}^3/\text{seg.} & b = 2.08 \text{ m.} & n = 0.0155 \\ v = 1.55 \text{ m/seg.} & P = 4.80 \text{ m.} & t = 1/4:1 \\ A = 3.22 \text{ m}^2. & R = 0.67 & f = 0.20 \text{ m.} \\ d = 1.34 \text{ m.} & S = 0.001 & T = 2.75 \text{ m.} \end{array}$$

Estas secciones han sido calculadas con el criterio de obtener la menor superficie de revestido, es decir, para el mejor radio medio hidráulico. Las operaciones efectuadas han sido las siguientes:

Datos para cada sección:

Q : Gasto del canal

S : Pendiente adoptada

t : Talud de los lados del canal

n : Coeficiente de rugosidad de Kutter

B : Coeficiente que depende de las características geométricas del canal. (Deducido por L.Mercado)

Para el presente caso, en que se desea tener la menor área de revestido, el valor de B es el siguiente:

$$B = \sqrt{\frac{1}{\sqrt{8(1+t^2)^{1/2} - 4t}}}$$

Incógnitas a determinarse:

$$\text{Velocidad : } v = B \sqrt[3]{\frac{Q^{1/2} (S^{1/2})}{n}} \quad (\text{Fórmula Mercado})$$

Area mojada	·	$A = \frac{Q}{v}$	
Radio hidráulico:		$R^{2/3} = \frac{v \cdot n}{S^{1/2}}$	(Fórmula de Manning)
Tirante de agua	·	$d = 2 R$	(Por haberse escogido el mejor radio hidráulico)
Base del canal	:	$b = \frac{A}{d} - t.d$	
Perímetro mojado:		$P = \frac{A}{R}$	

Para la construcción ya se ha dicho que primeramente se excavará el prisma triangular, dejando libre la plataforma resultante de 3 mts., para el tránsito de carros. Luego que hayan sido terminados los túneles, y demás obras que necesitan de la plataforma como vía de acceso, se procederá a la excavación de la caja del canal y a su revestimiento.

El material a moverse es, por lo general, formado por roca fisurada y descompuesta, encontrándose también zonas de roca dura, tierra, material de aluvión, etc., pero en menor escala.

Será necesario construir algunos muros en lugares donde el derrame del material no pare por lo excesivo del talud del cerro; éste, así como otra serie de detalles, serán resueltos particularmente para cada caso durante la construcción, ya que cada uno de ellos exige, por sus condiciones, una solución propia.

Metrados

Longitud Total del Canal de Derivación: 21,020 m.

Excavaciones:

	Prisma triangular	: 124,300 M3	
	Prisma trapezoidal:	78,500 M3	
Vaciado de concreto:			
	Revestimientos:	12,000 M3	(120,000 M2)
	Muros	: 1,300 M3	
Rellenos compactados	:	6,000 M3	

DESEMPEDRADOR

Es una estructura sencilla situada sobre el canal de derivación a 250 m. de la toma y que tiene por objeto dar salida a las piedras u otro material grueso de fondo que hubiera ingresado por la toma. Su fondo está 50 cm. más bajo que la rasante del canal y va provisto de una compuerta de 0.80 X 0.45 mts., por la cual se puede evacuar hasta 1.5 metros cúbicos por segundo. (Véase Plano No. 8).

La expresión para la descarga por un orificio es:

$$Q = 2/3 \cdot L \cdot c \cdot 2g \left(Y_2^{3/2} - Y_1^{3/2} \right)$$

Para este caso:

$$L = 0.80$$

$$c = 0.81$$

$$Y_2 - 1.12 + 0.45 = 1.57; Y_2^{3/2} = 1.97$$

$$Y_1 - \quad \quad \quad = 1.12; Y_1^{3/2} = 1.19$$

Luego:

$$Q = 2/3 \times 0.8 \times 0.81 \times 4.44 (1.97 - 1.19) = 1.5 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\text{Velocidad de salida: } v = \frac{1.5}{0.8 \times 0.45} = 4.2 \text{ m/seg.}$$

Normalmente por el desempedrador, se evacuará solamente 1 m³/seg.

El orificio del desempedrador, estará unido al río por un canal de evacuación con capacidad para 1.5 m³ y de las siguientes características:

$$Q = 1.5 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$v = 3.65 \text{ m/seg.}$$

$$A = 0.41 \text{ m}^2$$

$$d = 0.49 \text{ m.}$$

$$b = 0.60 \text{ m.}$$

$$P = 1.70 \text{ m.}$$

$$R = 0.25$$

$$S = 0.03$$

$$n = 0.018$$

$$t = 1/2:1$$

$$f = 0.25$$

Cota a la salida del desempedrador: 793.00

Cota en la llegada al río: 790.00

Cota del fondo del río : 788.00

Longitud del canal: 100 metros

D E S A R E N A D O R

Se ha adoptado el desarenador más sencillo del tipo standard, correspondiente a los de limpia continua con tazas de forma tronco piramidal, (véase Plano No. 8).

El número de tazas determinado es de dos; además, posee este desarenador sus correspondientes hileras de rom-pientes de hierro, transiciones de entrada y salida, compuertas de limpia de sedimentos, cálda para recuperar la veloci-dad aguas abajo, muros de transición, y su canal de limpia.

Para el diseño se ha efectuado las siguientes con-sideraciones:

Las velocidades que se aceptan en irrigación para desarenadores, son generalmente de 0.20 a 0.50 m./seg. Para este caso se ha adoptado el valor de:

$$v' = 0.30 \text{ m./seg.}, \text{ por tratarse de arena gruesa.}$$

El caudal que pasa por el desarenador es de 5 m³/seg.

La altura de agua medida el fondo de las tazas (véase los planos), será del orden de los 3.90 m., y la misma altura de agua medida a la cúspide central de 1.70 m. Puede considerarse que el tirante promedio con el cual pasará la corriente de agua, es aproximadamente el promedio de las profundidades máxima y mínima:

$$d' = 1/2 \times (3.90 + 1.70) = 2.80 \text{ m.}$$

El área mojada promedio será entonces:

$$A = \frac{Q}{v'} = \frac{5.00}{0.30} = 16.67 \text{ m}^2$$

La sección de la corriente es en parte rectangular y trapecial; sin mucho error se le puede considerar para el cálculo como rectangular, de dimensiones: b' d'.

Donde:

$$b' = \frac{A}{d'} = \frac{16.67}{2.80} = 6.00 \text{ m.}$$

Esta dimensión puede adoptarse para el ancho de las tazas en la parte superior.

Tabla de Valores hidráulicos de sedimentación.

Para partículas en aguas tranquilas a 10°C; v' de 0.20 a 0.50 m./seg.

Diámetro de las partículas en milímetros	Velocidad de sedimentación en m.m./seg.
1.00	100
0.80	83
0.60	63
0.50	53
0.40	42
0.30	34
0.20	21
0.15	15
0.10	8

Para el presente caso, en que hay que sedimentar a rena gruesa de diámetro comprendido entre 1 mm. y 0.5 mm., la velocidad de sedimentación a considerarse será de 53 mm./seg.

El valor hidráulico de sedimentación de las partículas es v'', y el valor de traslación es de v'; luego puede establecerse la siguiente relación:

$$\frac{v''}{v'} = \frac{d}{L} \quad \text{De donde :} \quad L = d \frac{v'}{v''}$$

Esta es una relación teórica en aguas tranquilas a 10°C.

En la práctica se toma un coeficiente de seguridad

para hallar la longitud de sedimentación, teniéndose la expresión:

$$L = K.d. v' / v''$$

El coeficiente K varía según la velocidad v' de traslación, teniéndose la siguiente tabla:

v'	Coef. K.
0.20 m/seg.	1.25
0.30	1.50
0.40	1.75
0.50	2.00

El valor de d que se adopta es generalmente el tirante del canal de entrada, aunque conviene tomar un valor mayor y para este caso se ha considerado el tirante del agua es la cúspide central del desarenador o sea $d' = 1.70$ m.

Se tiene:

$$L = 1.5 \times 1.70 \times \frac{300}{53} = 14.40 \text{ m.}$$

Se adopta: L = 12.00 m. a fin de tener 2 tazas de 6.00 x 6.00 mts.

Las tazas llevarán cada una en el fondo un orificio de 0.40 x 0.40 mts. con su respectiva compuerta, capaces de descargar cada uno 1 m³/seg., estando completamente abiertos.

Metrados

Excavación, incluyendo transiciones y canal de desagüe:	700 m ³
Concreto ciclópeo 1:3:5 con 40% de pedrones	: 250 m ³
Concreto 1:3:5 para canal de desagüe	: 70 m ³
Angulares de fierro de 1-1/4" x 1-1/4" x 1/16"	: 130 m.
Vigas en "C" de fierro de 8" x 1-1/4" x 1/8"	: 30 m.
Compuertas de 0.40 x 0.40 con sus mecanismos	: 2

Para más detalles véase el Plano No. 8.

S I F O N E S

Estas estructuras han sido adoptadas para el paso de algunas quebradas que por lo escarpado de sus taludes así lo obligan. Su fabricación se hará de concreto armado, utilizándose arena mediana y de preferencia pedregullo de 10 a 25 mm. La mezcla será de la proporción 1:1:2, a fin de obtener gran impermeabilidad. El empaste se hará con poca agua.

Los moldes para armar las tuberías son generalmente de hierro o de madera. La construcción puede hacerse en taller, o también directamente en el sitio si las condiciones así lo requiriesen.

Las tuberías se colocarán asentadas en zanjas cavadas en el terreno y sobre camas de concreto pobre, de arena o tierra; habiéndose previamente apisonado y emparejado perfectamente el terreno de asiento y acomodado bien a fin de evitar dislocaciones en el conducto. Luego serán cubiertas con material corriente para protegerlas de los excesivos cambios de temperatura.

Las transiciones del canal a los tubos y viceversa, con simples cajas, como se ve en los planos, y cuyo objeto es regularizar la corriente. Las cajas de entrada irán dotadas de compuertas de madera para cortar el ingreso del agua a los tubos en determinadas circunstancias; debiendo hacerse aguas arriba en el canal y en lugar apropiado, un simple rebosadero, a fin de que el agua no se precipite por la zona de los tubos en caso de detención.

En la parte inferior de cada sifón irán una llave para vaciar el agua en caso de limpia, reparación u otro motivo.

Diseño.- (Ver Plano No. 9) Los sifones serán para el paso de $6 \text{ m}^3/\text{seg.}$ por dos tuberías en lugar de una, pues no variando mayormente el costo, las ventajas son evidentes. Se escoge una velocidad de corriente de 3 m/seg. , suficiente para evitar sedimentos en la parte baja. No conviene en este caso usar velocidades mayores con la idea de disminuir la sección de los tubos, pues las pérdidas de carga aumentan considerablemente, originando descenso en la rasante del trazo, lo cual repercute en alargamiento de los túneles, encareciendo la obra.

$$\text{Caudal de cada tubo: } Q = 6/2 = 3 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$\text{Sección: } A = Q/v = 3/3 = 1.00 \text{ m}^2$$

$$\text{De donde: diámetro interior } \underline{d = 1.13 \text{ m.}}$$

$$\text{Pendiente hidráulica: } S^{1/2} = \frac{n \cdot v}{R^{2/3}} \quad (\text{Fórmula de Manning})$$

$$n = 0.015; v = 3.00; R = d/4 = 0.2825; R^{2/3} = 0.43$$

$$\text{Luego: } S^{1/2} = \frac{0.015 \times 3}{0.43} = 0.105; \quad \underline{S = 0.011}$$

Pérdidas de carga en los sifones.- Hay que considerar las siguientes pérdidas de carga en la gradiente hidráulica:

$$\text{Pérdida por fricción: } H_f = S \cdot L$$

$$S = \text{Pendiente hidráulica} = 0.011$$

$$L = \text{Longitud de los tubos.}$$

$$\text{Pérdida a la entrada: } 0.1 h_v$$

$$\text{Pérdida a la salida: } 0.2 h_v$$

$$- 0.3 h_v$$

$$h_v = \frac{v_2^2}{2g} - \frac{v_1^2}{2g}$$

v_2 = velocidad en el tubo = 3 m/seg.

v_1 = velocidad en el canal con 6 m³/seg. = 1.63 m/seg.

$$\text{Pérdida por codos: } H_c = 0.25 \frac{v_2^2}{2g} \times \text{Suma de } \left(\frac{a}{90} \right)^{1/2}$$

{ Handbook of Applied Hidraulics }
by Calvin Davis.

a = ángulo de cada codo en grados

Sifón No. 1.- L = 51 m.; Tres codos con: 65°, 30° y 25°.

Fricción.- $H_f = 0.011 \times 51 = 0.561$ m.

Transiciones

$$\frac{v_2^2}{2g} = \frac{3.00^2}{19.6} = 0.459 \text{ m.}$$

$$\frac{v_1^2}{2g} = \frac{1.63^2}{19.6} = 0.135 \text{ m.}$$
$$h_v = 0.324 \text{ m.}$$

$$H_t = 0.3 \times 0.324 = 0.101 \text{ m.}$$

Codos

$$\left(\frac{65}{90} \right)^{1/2} = 0.85$$

$$\left(\frac{30}{90} \right)^{1/2} = 0.58$$

$$\left(\frac{25}{90} \right)^{1/2} = 0.53$$

Suma = 1.96

$$H_c = 0.25 \times 0.459 \times 1.96 = 0.225 \text{ m.}$$

Total: 0.561 + 0.101 + 0.225; Sifón No. 1: H = 0.887 m.

Sifón No. 2.- L = 58 m. ; Dos codos con: 55° y 45°

Fricción

$$H_f = 0.011 \times 58 = 0.638 \text{ m.}$$

Transiciones

$$H_t = 0.101 \text{ m.}$$

Codos

$$\left(\frac{55}{90}\right)^{1/2} = 0.78$$

$$\left(\frac{45}{90}\right)^{1/2} = 0.71$$
$$\text{Suma} = 1.49$$

$$H_c = 0.25 \times 0.459 \times 1.49 = 0.171 \text{ m.}$$

Total: .638 + .101 + .171; Sifón No. 2: H = 0.910 m.

Sifón No. 3. L = 61 m. ; Dos codos con: 55° y 70°

Fricción

$$H_f = 0.011 \times 61 = 0.671 \text{ m.}$$

Transiciones

$$H_t = 0.101 \text{ m.}$$

Codos

$$\left(\frac{55}{90}\right)^{1/2} = 0.78$$

$$\left(\frac{70}{90}\right)^{1/2} = 0.88$$
$$\text{Suma} = 1.66$$

$$H_c = 0.25 \times 0.459 \times 1.66 = 0.190 \text{ m.}$$

Total: .671 + .101 + .190 ; Sifón No. 3: H = 0.962 m.

Sifón No. 4 L = 73 m. ; Tres codos: 55°, 30° y 10°

Fricción

$$H_f = 0.011 \times 73 = 0.803 \text{ m.}$$

Transiciones

$$H_t = 0.101 \text{ m.}$$

Codos

$$\left(\frac{55}{90}\right)^{1/2} = 0.78$$

$$\left(\frac{30}{90}\right)^{1/2} = 0.58$$

$$\left(\frac{10}{90}\right)^{1/2} = 0.11$$

$$E = 1.47 \quad H_c = 0.25 \times 0.459 \times 1.47 = 0.168$$

Total: .803 † .101 † .168; Sifón No. 4: H = 1.072 m.

Acero de refuerzo

Para diámetros inferiores a 1.20 m., no es necesario considerar los efectos que sobre el tubo producen el peso propio de éste, el peso del líquido contenido, el peso de la tierra que cubre el conducto más la sobre carga si la hubiera; (Simón Goldenhörn, en "Calculista de Estructuras de Hormigón Armado") y este suficiente diseñar el tubo para la mayor carga hidrostática, colocando el acero resultante por la mitad de las paredes.

En el caso de los sifones del proyecto, la carga H es de 20 m., lo cual origina una presión hidrostática de 2 Kg/cm².

La fuerza interior que actúa sobre cada sección

longitudinal de la tubería tratando de abrirla es:

$$T = P \cdot d \times L$$

O sea: $T = 1/2 \times 2 \times 113 \times 100 = 11,300 \text{ Kg. (por metro lineal)}$

El área de acero necesaria será:

$$A_s = T/f_s$$

Para el caso de tracción:

$$f_s = \frac{1 + (n-1)p}{n} \times f_c^t$$

Para mezcla 1:1:2

$$n = 10 ; f_c^t = 210$$

Considerando: $f_c^t = 0.1 f_c^t$; $p = 0.02$; se obtiene, $f_s = 1240$

En sifones, la presión hace más posible la filtración del agua hasta los fierros, por tanto la carga de trabajo para el fierro debe reducirse y nunca tomarse mayor a 1000 Kg/cm^2 .

Los americanos y mejicanos han deducido valores de f_s en función de la carga de agua y que son:

Carga en mts.	<u>Kg. por cm²</u>
0 - 6	1000
6 - 12	900
12 - 18	850
18 - 24	800
24 - 30	700
30 - 36	650
Más de 36	600

Luego, para el presente caso se tiene:

$$A_s = \frac{11300}{800} = 14.2 \text{ cm}^2$$

Para los tramos superiores con carga inferior a los 10 m., se necesitará la mitad de este acero, o sea: $A_s = 7.1 \text{ cm}^2$

Espesor de los tubos

La sección teórica por metro es:

$$A_g = \left(1 - \frac{n-1}{f_s} \right) \cdot T = 412 \text{ cm} \cdot e = \frac{412}{100} = 4.1 \text{ cm (muy poco)}$$

Goldenhörn da para diámetros mayores que 1.00 m.:

$$e = 5.5 (d \mp 0.7) \text{ cm.} \quad (d \text{ en metros})$$

agregándose 1 cm. por cada atmósfera de presión después de la 1a.

$$\text{Entonces } e = 5.5 (1.13 \mp 0.7) = 10 \text{ cm. } \mp 1 = 11 \text{ cm.}$$

Los mejicanos dan para cargas comprendidas entre 12 y 24 m:

$$e = d/12 \mp 2.5 \quad \text{Debiendo tomarse como espesor mínimo 15 cm.}$$

$$\frac{113}{12} \mp 2.5 = 12 \text{ cm.}$$

Luego se adopta: $e = 15 \text{ cm.}$

Armadura

En el tramo inferior: presión de 10 a 20 m.

$$\text{Usando } \phi 5/8": \quad S = \frac{1.98}{14.2} = 14 \text{ cm.}$$

Anillos $\phi 5/8"$ a 14 cm.

Tramo superior: presión de 0 a 10 m.

$$\text{Usando } \phi 1/2": S = \frac{1.27}{7.1} = 17 \text{ cm.}$$

Anillos $\phi 1/2"$ a 17 cm.

Es necesario colocar varillas longitudinales de temperatura. Los coeficientes empíricos consideran para el área de acero 0.25% de la sección de concreto en tuberías cubiertas de tierra, como mínimo en 1 m. de profundidad; y cuando el tubo está al aire libre, el fierro es 0.50% del concreto.

Para los sifones del caso y por seguridad se tomará el mayor de estos valores.

El área de concreto es:

$$\text{Círculo con } d' = 1.13 + 2e \text{ menos Círculo con } d = 1.13$$

$$A_g = 6000 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0.50\% \times 6000 = 30 \text{ cm}^2.$$

Usando varillas de $\phi 1/2"$:

$$A_s \text{ (temp)} = 24 \phi 1/2" \text{ a } 17 \text{ cm.}$$

Resumen:

Tuberías de diámetro exterior: $d' = 1.43 \text{ m.}$

Diámetro interior: $d = 1.13$

Espesor de los tubos: $e = 15 \text{ cm.}$

Armadura:

Presión mayor a 10 m.

Anillos: $\phi 5/8"$ a 14 cm.

Barras: 24 $\phi 1/2"$ a 17 cm.

Presión menor de 10 m.

Anillos: $\phi 1/2"$ a 17 cm.

Barras: 24 $\phi 1/2"$ a 17 cm.

Esta cantidad de fierro da los siguientes porcentajes:

Sección inferior: 1.45% en volumen, o sea 113 Kg/m³ o sea: 68 Kg/m.l.

Sección superior: 0.98% en volumen, o sea 77 Kg/m³ o sea: 46 Kg/m.l.

Anclaje de los tubos.- Con el objeto de fijar los tubos al terreno en forma definitiva a fin de eliminar el peligro de algún corrimiento posterior, que ocasionaría dislocaduras, se construirá unos anclajes que, a manera de uñas, impedirán cualquier resbalamiento de los tubos.

Estos anclajes, como puede verse en los planos, tienen la forma de una corona circular de 120° de arco, sujeta a los tubos por medio de un anillo de concreto con 3 fierros de ϕ 5/8", que abrazan totalmente al tubo junto a un ensamble. Estos anclajes serán construídos directamente en obra en los sitios necesarios, y las coronas (uñas de apoyo) quedarán incrustadas en masas de concreto pobre a fin de que por intermedio de éstas el contacto con el terreno sea completo.

En tramos de inclinación inferior a 30°, será suficiente el rozamiento entre el terreno y el tubo, pero para ángulos mayores será más seguro agregar las uñas mencionadas u otra clase de instalación de iguales fines.

Para el diseño de estos anclajes, se considera una inclinación de 65° que resulta ser de las mayores, según el perfil de los sifones, y tramos de 10 m. de tubo para cada anclaje.

El peso de 10 m. de tubo siendo su sección 0.6 m² es:

$$W = 0.6 \times 10 \times 2400 = 14,400 \text{ Kg.}$$

La fuerza que trata de resbalar al tubo es: $W \cdot \text{sen } 65^\circ = 0.91 W$.

La fuerza de rozamiento que se opone: $W \cdot \cos 65^\circ \cdot r = 0.21 W$.

Coef. de rozamiento: $r = 0.5$

La uña deberá soportar la diferencia de estas fuerzas: $(0.91 - 0.21) W$.

$$0.70 \times 14,400 = 10,080 \text{ Kg.}$$

La uña que es de forma de corona circular de 120° con 30 cm. de altura, presenta la siguiente superficie:

$$1/3 (\text{Corona de diam.: } D = 1.43 + 30 + 30; d = 1.43) = 0.54 \text{ m}^2.$$

La presión transmitida al terreno valdrá:

$$p = \frac{10100}{5400} = 1.9 \text{ Kg/cm}^2.$$

El momento máximo a producirse en la unión de la uña al tubo será:

$$M = 10,100 \times 0.30 = 3030 \text{ Kg-mt.}$$

El espesor de la uña para que el concreto soporte este momento es:

$$e = \left(\frac{6 \cdot M}{b \cdot s} \right)^{1/2}$$

Donde:

$$b = 1/3 \times 3.14 \times d = 1/3 \times 3.14 \times 1.43 = 1.50 \text{ mt.}$$

$$s = \text{Carga de trabajo del concreto a tracción} = 0.03 f'_c = 4.2 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$e^2 = \frac{6 \times 303000}{150 \times 4.2} = 2880 ; e = 53.5 \text{ cm.}$$

Se adoptará para la corona: $e = 50 \text{ cm.}$

El esfuerzo cortante máximo unitario a presentarse en la zona de unión es:

$$t = \frac{3}{2} \times \frac{V}{b \cdot h} = \frac{3}{2} \times \frac{10100}{150 \times 50} = 2 \text{ Kg/cm}^2. \text{ (menor a } 0.08 f'_c \text{)}$$

La uña de anclaje será, entonces, una corona circular de 120°, de 30 cm. de alto por 50 cm. de espesor; sujeta al tubo por un anillo armado en la forma ya indicada.

(Véase Plano No. 9)

Metrados y materiales para los sifones

Longitud total de los tubos.....	486 mts.
Concreto 1:1:2 para tubos	300 m ³ .
Fierro en varillas de ϕ 1/2 y ϕ 5/8:	
Tramos superiores: 46 Kg/m. 1 X 160 m.	7,400 Kg.
Tramos inferiores: 68 Kg/m. 1 x 326 m.	22,200 Kg.
8 Cajas de entrada y salida de concreto	
1:3:5 con 40% de piedra	360 m ³
Válvulas para vaciar los sifones	8
Madera para las compuertas	600 pies ²
Rejillas de 1.70 X 2.20 para las bocas de entrada	8
Concreto pobre 1:4:8 para los nidos de los tubos	170 m ³
Tierra o arena limpias " " " " " "	60 m ³
Excavación de las zanjas en roca	500 m ³
Excavación de las zanjas en conglomerado.....	300 m ³

ALCANTARILLAS

En el desarrollo del trazo existen una serie de quebradas menores en las cuales, según su tamaño, se construirán alcantarillas o se adoptará otras soluciones particulares a cada caso.

En la quebrada de Chantay, por ejemplo, y que es la mayor, el canal pasará en forma de conducto cubierto debajo



del nivel de la quebrada. En otros casos se construirá alcantarillas lo más sencillas posibles, o simplemente se hará un relleno dejando siempre un tubo o cualquier clase de abertura, para dejar libre paso al torrente que la quebrada pueda descargar.

Para quebradas un poco mayores, se muestra en los planos un tipo de alcantarilla como modelo (Plano No. 10); estas estructuras serán de concreto ciclópeo 1:3:5 con 40% de pedrones, de 2 m. de luz, de arco rebajado. Son aproximadamente en número de seis, teniendo en promedio cada una un volumen de 70 m³.

T U N E L E S

En El trazo escogido para el canal de derivación, se presenta la necesidad debido a la topografía del terreno, de construir cinco túneles para salvar en forma más económica, accidentes del terreno que pueden apreciarse en los planos del Canal de Derivación.

Los longitudes de estos túneles en el orden que se presentan son: 110 m., 175 m., ^{280 m.,} 360 m., 920 m, Se ve pues, que exceptuando el último, que es de longitud regular, los de más pueden catalogarse como túneles cortos, no presentando, por tanto, para su construcción, mayores problemas técnicos.

Se ha adoptado la sección en forma de herraje, porque estadísticas y estudios llevados en los EE.UU., han dado por resultados que un túnel en forma de herradura, es más económico que otro de iguales dimensiones en sección rectangular. Esto es debido seguramente a que todo túnel, durante la excavación, tiende a doptar una forma parecida al herraje.

En el presente proyecto se ha escogido para los túneles, dos secciones tipo, que son de igual forma pero de diferentes dimensiones. La primera, Sección "Tipo 5", es de diámetro de excavación de 2.00 m., permitiendo solo el movimiento de carros decauville; el revestimiento es de 0.15 m., debiendo quedar para el paso del agua un diámetro interior de 1.70m. La segunda, Sección "Tipo 6" es bastante mayor, su diámetro de excavación es de 2.90 m., revestimiento de 0.20., diámetro interior 2.50 m.; esta sección permite, antes del revestimiento, el paso de vehículos motorizados a lo largo del túnel, y ha sido diseñada con este objeto (véase plano No. 6).

Los revestimientos en túneles se consideran generalmente, del orden de: una pulgada por pie de diámetro interior.

Para la determinación de la sección a adoptarse en cada túnel, se hizo la comparación de costos, entre la construcción de la sección "T:6", más costosa por supuesto, contra la sección "T:5" agregada en el costo del camino carretero de unión entre bocas, para el paso de los carros de transporte.

Según este estudio se determinó para cada túnel, la sección a adoptarse:

Túnel No. 1	:	Sección	"Tipo 5"
Túnel No. 2	:	"	"Tipo 5"
Túnel No. 3	:	"	"Tipo 6"
Túnel No. 4	:	"	"Tipo 6"
Túnel No. 5	:	"	"Tipo 5"

Diseño de los túneles.- Sección "Tipo 5"

Diámetro de excavación : $D' = 2.00$ m.

Espesor de revestimiento : $r = 0.15$ m.

Capacidad : $Q = 6$ m³/seg.

Diámetro Interior : $D = 1.70$ m.

Después de algunos tanteos preliminares, se escoge como relación del tirante de agua al diámetro, la siguiente:

$$d/D = 0.88$$

De donde el tirante de agua: $d = 0.88 \times 1.70 = 1.50$ m.

Area mojada: $A = c D^2 = 0.78 \times 1.70^2 = 2.25$ m²

Radio hidráulico: $R = c'D = 0.31 \times 1.70 = 0.53$ m.

c y c' , son coeficientes que están en las tablas en función de d/D . Cuando se quiera hallar el área de toda la sección del túnel, o su perímetro completo, se considera que: $d = D$; entonces resulta que: $d/D = 1$. De donde en las tablas se obtiene para los coeficientes: $c = 0.86$ y $c' = 0.26$.

Volviendo a lo anterior se tiene:

$$v = \frac{Q}{A} = \frac{6.00}{2.25} = 2.67 \text{ m/seg.}$$

De la fórmula de Manning:

$$v = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n}$$

Donde: $v = 2.67$

$R = 0.53$

$n = 0.0145$

Se determina: $S = 0.004$

Las características hidráulicas de esta sección son entonces:

Forma de herraje: $D = 1.70 \text{ m.}$

$Q = 6.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$ $R = 0.53 \text{ m.}$

$v = 2.67 \text{ m/seg.}$ $S = 0.004$

$A = 2.25 \text{ m}^2$ $n = 0.0145$

$d = 1.50 \text{ m.}$ $d/D = 0.88$

$$P = \frac{2.25}{0.53} = 4.25 \text{ m.}$$

Sección de excavación: $0.86 \times 2.00^2 = 3.40 \text{ m}^2$

Sección Interna : $0.86 \times 1.70^2 = 2.50 \text{ m}^2$

Corona de revestimiento de $0.15 = 0.90 \text{ m}^2$

Diámetro de Excavación = 2.00 m.

Sección de excavación = 3.40 m^2

Revestimiento de $0.15 \text{ m} = 0.90 \text{ m}^3/\text{m.1.}$

Superficie Int.revestida: $\frac{A}{c} = \frac{c}{c'} \frac{D^2}{D} = \frac{0.86}{0.26} D = 3.3 \times 1.70 = 5.6 \text{ m}^2/\text{m.1.}$

Sección "Tipo 6"

Diámetro de excavación $D' = 2.90 \text{ m.}$

Revestimiento $r = 0.20$

Capacidad $Q = 6 \text{ m}^3/\text{seg.}$

Diámetro Interior $D = 2.50 \text{ m.}$

Relación $d/D = 0.61$. Entonces: $d = 0.61 \times 2.50 = 1.53 \text{ m.}$

Area mojada $A = c \cdot D^2 = 0.55 \times 2.50^2 = 3.43 \text{ m}^2$

Radio hidráulico: $R = c' D = 0.29 \times 2.50 = 0.73 \text{ m.}$

$$v = \frac{6.00}{3.43} = 1.75 \text{ m/seg.}$$

De la fórmula de Manning en que:

$$v = 1.75 ; R = 0.73 ; n = 0.0145$$

$$\text{Se determina: } S = 0.001$$

Las características hidráulicas de esta sección son:

Forma de herraje: $D = 2.50 \text{ m.}$

$$Q = 6.00 \text{ m}^3 \qquad R = 0.73 \text{ m.}$$

$$v = 1.75 \text{ m/seg.} \qquad S = 0.001$$

$$A = 3.43 \text{ m}^2 \qquad n = 0.0145$$

$$d = 1.53 \text{ m.} \qquad d/D = 0.61$$

$$P = \frac{3.43}{0.73} = 4.70 \text{ m.}$$

$$\text{Sección de Excavacion: } 0.86 \times 2.90^2 = 7.20 \text{ m}^2$$

$$\text{Sección Interior } 0.86 \times 2.50^2 = 5.40 \text{ m}^2$$

$$\text{Corona de revestimiento de } 0.20 \text{ m.} = 1.80 \text{ m}^2$$

$$\text{Diámetro de excavación} = 2.90 \text{ m.}$$

$$\text{Sección de excavación} = 7.20 \text{ m}^2$$

$$\text{Revestimiento de } 0.20 = 1.80 \text{ m}^3/\text{ml.}$$

$$\text{Superficie Interior revestida} = 3.3 \times 2.50 = 8.3 \text{ m}^2/\text{ml.}$$

Transiciones.- Estudio de la rasante

Las transacciones van a tener 5 metros de longitud, serán para el paso de 6 m^3 de caudal, con el cual han sido diseñados los túneles.

Entre Canal "Tipo 4" y Túnel "Tipo 5"

El canal "4" llevando 6 m^3 , tiene la siguiente velocidad y tirante: Para $Q = 6 \text{ m}^3$; $v_1 = 1.63$; $d_1 = 1.50$

El túnel "5":

$$Q = 6 \text{ m}^3 ; v_2 = 2.67 ; d_2 = 1.50$$

$$h_{v2} = \frac{v_2^2}{2g} = \frac{2.67^2}{19.6} = 0.363 \text{ m.} \quad 0.1 \text{ cv} = 0.023$$
$$h_{v1} = \frac{v_1^2}{2g} = \frac{1.63^2}{19.6} = 0.135 \text{ m.} \quad 0.2 \text{ cv} = 0.046$$

cv: 0.228 m.

Paso de Canal a Túnel

$h_{v1} :$	0.135	0.005 (Fricción en la transición $L = 5 \text{ m.}$ $S = 0.001$)
$d_1 :$	1.500	0.023 Cambio de velocidad
	$C \quad h_{v2} :$	0.363
	$d_2 :$	<u>1.500</u>
	<u>1.635</u> † C	= 1.891

$$C = 1.891 - 1.635 = \uparrow 0.256 \quad \underline{\text{Caída de } 0.256 \text{ m.}}$$

Paso de Túnel a Canal

$h_{v2} :$	0.363	0.005 Fricción en la transición
$d_2 :$	1.500	0.046 Cambio de velocidad
	$C \quad h_{v1} :$	0.135
	$d_1 :$	<u>1.500</u>
	<u>1.863</u> † C	= 1.686

$$C = 1.686 - 1.863 = - 0.177 \quad \underline{\text{Recupera: } 0.177 \text{ m.}}$$

Transición entre Canal "Tipo 4" y Túnel "Tipo 6"

Canal: $Q = 6 \text{ m}^3 ; v_1 = 1.63 ; d_1 = 1.50$

Túnel: $Q = 6 \text{ m}^3 ; v_2 = 1.75 ; d_2 = 1.53$

$$h_{v2} = \frac{v_2^2}{2g} = \frac{1.75^2}{19.6} = 0.155 \text{ m.} \quad 0.1 \text{ cv} = 0.002$$
$$h_{v1} = \frac{v_1^2}{2g} = \frac{1.63^2}{19.6} = 0.135 \quad 0.2 \text{ cv} = 0.004$$

cv = 0.020

Paso de Canal		Túnel	
h_{v1}	0.135	0.005	Fricción en la transición
d_1	1.500	0.002	Cambio de velocidad
	C	h_{v2}	0.155
		d_2	1.530
	1.635	↑ C =	1.692

$$C = 1.692 - 1.635 = \uparrow 0.057 \quad \underline{\text{Caída: } 0.057 \text{ m.}}$$

Paso de Túnel a Canal			
h_{v2}	0.155	0.005	Fricción en la transición
d_2	1.530	0.004	Cambio de velocidad
	C	h_{v1}	0.135
		d_1	1.500
	1.685	↑ C =	1.644

$$C = 1.644 - 1.685 = - 0.041 \quad \underline{\text{Recupera: } 0.041 \text{ m.}}$$

Antes de aprobarse definitivamente el trazo de un túnel que satisfaga las necesidades de un proyecto, conviene conocer algo sobre la geología de la zona, para saber la influencia que pueda tener ésta en la facilidad, uniformidad y normalidad del trabajo. Es necesario pensar también en la seguridad de las bocas, fácil acceso a ellas, campo para deposición del desmonte y escombros, espacio suficiente y seguro para instalaciones y campamentos, etc.

Geología.- El segundo paso en el estudio de un túnel debe ser el estudio geológico, que puede consistir de acuerdo a la magnitud, importancia y costo del proyecto, en una simple inspección o en un profundo y detallado estudio. El estudio geológico es la base para opinar sobre el costo y tiempo de ejecución de un túnel, e interesa conocer el tipo de formación de la zona para deducir: si la misma clase de ro

ca que aparece en la superficie o en las bocas, será la que acompañe a lo largo de toda la ejecución, o habrán cambios fundamentales que puedan alterar la adaptabilidad del equipo a emplearse. En el mismo tipo de roca, pueden presentarse diferentes estados de alteración que es necesario conocer, debido a la humedad, influencias de contactos u otras formaciones, proximidad a fracturas y fallas antiguas, o cercanía a la superficie.

De la geología de la zona depende el método a seguir en la ejecución, el equipo apropiado, las contingencias que puedan esperarse, el método de sostenimiento, y, por último, la velocidad de progreso que se pueda alcanzar.

Acceso e Instalaciones.- La boca del túnel es durante todo el tiempo de construcción, el punto de la superficie más próximo al frente de trabajo, y es por tanto el centro de abastecimiento de personal y materiales, centro de coordinación y control, de donde parten las instalaciones, se hacen reparaciones del equipo en uso, en donde vive el personal, etc. Por eso sus edificaciones en instalaciones, deberían ser hechas desde el primer momento con un criterio definitivo y en forma tal que guarden relación con la importancia del proyecto y su tiempo de duración con la técnica de los métodos a adoptarse, con el grado de seguridad, comodidad, rapidez y perfección que se quiera dar al trabajo.

Operaciones.- La ejecución de un túnel comprende en resumen los siguientes trabajos elementales: Excavación, Carguío, Transporte, Deposición de escombros, Sostenimiento, Instalaciones y Servicios Auxiliares.

Excavación.- Generalmente se realiza con ayuda de explosivos, correspondiendo este tipo a la excavación ordinaria en túneles. La perforación puede hacerse con equipo o

a pulso, según la clase de trabajo, no cabiendo comparación entre ambos sistemas. pues las condiciones de su uso son distintas. El peso de dinamita a consumirse oscila entre 1.5 y 3.5 Kg/m³, de desmote, de acuerdo al tipo de roca.

Con frecuencia se presentan zonas donde hay que excavar directamente como son los casos de roca muy alterada o en sedimentarios blandos. Otras veces en que conviene evitar las vibraciones violentas de los disparos por razones de inestabilidad del terreno o proximidad a enmaderados, etc. Esta excavación directa se hace generalmente con patilladoras, picos neumáticos y barretillas.

Carguío.- Es la siguiente operación y en ella hay que considerar volumen y tamaño de los escombros. Desde el punto de vista del carguío mismo, conviene el mayor volumen posible de una sola vez o en cada disparo, para evitar todas las manipulaciones al comenzar el carguío y al terminar que son morosas; pero a veces hay factores que no permiten que este volumen por disparo sea máximo, por ejemplo la inestabilidad del terreno puede exigir disparos cortos.

El tamaño de los escombros debe tratarse ser regulado de acuerdo a los medios de carguío que se dispone, pues dicho tamaño determina el rendimiento de los cargadores. Para trabajar con lampa de mano se requiere, por ejemplo, un desmote menudo y homogéneo.

Trasporte y Extracción.- Es una fase dependiente del carguío, y deben calcularse juntas, preveyendo la ampliación de la eficiencia del trasporte, hasta satisfacer al carguío a la distancia máxima antes de la comunicación del túnel. El traslado de los escombros del frontón al vaciadero, debe proyectarse para que sea hecho a velocidad mayor que la del carguío, con la idea que por ningún motivo quede paralizado el

trabajo de los cargadores del frente, por falta de transporte.

Deposición de Escombros.- Respecto a este punto, hay que considerar previsión del espacio para colocar todo el volumen del material por extraer de las bocas.

Sostenimiento.- Cualquiera que sea el tipo de terreno por el cual deba atravesarse, es necesario preveer un método de sostenimiento que permita seguir el trabajo en forma regular y segura. El estudio geológico preliminar, permite preveer las necesidades de sostenimiento en zonas de terreno pasado por fracturas, fallas, zonas de terreno alterado, etc.

Operaciones Auxiliares.- Si bien no son operaciones directamente productivas, requieren hacerse con rapidez, pues ocupan tiempo en las operaciones del frontón. Ellas son: Instalaciones progresivas (que aumentan con la longitud ejecutada), colocación de línea de transporte, de aire, agua, desagüe, ventilación, luz, fuerza para disparos, atención topográfica, reparaciones, etc.

Métodos de ejecución.- Puede hacerse la excavación en toda el área (a sección llena), o de una parte con cargo a ampliar a la sección definitiva en una o varias operaciones sucesivas (túnel piloto y ampliación en una o varias etapas).

En el caso de ataque a "sección llena", cabe el sistema de frente y banco para comodidad del trabajo del personal de perforación, cuando no se dispone de jumbos que puedan atender desde el piso de tráfico, toda la superficie de ataque. Las ventajas de trabajar a "sección llena" serían: que se puede alcanzar la máxima velocidad porque en cada ciclo se hace un máximo progreso en volumen, y porque hay más campo en el frente para elementos mecanizados, más campo para instalaciones especiales; se tiene un solo sistema de excavación

carguío y trasporte; se tiene de primera intención los costos totales de la excavación y velocidad efectiva, de modo que al poco tiempo se puede saber con bastante precisión, sobre lo que va a costar el túnel y lo que va a demorar su ejecución; se requiere una organización más cuidadosa y un abastecimiento regular voluminoso, y un conocimiento más o menos perfecto de la geología de la zona en que se va a construir el túnel.

En el caso de utilizar el "túnel piloto", la cantidad de equipo, personal y materiales de consumo es pequeño, en razón del menor volumen por metro de avance. Se puede llevar a cabo un trabajo eficiente con poca inversión inicial en equipo. El piloto hace las veces de galería de exploración y reconocimiento del terreno, lo cual evita sorpresas en la ampliación y permite preveer soluciones especiales. La comunicación en menor tiempo puede determinar ventajas importantes en razón a la ventilación, se consigue el acceso entre bocas que pone en cualquier momento los servicios de las instalaciones y equipo de una de las bocas, en cualquier punto.

Es conveniente que el piloto vaya en el piso de la sección definitiva y que tenga el mayor perímetro común con ésta, en tal forma quedarían como definitivas parte de las instalaciones del piloto que no se moverían para la ampliación como, por ejemplo, la línea de trasporte, tuberías que se pueden proteger para que los disparos de la ampliación no las dañe, etc.

Metrados de Túneles de Proyecto

Túnel No. 1: Sección "Tipo 5"	110 m.
Túnel No. 2: " "Tipo 5"	175 m.
Túnel No. 3: " "Tipo 6"	280.m.
Túnel No. 4: " "Tipo 6"	360 m.
Túnel No. 5: " "Tipo 5"	920 m.
Volumen total de Perforación	8,900 m ³
Concreto para Revestimientos	2,400 m ³

CAPITULO VI

METRADOS, PRESUPUESTO Y BALANCE ECONOMICO

Anteriormente al tratar sobre la solución a adoptar del proyecto (Capítulo IV), se vió un presupuesto preliminar que dió ya idea bastante clara, sobre el costo aproximado de esta obra.

En el presente capítulo se va a tratar con mayor exactitud, sobre el estudio del costo de la obra en mención, con un carácter definitivo.

La determinación de metrados de trabajos a realizarse en las diferentes estructuras de la obra, se ha hecho al efectuar el Estudio de las Estructuras del Proyecto (Capítulo V) y los resultados numéricos se han visto ya al final de cada una de ellas en el mismo capítulo. Pueden volverse a observar estos metrados y con ayuda de los planos correspondientes, se tendrá una idea bastante clara de su significado.

A continuación se hará un estudio sobre los precios unitarios, para confeccionar con ellos el presupuesto Definitivo.

Análisis de Precios Unitarios

El transporte de todos los materiales que tengan que ser llevados de Lima, importa en promedio S/. 0.15 por k₁ lo de peso, desde las oficinas de despacho en la capital, hasta los almacenes de la obra.

En los análisis a continuación indicados, el valor del transporte ya va incluido en el precio de los materiales que tengan que irse desde Lima.

Los tramos de tubería para cargas de 0 a 10 metros, varían de los anteriores sólo en lo que respecta a la armadura, así se tiene:

Fierro: 46 Kg. a S/. 4.25 S/. 195.00

Preparado y colocado:
46 Kg. a S/. 0.80 36.80

Estos valores junto con los de los otros materiales y operaciones ya vistas, suman redondeando, la cantidad de:

S/. 538.00 (mt.lineal)

Metrados y Presupuestos

Se adjunta a la presente Memoria, 9 hojas de metrados y presupuestos que pueden verse a continuación.

Los metrados totales de las diferentes obras por construirse, son los siguientes:

Movimiento de materiales: (Excavación)

Canales: Prisma Triangular	124,300 m ³
Prisma Trapezoidal	78,500 "
Túneles :	8,900 "
Otras Estructuras	5,500 "
	<u>217,200 m³</u>

Vaciado de concreto:

Canales	12.000 m ³ (120,00 m ²)
Túneles	2,400 "
Otras Estructuras	<u>3,500 "</u>
	17,900 m ³

Caminos carreteros para la construcción:

Construcción	7,430 m.
Reparación	20,000 m.
	27,430 m.

Campamentos:

De Administración	200 m ²	•
De Obreros	1,200 "	
Almacenes y otros	<u>300 "</u>	
	1,700 m ²	

El presupuesto de las obras se descompone en la si guiente forma:

GASTOS DIRECTOS	S/. 9'323,704.00
GASTOS INDIRECTOS	2'330,926.00
IMPREVISTOS (5 %)	" 582,731.00
INTERES DEL CAPITAL (8 %) ..	" 978,989.00
<u>TOTAL GENERAL:</u>	<u>S/. 13'216,350.00</u>

(Véase el presupuesto a continuación)

La construcción de esta obra se efectuará en dos a ños, y el dinero asignado se irá recibiendo por partidas a un interés de 8 %; de donde se deduce el valor indicado como INTERES DEL CAPITAL.

Balance Económico.- Se ha visto al tratarse sobre la Valorización de los Suelos a Irrigarse (Capítulo III), que el valor actual de las zonas de cultivo es de S/. 10,000.00 Ha.; los eriazos y guarangales vecinos prácticamente no valen nada y se guardan solamente en espera de aprovecharlos en un futuro mejor. Se ha deducido en el mismo Capítulo III, que una vez asegurados el riego de estas tierras, sus valores se convertirán en: las tierras en actual cultivo S/. 20,000.00 la Ha., y las tierras nuevas aprovechables formadas en su mayor parte por excelentes guarangales S/. 11,000.00 Ha., costando su colonización con sus intereses S/. 2,000.00 por Ha.

El costo de las obras que originan esta mejora es, según presupuesto, e incluyendo los intereses del capital invertido durante el tiempo de construcción, S/. 13'216,350.00.

Se puede hacer el siguiente cuadro, para ver el beneficio que se obtiene con el presente proyecto:

	DEBE	<u>HEBER</u>
1.- Costo de los Estudios y Proyectos :	S/. 80,000.00	
2.- Costo de las Obras e Intereses del capital :	" 13'216,350.00	
3.- Valor actual de las tierras:		
a.- Cultivadas		
1,500 Ha. a S/. 10,000 :	" 15'000,000.00	
b.- Tierras nuevas :	-----	
4.- Colonización de tierras nuevas		
1,500 Ha. a S/. 2,000 :	" 3'000,000.00	
5.- Costo de las tierras irrigadas y colonizadas :		
a.- En actual cultivo		
1,500 Ha. a S/. 20,000 :	----- S/. 30'000,000.00	
b.- Tierras nuevas		
1,500 Ha. a S/. 11,000 :	----- " 16'500,000.00	
TOTALES:	S/. 31'296,350.00	S/. 46'500,000.00
Utilidad:	" 15'203,650.00	
	46'500,000.00	46'500,000.00

Se observa que aún sin considerar los beneficios que percibirá el Estado por concepto de impuestos a la exportación, a las tierras, etc., el valor del capital invertido se ha incrementado en un 50%, lo cual muestra que, la obra en mención, es altamente remunerativa.

CAPITULO VII

ASPECTO ECONOMICO Y SOCIAL

Aspecto Económico.- El valle de Santa Cruz, a pesar de ser sobre todo algodonero, como ya se ha dicho anteriormente, sólo produce en la actualidad 5 qq. limpios de algodón Tangüis por hectárea y por año, por falta de agua; pero cuando en algunas épocas ha recibido de su fuente de aprovechamiento el agua necesaria para este cultivo, el promedio ha llegado a los 10 qq. Esto queda corroborado con la producción media y normal del valle de Río Grande, contiguo y muy parecido, el que da 10 y 12 qq. limpios por hectárea como promedio general.

Por lo expuesto anteriormente se deduce que las 1,500 hectáreas de mejoramiento de riego, van a aumentar su producción en 7,500 qq. por año, que sumadas a la producción de las 1,500 hectáreas de nueva irrigación a razón de 8 qq. por Ha., dará en el valle indicado un aumento probable de producción total por año de 19,500 qq. limpios, que al precio de venta para el productor de sólo S/. 500.00 por qq., incrementará por este concepto la economía del país en más de 9 1/2 millones de soles anuales; adicionándose, además, a esta cantidad la utilidad del Estado, la que en el caso específico del algodón según nuestras leyes, es igual a la del productor, obtenida por la diferencia de costo entre la cotización internacional y la señalada para aquél.

De los cálculos anteriores y teniendo en consideración que el costo base de producción señalado por el Gobierno para el algodón Tangüis es de S/. 440.00 por qq. limpio, y tomando como precio del tipo medio de esta clase de algodón S/. 500.00 por qq. limpio, que de acuerdo con sus

estadísticas de costo, puede ser considerado como conservador, se tiene que el Estado percibirá anualmente cuando se efectúen las obras, un valor probable igual al siguiente producto: 19,500 qq. X S/. 60.00 = 1'170,000.00, sólo por concepto digamos de impuestos externos, adicionándose a esta cifra, además una serie de impuestos internos a las tierras, a los productos industriales, alimenticios, etc. que darán estas tierras beneficiadas.

Por otro lado, los agricultores de este valle o sea la riqueza privada, también incrementará sus entradas con valores iguales o superiores a los que percibirá el Estado.

Aspecto Social.- Un país superpoblado como el nuestro, con 8'000,000 de habitantes y una extensión económica de sólo 15,000 Km², lo que da una densidad de más de 500 habitantes por Km², de tierras sembradas y con un coeficiente de menos de 0.2 Ha. por habitante, contra más de 1 Ha. por habitante en los Estados Unidos, 1.5 Ha. en Argentina, caso 0.3 en Méjico y 0.5 en Chile, necesita aumentar urgentemente su área cultivada.

Si bien el presente proyecto no es con miras al incremento directo de los cultivos alimenticios, como sería de desear, en cambio tiende a incrementar las áreas de la producción de algodón y en forma indirecta también algo de las de cultivos alimenticios, pues, en estos valles, se siembra a estos últimos junto con el algodón a modo de productos secundarios, lo cual no deja de ser un aliciente en un país como el nuestro, en que el déficit alimenticio es muy notable.

En lo referente a la producción de algodón, hay que considerar que el Perú para su desarrollo, tiene que

adquirir gran cantidad de artículos y productos manufacturados de los países industrializados, y siempre la dificultad ha consistido en incrementar la exportación con el fin de equilibrar a la importación y poder así mantener el valor de la moneda. El problema, pues, consiste, en desarrollar productos de los cuales haya demanda en el extranjero.

El algodón es, al menos por ahora, uno de los productos que más sostiene a la economía nacional en este orden de cosas.

En el orden interno, cualquier inversión que cree centros de trabajo, es altamente beneficiosa; a este respecto la agricultura de la Costa crea, alrededor de ella, un amplio campo económico de trabajo y desenvolvimiento para infinidad de personas. No es, pues, sólo el beneficio de esta clase de inversiones para los propietarios y el Estado, sino también para todas aquellas personas como peones, obreros, artesanos, comerciantes, etc., que actúan alrededor y tienen oportunidad de mejorar su nivel de vida.

En cuanto a las clases más necesitadas, se observa que en los valles de la Costa un alto porcentaje de aquellas, está formada por pobladores de la Sierra, los cuales se trasladan a los valles en busca de mejores perspectivas. Esto último es un fenómeno que viene acentuándose en los últimos años, y es debido a la miseria y abandono completo en que "existen" los pobladores de la sierra en sus lugares de origen, y que, por el momento, no hay ninguna esperanza en favor de cambiar este orden de cosas.

Entre la peonada de los valles del Departamento de Ica, se observa gran cantidad de naturales de los departamentos de Huancavelica y Ayacucho, y si bien su condición actual deja mucho que desear por la falta de garantías en

las que trabajan y los abusos de que a veces son víctimas, pero aún así siguen abandonando sus departamentos de origen, en donde debido tal vez a la sobrepoblación, a la falta de centros de trabajo o a otra serie de factores, al elemento humano se le considera bien poco y la mano de obra tiene los valores más bajos del mundo.

Por consiguiente, en nuestro país todo proyecto que tienda al incremento de centros de trabajo, principalmente a base del mejoramiento y la ampliación de su agricultura, tiene una trascendencia social de vital importancia.

CAPITULO VIII

FINANCIACION DE LAS OBRAS

Los beneficios de esta obra, como se ha demostrado en el capítulo anterior, no sólo alcanza a los propietarios del valle de Santa Cruz, sino también al Estado, prácticamente en igual proporción que a los propietarios, por consiguiente, el aporte del capital para efectuar su construcción debía ser hecha, lógicamente, también en igual proporción por ambas partes.

Además, como la mayor parte de los propietarios del Valle de Santa Cruz son pequeños agricultores, éstos difícilmente podrán financiar el valor íntegro de la obra, si no reciben el auxilio, tanto moral como económico del socio principal, que, en este caso, es el Estado, es por esto, que es necesario y fundamental para que esta obra se ejecute, que el Estado aporte el 50% de su costo o sea prácticamente S/. 6'500,000.00, como ha hecho en otras obras similares, con gran visión social y económica.

Como el Estado va a percibir, cuando se terminen estas obras, y solo por concepto de impuestos externos, una cantidad mínima de S/. 1'170,000.00 anuales, demostrado en el capítulo anterior, en menos de seis años se habrá hecho pago de su aporte correspondiente de S/. 6'500,000.00 para la ejecución de esta obra, percibiendo después anual y permanentemente la cantidad anteriormente mencionada u otra parecida y prácticamente sin ningún riesgo, representando ésta, por consiguiente, un valor capital de S/. 20'000,000.00, al interés comercial del 6%, con el cual se incrementará la economía del país, además del correspondiente al del capital privado.

Con lo expuesto en este capítulo y en el anterior se repite la demostración que las obras de esta índole, principalmente en nuestro país, no solo son de primordial importancia, sino de urgente necesidad y, por consiguiente, inaplazables.

CAPITULO IX

CONSTRUCCION DE LAS OBRAS

Tiempo de ejecución, Plan de Trabajo y Organización.- Se ha calculado que esta obra debe de ejecutarse en un plazo mínimo de 2 años, para lo cual se propone por medio de los esquemas Nos. 11 y 12, el Plan de Trabajo y la Organización necesarios, para que la ejecución de la obra se efectúe en forma racional, ya sea por el sistema de contrata a suma alzada, al "cost-plus", o por administración directa.

En toda obra debe tenerse siempre previsto, un Plan de Trabajo a seguir con el objeto de conocer, y más que todo sincronizar, las diferentes operaciones y movimientos que tenga que hacerse durante el desarrollo de la construcción. Es frecuente ver obras en que no se lleva un programa de ejecución, lo cual crea desconcierto y lo que es peor interferencia de unos trabajos con otros, quedando, a veces, terminadas antes de tiempo partes de una obra que no eran tan urgentes, mientras que las más necesarias están aún a medio construir, o que la no terminación de una determinada estructura impide o interfiere la continuación de otras. Por eso, el estudio antelado de un Plan de Trabajo, en que se fije el orden de las etapas a seguir, y el tiempo de duración de cada una de ellas, es indispensable; y aunque después la ejecución de los trabajos no se ciña tan estrictamente a dicho plan, éste servirá siempre de norma y camino a seguir, a fin de que las operaciones no vayan a ciegas en lo referente a orden y tiempo, durante el desarrollo de su avance.

Para el presente proyecto se presenta el plan de trabajo que aparece en el esquema No. 11.

La Organización es el factor de mayor importancia

en todo orden de cosas. Es la base de toda actividad humana, y cuanto mayor sea ésta, mayor será la importancia de aquélla. Cualquier empresa sin organización, seguirá un desarrollo lleno de errores y tropiezos, estando a la larga condenada al fracaso.

En obras como la del presente proyecto, la organización empieza con el personal ejecutor, en el cual irán repartidas las obligaciones; cada individuo deberá conocer la posición que ocupa dentro del mecanismo de la institución, conocer a quienes está subordinado directa o indirectamente y en qué grado, deberá saber determinar los deberes de su incumbencia a fin de que no haya interferencias, y ejecutarlos eficientemente.

Estando el personal debidamente organizado para las distintas obligaciones, el desarrollo de la ejecución marchará correcta y normalmente.

La experiencia demuestra, especialmente en nuestro país, que en la construcción de obras de esta índole, se da poca importancia y muchas veces se omite los factores anteriormente referidos. Se recomienda, en este caso y en forma muy especial, se dé preferente atención al respecto, porque sólo en esta forma se podrá construir una obra estable dentro de su presupuesto.

Lima, Abril de 1955



EFRAIN PASTOR BEDOYA


en todo orden de cosas. Es la base de toda actividad humana, y cuanto mayor sea ésta, mayor será la importancia de aquélla. Cualquier empresa sin organización, seguirá un desarrollo lleno de errores y tropiezos, estando a la larga condenada al fracaso.

En obras como la del presente proyecto, la organización empieza con el personal ejecutor, en el cual irán repartidas las obligaciones; cada individuo deberá conocer la posición que ocupa dentro del mecanismo de la institución, conocer a quienes está subordinado directa o indirectamente y en qué grado, deberá saber determinar los deberes de su incumbencia a fin de que no haya interferencias, y ejecutarlos eficientemente.

Estando el personal debidamente organizado para las distintas obligaciones, el desarrollo de la ejecución marchará correcta y normalmente.

La experiencia demuestra, especialmente en nuestro país, que en la construcción de obras de esta índole, se da poca importancia y muchas veces se omite los factores anteriormente referidos. Se recomienda, en este caso y en forma muy especial, se dé preferente atención al respecto, porque sólo en esta forma se podrá construir una obra estable dentro de su presupuesto.

Lima, Abril de 1955



EFRAIN PASTOR BEDOYA

Se adjunta a continuación:

Lista de materiales principales para la obra: nacionales y de importación.

Lista de equipo principal de construcción.
Padrón de regantes con sus áreas respectivas.

Van en grupo aparte a la presente memoria:

21 Planos, perfiles y esquemas, a diferentes escalas.
23 Diagramas de descargas del Río Grande, entre los años de 1932 a 1954.

12) Sifón No. 1.- Esta estructura ubicada entre los kilómetros 8+050 á 8+101, con una longitud en desarrollo de 51 m., está formada de dos tubos de concreto armado -para una capacidad de 3 m³/p.s. con 3 m.p.s. de velocidad- en lugar de un sólo tubo, para 6 m³/p.s. de capacidad, pues sus costos prácticamente iguales han dado preferencia a la solución de los dos tubos, por ser su funcionamiento, como es natural, más elástico. El diámetro interior de estos tubos es de 1.13 m. y su presión máxima de 20 m., el espesor es de 15 cm. y han sido reforzados dividiéndolos en dos tramos, para 10 y 20 m. de presión máxima. El coeficiente de trabajo del fierro, de acuerdo con las normas clásicas de tuberías de presión ha sido calculado en función de sus presiones, que, en este caso, dá como promedio 800 kg/cm². Para el refuerzo de temperatura se le ha colocado 1/2%, a pesar de que estos estarán completamente enterrados. La excavación necesaria para ubicar gran parte de las secciones de los tubos, es en su mayor proporción en terreno rocoso.

El detalle de las armaduras es el siguiente:

Tramo Superior (Presión de 0 a 10 m): 77 kg. de fierro por m³, con anillos de ϕ 1/2" á 17 cm. y barras longitudinales de ϕ 1/2" á 17 cm. Porcentaje: 0.95%.

Tramo Inferior (Presión de 10 á 20 m): 113 gk. de fierro por m³, con anillos de ϕ 5/8" á 14 cm. y barras longitudinales de ϕ 1/2" á 17 cm. Porcentaje: 1.41%. (Para mayores detalles, veáse Plano No. 9).

13) Canal Revestido.- Entre los kilómetros 8+101 á 8+326. Longitud 225 m. Capacidad 5 m³/p.s. Velocidad 1.55 m.p.s. Excavación en sus prismas triangular y trapecoidal, en roca semi-dura, descompuesta en un 30%. Revestimiento de concreto liso 1:3:5 de 10 cm. de espesor.