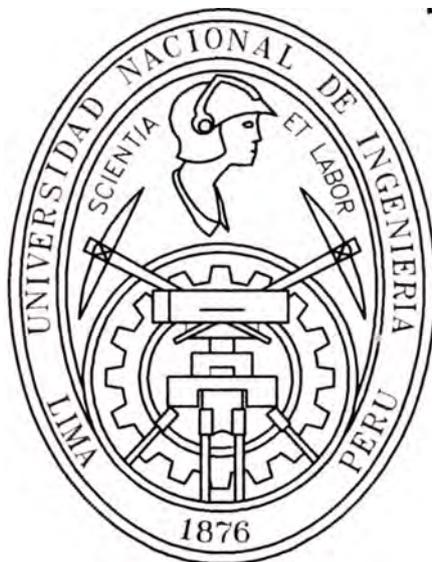


**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**FORMULACION Y DISEÑO DEL PROYECTO DE
SANEAMIENTO UNIPAMPA, ZONA 07.
DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE CAPTACIÓN**

INFORME DE SUFICIENCIA

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

DAVID GUSTAVO ROJAS PEREZ

LIMA – PERU

2007

INDICE

Resumen	01
Introducción.	03
Capítulo 1. Estudio de campo y recopilación de información.	04
1.1 Información social.	04
1.1.1 Localización de la zona del proyecto	04
1.1.2 Condiciones climatológicas	04
1.1.3 Altitud de la zona del proyecto	05
1.1.4 Aspectos socioeconómicos	05
1.2 Información de ingeniería básica.	06
1.2.1 Topografía.	06
1.2.2 Condiciones geotécnicas.	07
1.2.3 Condiciones hidrológicas.	10
Capítulo 2. Población de diseño y demanda de agua	11
2.1 Población futura.	11
2.2 Demanda de agua.	12
Capítulo 3. Estudio hidráulico	13
3.1 Fuentes de agua.	13
3.1.1 Aguas Superficiales	13
3.1.2 Aguas Subterráneas	13
3.2 Selección de la fuente de abastecimiento.	14
3.3 Selección de la estructura de captación.	14
3.3.1 Definición de Bocatoma	14
3.3.2 Finalidad de la Bocatoma	15
3.4 Análisis de tratamiento de datos de descarga.	15
3.4.1 Periodo de Retorno (T)	16
3.4.2 Análisis de máximas avenidas	17
3.4.3 Análisis del caudal medio.	19
3.4.4 Análisis del caudal mínimo.	24
3.5 Diseño hidráulico.	24
3.5.1 Relación entre el Barraje Vertedero Fijo y el Móvil.	24
3.5.2 Principales características del ramal del río Cañete.	25
3.5.3 Diseño del barraje.	26
3.5.4 Efecto del Remanso causado en el río.	39
3.5.5 Diseño del canal de limpia	39

3.5.6	Diseño de la toma o captación	43
3.5.7	Diseño de los muros de encauzamiento	49
Capítulo 4.	Diseño estructural.	54
4.1	Análisis estructural.	54
4.1.1	Diseño del barraje	54
4.1.2	Diseño de los pilares de apoyo	60
4.1.2.1	Pilar del canal de limpia	60
4.1.2.2	Pilar del canal de derivación.	62
4.1.3	Diseño del Muro Guía.	64
4.1.4	Diseño de los Muros de Protección.	67
4.2	Diseño estructural.	69
4.2.1	Muros de Protección	69
4.2.2	Muros Guía	74
4.2.3	Pantallas de Compuertas.	75
Capítulo 5.	Análisis de costos y presupuesto.	80
5.1	Metrados.	81
5.2	Presupuesto.	89
Conclusiones.		91
Recomendaciones.		93
Bibliografía.		94
Anexos.		95
Anexo 1.	Planos.	
Anexo 2.	Análisis químico del agua del río Cañete.	
Anexo 3.	Registro de máximas avenidas de la estación SOCSI.	
Anexo 4.	Registro de mínimos caudales de la estación SOCSI.	
Anexo 5.	Planilla de metrados.	
Anexo 6.	Análisis de costos unitarios.	
Anexo 7.	Cantidades de insumos.	
Anexo 8.	Análisis de gastos generales.	

RESUMEN

El presente trabajo es parte de un proyecto grupal que abarca el estudio total de un proyecto de saneamiento, del cual se desarrollará como estudio principal el diseño de la obra de captación.

Consta de 5 capítulos, donde se resume lo principal a tener en cuenta al elaborar un proyecto de diseño de una bocatoma, que es la estructura hidráulica que se analizará.

El capítulo 1 abarca la información social para conocer la realidad de las poblaciones aledañas que influirán en el desarrollo de Unipampa. También se recopilan datos necesarios de ingeniería básica, como son coordenadas, altitud, capacidad portante del suelo y condiciones geográficas del río Cañete.

En el capítulo 2 se calcula la población futura y la demanda de agua que será necesaria para abastecer a la población de Unipampa; en base a esos resultados se determina el caudal necesario de captación, el cual será de 1.0m³/seg.

El capítulo 3 es la parte más analítica e importante de este estudio. Comienza con una breve teoría para la selección de la fuente de agua y el tipo de estructura de captación a analizar. Se escoge como fuente de agua al río Cañete y la construcción de una bocatoma en un punto estratégico. Seguidamente se hace un análisis de los datos de descargas máximas, medias y mínimas del río Cañete. Se determinó trabajar con un ramal del río de 60m de ancho. De esta forma se determinaron los caudales de diseño para todas las estructuras necesarias en la captación. Luego se diseña hidráulicamente el barraje fijo, el canal de limpia, la ventana de captación, la cámara de tranquilización, el canal desrripiador, las compuertas de derivación, el canal de derivación y los muros de protección.

En el capítulo 4 se procede a diseñar estructuralmente la bocatoma, teniendo como análisis principal la estabilidad. Se verificó la estabilidad del barraje fijo, de los pilares, del muro guía y de los muros de protección. Luego se continúa diseñando el acero de refuerzo en las obras que serán de concreto armado, las cuales son los muros de protección, muro guía, y las pantallas de las distintas compuertas.

En el capítulo 5 se efectúa una planilla de metrados de todas las obras diseñadas, para proseguir con la elaboración del correspondiente presupuesto de obra, utilizando como herramienta el software S10v2003. Este presupuesto se divide por estructuras hidráulicas con la finalidad de concluir cuáles de ellas son las más costosas.

De esta forma se finaliza este estudio, y ya será objeto de otra investigación realizar un modelamiento hidráulico, previo a la construcción de la bocatoma.

INTRODUCCION

Uno de los grandes problemas del Perú es la falta de obras de saneamiento. No es exagerado afirmar que la carencia del servicio de agua potable y desagüe, en la mayoría de nuestras poblaciones es uno de los principales obstáculos para el progreso nacional. La presencia de epidemias transmitidas por aguas no tratadas, hace pensar que la solución de los problemas de abastecimiento de agua potable y obras de alcantarillado constituyen la base para todo programa de defensa de nuestras vidas, favoreciendo también el desarrollo de la industria, el comercio y el turismo en el Perú. Hay una gran cantidad de pobladores que carece de este servicio; y otra considerable cantidad posee un servicio que se encuentra en malas condiciones. Además, debido a que el Perú presenta una geografía muy variable en todo su territorio, son frecuentes los problemas de sequías e inundaciones.

Los proyectos relacionados a obras de saneamiento y construcción de estructuras hidráulicas en todo el Perú son variados y se realizan desde hace muchos años; aún así faltan más obras de agua y desagüe por realizar. Si bien los conceptos técnicos fundamentales son los mismos para las distintas obras de ingeniería hidráulica, cada terreno es diferente por lo que se requiere un estudio particular.

El presente trabajo, es parte de un proyecto grupal que abarca el estudio de todo el proyecto de saneamiento en UNIPAMPA, terreno ubicado a las afueras de San Vicente de Cañete, Provincia de Cañete, Departamento de Lima y tiene como contenido el diseño de la obra de captación.

CAPITULO 1.

ESTUDIO DE CAMPO Y RECOPIACIÓN DE INFORMACIÓN.

El presente capítulo contiene toda la información importante y necesaria a tener en cuenta para el proyecto de saneamiento, poniendo más énfasis en lo concerniente a la captación. Esta información no solamente es obtenida de la consulta de libros, tesis e Internet; sino también se corrobora con la visita a campo que se realizó.

1.1 Información social

Son datos puntuales obtenidos básicamente del estudio realizado por **Pluspetrol Perú Corporation** en la zona de Pampa Clarita, en el año 2003, con le objeto de evaluar la posible ubicación de la Planta de Fraccionamiento de Líquidos y Puerto para la exportación de productos del proyecto Camisea.

1.1.1 Localización de la zona del proyecto

La zona del proyecto de captación se encuentra localizada en el distrito de San Vicente, provincia de Cañete, departamento de Lima. Presenta las siguientes coordenadas UTM, obtenidas del software Google Earth:

E-367875 N-8557120.

Las coordenadas UTM de la urbanización del proyecto, obtenidas con un GPS son:

E-353403.188 N-8541734.167

E-353695.831 N-8541461.477

E-353900.349 N-8541680.959

E-353607.705 N-8541953.650

El gráfico 01 muestra la ubicación del área estudiada.

1.1.2 Condiciones climatológicas

El clima en la zona de estudio es predominantemente caluroso con una temperatura media mensual que oscila entre 16.5°C y 23.7°C, haciendo un

promedio de 19.7°C característico de costa del litoral peruano, y una humedad relativa que varía de 82% a 88 5% (SENAMHI).



Gráfico 01. Ubicación General del Proyecto (<http://primeralineagaleon.com/mapa.htm>).

1.1.3 Altitud de la zona del proyecto

El área del proyecto sobre la que se ubicará la bocatoma se encuentra sobre la cota 273 m.s.n.m. Este dato se verificará con los planos topográficos. El área de la urbanización se encuentra entre las cotas 155 y 172 m.s.n.m, el cual se obtuvo del estudio de Hidráulica de red de distribución de agua potable del proyecto de saneamiento

1.1.4 Aspectos socioeconómicos

El lugar que se abastecerá con agua está ubicado en Pampa Clarita, en el distrito de San Vicente, cuya población se estimó llegará a ser 39,067 habitantes (INEI 2000). Se tienen los cuadros 01 y 02 como referencia.

La mayoría de viviendas son de ladrillo. Aproximadamente, el 55% de la población cuenta con el servicio de agua potable a domicilio y el 0,2% se abastece de agua de río.

La energía eléctrica en la zona de influencia proviene de la línea de transmisión eléctrica de Red Eléctrica del Perú.

Cuadro 01. Población del distrito de San Vicente

Distrito	Superf. Km2	Población		Hombres		Mujeres	
		1993	2000	1993	%	1993	%
San Vicente	513.15	32,548	39,067	15,984	20.9	16,564	21.8
Total provincial	4577.16	152,378	174,587	76,564	100	75,814	100

Fuente: INEI 1993. Datos estimados para 2000

Cuadro 02. Población total por área urbana y rural de San Vicente

Distrito	Total		Urbana		Rural	
	1993	2000	1993	%	1993	%
San Vicente	32,548	39,067	22,244	68.3	10,304	31.7
Total provincial	152,378	174,587	111,447	73.1	40,931	26.9

Fuente: INEI 1993. Datos estimados para 2000

La línea de transmisión al Sur de Cañete es de 60 000 voltios, a partir de la subestación de transformación Independencia, ubicada en la provincia de Pisco, que permite atender a los distritos de San Vicente de Cañete, Imperial, Nuevo Imperial, Cerro Azul, San Luis, Quilmaná, Lunahuaná, Pacarán y Zúñiga.

La línea de transmisión al norte de Cañete es de 60 000 voltios, a partir de la subestación de transformación de San Bartolo y permite atender a los distritos de Mala, San Antonio, Asia, Calango, Coayllo y Omas.

1.2 Información de ingeniería básica.

Comprende estudios técnicos, como son topografía, geotecnia, e hidrología.

1.2.1 Topografía.

La toma del proyecto cuenta con información cartográfica referida de la hoja de la Carta Nacional a escala 1:100 000. Se realizó el levantamiento topográfico en gabinete obteniéndose la siguiente información:

- Levantamiento en planta de la zona del proyecto a escala 1:500. Se trabaja con un eje de río de aproximadamente 2 km. (Plano 01 - Anexo 1)
- Perfil longitudinal del río, 1000m aguas arriba y aguas abajo del eje del barraje. (Plano 02 – Anexo 1)
- Secciones transversales cada 50m, en un tramo comprendido 1000m aguas arriba y aguas abajo del eje del barraje. (Plano 03 – Anexo 1)

Analizando los planos topográficos se obtiene una **pendiente de 1.57%**.

1.2.2 Condiciones geotécnicas.

Es muy importante investigar el subsuelo donde se apoyará la presa, ya que el conocimiento de éste permitirá fijar el tipo de estructura y sus condiciones apropiadas en el diseño.

También es importante mencionar otros aspectos geológicos y geotécnicos a tener en cuenta al proyectar obras hidráulicas:

- La ubicación en zonas con riesgos de falla por fenómenos de geodinámica externa.
- Los criterios de exploración y explotación de canteras que proveerán los materiales necesarios para la ejecución de las obras.

A continuación se hace un resumen de los métodos directos que se realizan generalmente con el fin de explorar el subsuelo, sacar muestras y obtener el esfuerzo admisible para la cimentación de la obra de captación a ejecutar.

Perforaciones

Permite identificar el tipo de materiales que conforman el lecho, determinar la estructura del subsuelo y obtener muestras para ensayos de mecánica de suelos. Por lo menos deben ejecutarse perforaciones en el eje del barraje vertedero, aguas arriba del eje de las compuertas de limpia, en el colchón disipador y en los tramos laterales.

Calicatas

Permiten una visualización directa de los estratos y del lecho del río, asimismo se pueden obtener muestras para ensayos y determinación de la capacidad portante del terreno. Se le considera el método más apropiado, pese a las limitaciones obvias que presentan la necesidad de entibado y bombeo, así como la bolonería de gran tamaño, normalmente presente en el lecho de los ríos.

Sondeos

a) Ensayo de Penetración Standard (SPT)

Debido a su simplicidad, su uso está muy difundido.

Consiste en un tubo de 51mm de diámetro externo el cual está unido a una sarta de varillas. El tubo es usado para tomar muestras, ya que es

golpeado contra el suelo para obligarlo a penetrar en él mediante una pesa. Por el número de golpes requerido para hacer penetrar el tubo a una profundidad de 30 cm se puede estimar la densidad del terreno. Terzaghi-Peck recomienda la clasificación mostrada en el cuadro 03.

Cuadro 03. Tipo de densidad del suelo arenoso

Material	Número de golpes / pie	Densidad de espécimen
ARENA	0 – 4	Extremadamente suelto
	4 – 10	Suelto
	10 – 30	Medio
	30 – 50	Denso
	+ de 50	Extremadamente denso

El SPT es muy seguro cuando se trata de suelos arenosos, pero para arcillas se debe usar el criterio de la resistencia a la compresión de una muestra no confinada; por lo que se recomienda seguir el criterio de Bureau of Reclamation mostrado en el cuadro 04.

Cuadro 04. Clasificación del suelo arcilloso

Material	Número de golpes / pie	Densidad de espécimen
ARCILLA	25 o más	Excelente
	15 – 25	Bueno
	10 – 15	Aceptable
	< 10	Pobre

b) Ensayo con el Penetrómetro Dinámico Ligero (PDL)

Se utiliza en suelos arenosos, limosos a arcillosos. No es aplicable a suelos gravosos, ni rocas. Consiste en introducir una punta cónica a 60° de diámetros diferentes dentro del terreno mediante la caída de una masa de 10 kg corriendo por una guía hasta un cabezal desde una altura de 50 cm. El impacto es transmitido al cono mediante una sarta de varillas. Esta prueba correlaciona bastante bien con el SPT hasta una profundidad máxima de 5 m, para suelos arenosos finos.

c) Ensayos de Carga.

No están considerados dentro de las pruebas rutinarias y solo se efectúan cuando es necesario verificar un valor asumido o establecer una diferencia. Consiste en aplicar una carga al terreno mediante un plato de acero de 30,

60 o 75 cm de diámetro, la que se incrementa gradualmente. La velocidad de la variación de la carga, el tiempo y el asentamiento del suelo se va registrando para analizarlos mediante fórmulas empíricas.

d) Ensayos de bombeo

El método de construir una cimentación es a menudo decidido por la posibilidad de drenaje, ya que éste a veces determina si se usará una estructura superficial o profunda vaciada directamente o prefabricada, o si se usará pilotes para alcanzar el estrato resistente. Por eso, el ensayo de bombeo, se utiliza ya sea para medir la permeabilidad de campo en una perforación, o la variación de la napa freática.

e) Ensayos sobre pilotes

En caso de construcción de una cimentación mediante el uso de pilotes, la capacidad portante del suelo deberá ser estimada a partir del SPT y verificada mediante ensayos de carga o de hincado de pilotes para determinar la profundidad de la cimentación y magnitud del rechazo del terreno.

Determinación del Tipo de Cimentación del Barraje Vertedero.

Existen básicamente dos tipos de cimentación de barraje vertedero; los del tipo flotante, es decir que están apoyadas directamente sobre el material que conforma el lecho del río (arena y grava); o aquellas que se apoyan sobre material rocoso, a los cuales se les conoce como el tipo fijo. Se muestra el gráfico 02 para mayor detalle.

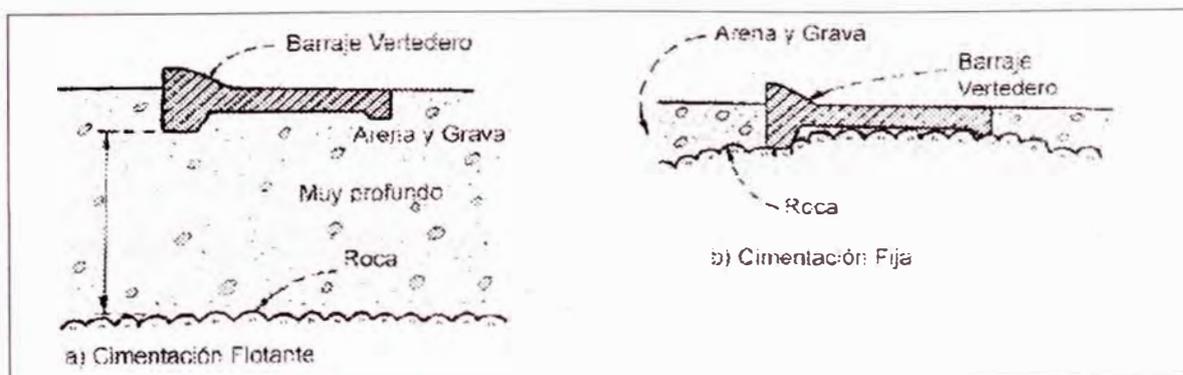


Gráfico 02. Tipos de cimentación del barraje vertedero (Mansen A. Diseño de Bocatomas, UNI -FIC).

Según el estudio realizado para la rehabilitación de la bocatoma Palo Herbay en el río Cañete, distrito de San Vicente de Cañete, por el Ministerio de Agricultura en el año 1989, se concluye que en la zona no existen problemas desde el punto de vista geológico, así mismo el nivel de cimentación promedio, tiene una **carga admisible de 3.25 kg/cm²**, por lo que presenta buenas condiciones para la cimentación de la estructura.

1.2.3 Condiciones hidrológicas.

El río Cañete nace en la laguna Ticllacocha, ubicada al pie de las cordilleras del Ticlla y Pichahuarco, en la divisoria de cuencas con el río Mala. Su caudal es alimentado con las aguas de una serie de lagunas y nevados importantes, y discurre cambiando constantemente de dirección, principalmente en el sector más alto. La longitud del río entre su nacimiento y su desembocadura es aproximadamente de 220 km, presentando una pendiente promedio de 2%, sin embargo presenta pendientes pronunciadas en la parte alta que llega al 8%. El comportamiento del río Cañete es aquel que caracteriza a la mayoría de los ríos de la costa peruana, es decir, de descargas torrentosas y una gran irregularidad, la que se puede corroborar al analizar tanto los hidrogramas de descargas diarias como la magnitud de dichas descargas en las distintas épocas del año. Es importante mencionar que el período tradicional que transcurre entre el fin del estiaje y el inicio de avenidas es muy corto y poco definible en gran parte de los años analizados. El período de avenidas inicia los primeros días del mes de diciembre aproximadamente y tiene una duración de 4 meses, el período de estiaje comienza a mediados de junio y dura 5 meses y medio, además comprende un periodo de transición que comprende desde el mes de abril hasta mediados de junio.

Debido a la necesidad de determinar el caudal máximo de diseño, se realizó un análisis hidrológico que permitió comprobar que el río Cañete puede abastecer el caudal de derivación en época de avenida y captar el caudal proporcional en la estación de estiaje.

Para este propósito se obtuvo la información histórica desde el año 1925 a 1983 en la estación SOCSI del río Cañete.

En el anexo 02 se encuentra el certificado de análisis de la calidad del agua del río Cañete.

CAPITULO 2

POBLACIÓN DE DISEÑO Y DEMANDA DE AGUA

2.1 Población futura.

Se dispone de un área de 12 hectáreas para urbanizar, por lo cual se demarca un área de 300m x 400m, cuyas coordenadas ya se conocieron en el capítulo anterior.

Según el Reglamento Nacional de Edificaciones (R.N.E.), se definen que los lotes serán de 160m². De la misma manera, se define la distribución de las manzanas y las áreas que se deben designar para educación, servicios comunales y áreas verdes, obteniéndose el cuadro 05.

Cuadro 05. Habilitación Urbana

Habilitación urbana					
Manzanas	Mzs.	Lotes	Tot. Lotes	Area Mz.	Tot. Area
A,B,C,D,E	5.00	28.00	140.00	4,488.00	22,440.00
F,G,L	3.00	16.00	48.00	2,560.00	7,680.00
H,I,J,K	4.00	32.00	128.00	5,120.00	20,480.00
M,N	2.00	34.00	68.00	4,536.00	9,072.00
Total			384.00		59,672.00
Aportes					
Educación	1.00	1.00	1.00	2,400.22	2,400.22
Servicios Comunales	1.00	1.00	1.00	2,652.00	2,652.00
Area Verde		2.00	2.00	10,727.95	10,727.95

Entonces el número de lotes será de 384 lotes

Cuando el área a usar es para viviendas, se conoce del R.N.E. que la densidad es 7 Hab. /vivienda

Se deduce: Población inmediata = 7 Hab. /vivienda *384 viviendas

Po = 2,688 Hab.

Tasa de crecimiento

Se tiene como dato una tasa de crecimiento intercensal (1981-1993)

- San Vicente de Cañete – Cañete – Lima: $r_1 = 2.7$
- Grocio Prado – Chincha – Ica: $r_2 = 1.8$

Promediando se obtiene: **r = 2.25%**

Período de diseño (t)

t = 25 años

La población futura esta definida por:

$$P_f = P_o * \left(1 + \frac{r * t}{1000}\right)$$

P_F = 4200 habitantes

2.2 Demanda de agua.

Se tiene: Dotación = 250 Lt/hab./día (R.N.E.)

Calculo del caudal medio anual (Q_m)

$$Q_m = \frac{DOTACION * POBLACION}{86400} = \frac{250 * 4200}{86400} = 12.15 \text{ Lt/s}$$

Coefficientes de variación de consumo (K); referido al consumo anual (R.N.E.)

$$K_1 = 1.3$$

$$K_2 = 2.6$$

Cálculo del caudal máximo diario (Q_{md})

El caudal máximo diario se calcula multiplicando el caudal medio anual por K₁

$$Q_{md} = K_1 * Q_m = 1.3 * 12.15 \text{ Lt/s} = 15.80 \text{ Lt/s}$$

Cálculo del caudal máximo horario (Q_{mh})

El caudal máximo horario recalcula multiplicando el caudal medio anual por k₂

$$Q_{mh} = k_2 * Q_m = 2.6 * 12.15 \text{ Lt/s} = 31.60 \text{ Lt/s}$$

Estos caudales serán utilizados para el diseño de la red de distribución del agua. El R.N.E indica que las obras de captación deberán garantizar como mínimo la captación del caudal máximo diario necesario. Por lo que se concluye que suministrando el caudal de **1.00 m³/s**, inicialmente planteado en el curso, de la captación a la tubería de conducción, abastecerá sin problemas las necesidades de la población de Unipampa.

CAPITULO 3

ESTUDIO HIDRÁULICO

3.1 Fuentes de agua.

La fuente de abastecimiento de agua es el elemento más importante del sistema de abastecimiento y debe quedar asegurada de tal forma que se garantice el abastecimiento de la población futura de diseño.

La calidad de agua a suministrarse debe adecuarse a las regulaciones para uso de consumo humano.

El origen de las aguas puede ser superficial o subterránea.

3.1.1 Aguas Superficiales

Se refiere a las aguas de los ríos o lagunas. Las obras a realizar en un río deben evitar, en lo posible, mover el flujo normal del río, se deben de controlar los efectos de la erosión y sedimentación. Toda toma debe contar con una rejilla y un sistema de control y regulación. En los ríos de poco tirante debe proveerse de estructuras de represamiento. La toma de lagos y embalses debe ubicarse lo mas alejado posible de descargas de líquidos cloacales o de otros desechos.

3.1.2 Aguas Subterráneas

a) Pozos Profundos.

Su ubicación se fundamenta en los estudios e investigación de las aguas subterráneas. La construcción debe evitar el avenamiento futuro del pozo. Todo pozo deberá ser aforado después de un bombeo continuo mínimo de 72 horas. El rendimiento definitivo se obtiene de la evaluación del aforo.

b) Pozos Excavados.

El diámetro mínimo de excavación es de 1.50m. La profundidad del pozo se determinará en base al nivel estático de la napa. El revestimiento del pozo deberá ser con anillos de concreto. En la construcción del pozo se deberá considerar una escalera de acceso para el mantenimiento y la limpieza.. Cuando se instale una bomba dentro del pozo será necesario proteger el agua de la contaminación mediante una plataforma de operación con una altura superior al nivel máximo del agua del subsuelo.

c) Galerías Filtrantes

Se diseñarán de acuerdo al corte geológico, obtenido mediante perforaciones de prueba de acuerdo al estudio de rendimiento del acuífero. El diámetro mínimo de las tuberías a utilizarse es de 300mm, con perforaciones de 25mm a 50mm espaciadas a 10cm y 20cm. La velocidad máxima deberá ser de 0.60 m/seg. Se proveerá de cámaras de inspección espaciadas convenientemente dependiendo del diámetro de la tubería y no a mayores de 100m.

d) Manantiales, Puquiales

El manantial es una formación superficial, en la que sin la intervención del hombre brota el agua de las rocas o del suelo a la tierra o dentro de una masa de agua, siendo restringido el tamaño del lugar del brote.

3.2 Selección de la fuente de abastecimiento.

En la etapa de selección de la fuente de abastecimiento se debe tener presente los registros hidrológicos, históricos, geología de la zona, riesgo sísmico, etc. además de evaluar las alternativas para suplir las deficiencias.

En el presente proyecto, **la fuente de abastecimiento será el río Cañete.**

3.3 Selección de la estructura de captación.

Debido a la disponibilidad de información y de datos se eligió la construcción de una **bocatoma**, la cual se ajustará a la necesidad de la población, las condiciones técnicas y el costo.

3.3.1 Definición de Bocatoma

Las obras de bocatoma son estructuras hidráulicas construidas sobre un río o canal con el objeto de captar una parte del caudal de la corriente principal. Las bocatomas suelen caracterizarse principalmente por el caudal de captación, el que se define como el gasto máximo que una obra de toma puede admitir. Es necesario tener presente que la bocatoma es una estructura muy importante para el éxito de un proyecto. Si por alguna razón se produce una falla importante en la obra de toma, esto significaría el fracaso de todo el proyecto de aprovechamiento hidráulico.

3.3.2 Finalidad de la Bocatoma

La finalidad es uno de los muchos criterios que existen para la clasificación de las obras de toma. Desde el punto de vista de su finalidad las obras de toma se clasifican en función de las características del proyecto al que sirven. Es así como se tiene:

- Obras de toma para abastecimiento público.
- Obras de toma para irrigación.
- Obras de toma para centrales hidroeléctricas.
- Obras de toma para industria y minería.
- Obras de toma para otros propósitos.
- Obras de toma para uso múltiple.

El abastecimiento de agua a la población, como es la finalidad del presente proyecto, es la primera necesidad de agua que debe ser cubierta. El aprovechamiento de las aguas superficiales, en especial las de un río, constituye una de las formas más antiguas de uso del agua. El crecimiento de la población, la expansión urbana, el aumento de las demandas y otros factores determinaron la necesidad de construir proyectos de abastecimiento de agua para la población. Estos proyectos empiezan por una bocatoma para captar el agua de un río, o de otra fuente de agua, y conducirla luego al área urbana. Cualquiera que sea la envergadura, estas obras de toma tienen gran importancia y un enorme contenido social, pues el abastecimiento de agua poblacional es insustituible.

3.4 Análisis de tratamiento de datos de descarga.

En proyectos de diseño de estructuras y obras destinadas al control y almacenamiento del agua surge siempre un problema hidrológico que es la determinación del máximo caudal, caudal medio y el mínimo caudal dado que de estos datos dependen las dimensiones de vertederos de demasías, barraje vertedero, canal de limpia, estructuras de captación y muchas obras hidráulicas afines. La hidrología proporciona gran variedad de métodos basados en diversos principios; dentro de los cuales se deberá escoger el más adecuado de acuerdo a las circunstancias particulares, a la obra a diseñar y dependiendo sobre todo de la disponibilidad de datos hidrometeorológicos apropiados.

Para la elaboración de este proyecto, se tomarán los registros de la estación SOCSI.

3.4.1 Periodo de Retorno (T)

Es el número de años que debe transcurrir en promedio para que un determinado caudal sea igualado o excedido. Decir el caudal de avenida de un río con un período de retorno de 50 años es 60m³/seg, quiere decir que en promedio un caudal de esa magnitud o mayor será transportado por el río una vez cada 50 años.

$$T = \frac{1}{P},$$

donde: $P = P(Q \geq Q_0)$

El problema ahora se concentra en la fijación del período de retorno a ser usado en una obra, ese valor debería obedecer a criterios económicos, como sugiere el gráfico 03.

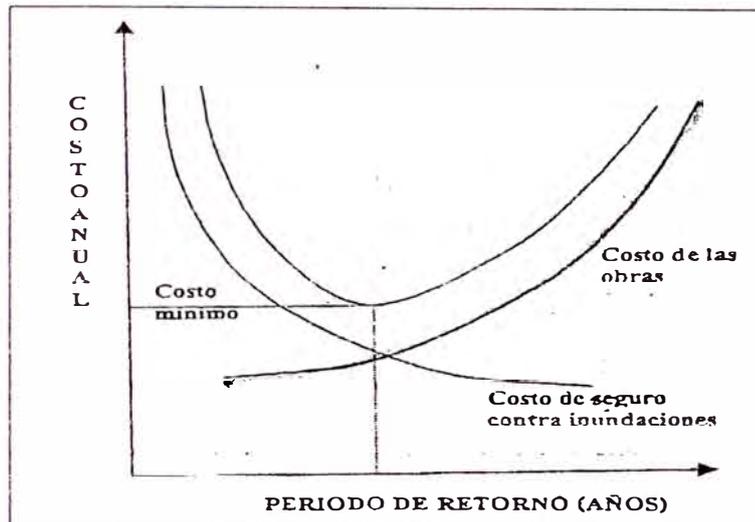


Gráfico 03. Determinación del periodo de retorno según criterios económicos (Mejía A, Análisis de Máximas Avenidas, Universidad Agraria La Molina).

Este gráfico representa los costos que un usuario debería enfrentar para pagar los beneficios de un sistema de protección contra inundaciones, por ejemplo. Desafortunadamente, en los países en desarrollo no es común la exigencia de ese tipo de seguro, en la mayor parte de los casos. Así la fijación de T obedece a criterios relacionados con la vida útil de la obra, el tipo de estructura, la facilidad de reparación en caso de daños y el peligro de pérdida de vidas humanas en caso de falla.

Para el presente proyecto se trabajará con un período de retorno $T = 50$ años.

3.4.2 Análisis de máximas avenidas

Como se mencionó anteriormente se trabajarán con los datos de la estación SOCSI, como anexo 03 se tiene los registros de caudales máximos.

Para el análisis respectivo se utilizaron las siguientes funciones teóricas de probabilidad:

- Distribución Gumbel
- Distribución Log Pearson III

a) Distribución Gumbel

Entre las diversas distribuciones, la de valores extremos es la que actualmente tiene mayor utilidad. Se define con las siguientes ecuaciones:

$$P[Q < Q_0] = (e)^{-w}$$

Donde:

$$W = \frac{(Q_i - Q_m + 0.45\delta)}{0.7797\delta} \quad T = \frac{1}{F}$$

Además:

P[Q < Q₀] : Probabilidad de ocurrencia de avenida Q sea menor que Q₀

T : Periodo de retorno del evento.

F : Frecuencia de ocurrencia del evento.

Q_m : Media de la serie de avenidas.

Q_i : Avenida del año

δ : Desviación estándar.

e : Base de logaritmo neperiano

Se obtienen los siguientes resultados:

Media de la serie de avenidas = 337.80

Desviación estandar = 161.00

Como **T = 50 AÑOS**

Entonces: $P(Q < Q_t) = 98.0\%$ y **Q(50) = 755.2 m³/seg**

Factor de Correlación de Fuller

Se utiliza para hallar los caudales máximos instantáneos, mediante la fórmula:

$$Q_{it} = Q * (1 + \frac{2.66}{A^{0.3}}), \text{ A: \u00c1rea de la cuenca, en km}^2.$$

Para el caudal m\u00e1ximo hallado por la distribuci\u00f3n Gumbel se halla:

$$Q_{it} = 903.80 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Se muestra el cuadro 06, en la p\u00e1gina 20 con el cual se hallaron estos valores.

b) Distribuci\u00f3n Log Pearson III

Esta distribuci\u00f3n posee la caracter\u00edstica de ser asim\u00e9trica y no negativa, lo que le hace adecuada para describir los caudales m\u00e1ximos. Se define con las siguientes ecuaciones:

$$\text{Log}Q_i = \text{Log}Q + k\delta_{\text{log}Q}$$

En donde:

Qt : M\u00e1xima avenida correspondiente al per\u00edodo de retorno T.

Log Q : Promedio de los logaritmos de la serie Qi.

$$\delta_{\text{log}Q} = \left[\frac{\sum (\text{Log}Q_i - \text{Log}Q)^2}{(N - 1)} \right]^{\frac{1}{2}}$$

K: Factor de frecuencia correspondiente a un T dado. Este factor se obtiene tabulando mediante el coeficiente de sesgo.

El coeficiente de sesgo se calcula mediante la f\u00f3rmula:

$$Cs_{\text{log}Q} = \frac{[N * \sum (\text{Log}Q_i - \text{Log}Q)^3]}{(N - 1) * (N - 2) * \delta_{\text{log}Q}^3}$$

Se obtienen los siguientes resultados:

Media de los logaritmos de las series de avenidas = 2.483

Desviaci\u00f3n est\u00e1ndar de los logaritmos = 0.204

Coficiente de sesgo = -0.143

Para un T = 50 a\u00f1os y P = 2%

De tablas con P y Coeficiente de Sesgo:

P = 0.02	
Cs	K
-0.2	1.9456
-0.1	2.0002
0.143	1.9767

K = 1.9767

Por lo que: Q(50) = 769.6 m3/seg.

Factor de Correlación de Fuller

Se obtiene: **Qit = 920.99 m3/seg**

Se muestra el cuadro 07 en la página 21 con el cual se hallaron estos valores.

3.4.3 Análisis del caudal medio.

Una forma muy usual de representar la distribución de caudales es mediante la curva de duración. Esta curva muestra el porcentaje del tiempo que un especificado caudal fue igualado o excedido durante el período de análisis o registro. Si el período es largo la curva se aproxima a la distribución de probabilidades de la variable. Estadísticamente la curva de duración no es más que una curva de frecuencia acumulada de una serie de tiempo continua, mostrando la duración relativa de varias magnitudes. Es importante mencionar que la pendiente de esta curva depende del período de observación analizado. En el gráfico 04 se muestra la curva de duración de caudales medios diarios preparada en base a datos del periodo 1925 a 1983.

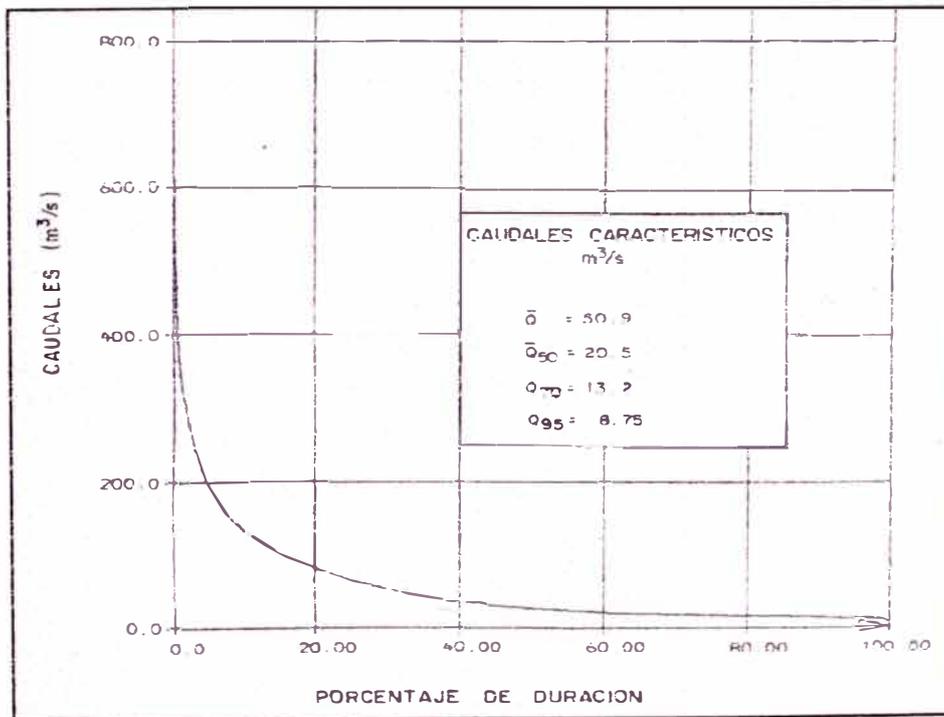


Gráfico 04. Curva de duración (Estudio de factibilidad C.H. El Platana)

**CUADRO 06 - DISTRIBUCION GUMBEL
DESCARGAS MAXIMAS DIARIAS M3/S**

AÑO		CAUDAL	CAUDALES ORDEN DESCENDENTE	Nº DE ORDEN (m)	PERIODO DE RETORNO (T)	P (Q < Q ₀)	Qt
1924	1925						
1925	1926	455.0	900.0	1	59.000	98.3	776.1
1926	1927	120.0	700.0	2	29.500	96.6	688.0
1927	1928	198.0	700.0	3	19.667	94.9	636.0
1928	1929	342.8	657.0	4	14.750	93.2	598.8
1929	1930	263.8	597.6	5	11.800	91.5	569.7
1930	1931	148.6	566.2	6	9.833	89.8	545.6
1931	1932	300.0	555.0	7	8.429	88.1	525.1
1932	1933	176.0	488.8	8	7.375	86.4	507.1
1933	1934	305.0	485.0	9	6.556	84.7	491.2
1934	1935	386.0	484.2	10	5.900	83.1	476.7
1935	1936	265.0	470.0	11	5.364	81.4	463.5
1936	1937	283.8	455.0	12	4.917	79.7	451.3
1937	1938	401.4	430.0	13	4.538	78.0	439.9
1938	1939	308.5	410.0	14	4.214	76.3	429.3
1939	1940	141.3	408.0	15	3.933	74.6	419.3
1940	1941	301.1	401.4	16	3.688	72.9	409.9
1941	1942	319.2	396.6	17	3.471	71.2	400.8
1942	1943	324.1	386.0	18	3.278	69.5	392.2
1943	1944	396.6	360.0	19	3.105	67.8	384.0
1944	1945	350.0	354.0	20	2.950	66.1	376.1
1945	1946	354.0	353.0	21	2.810	64.4	368.4
1946	1947	353.0	350.0	22	2.682	62.7	361.0
1947	1948	279.0	342.8	23	2.565	61.0	353.9
1948	1949	198.0	332.0	24	2.458	59.3	346.9
1949	1950	244.7	326.0	25	2.360	57.6	340.1
1950	1951	485.0	324.1	26	2.269	55.9	333.5
1951	1952	360.0	319.9	27	2.185	54.2	327.0
1952	1953	555.0	319.2	28	2.107	52.5	320.7
1953	1954	657.0	308.5	29	2.034	50.8	314.4
1954	1955	700.0	305.0	30	1.967	49.2	308.3
1955	1956	470.0	301.1	31	1.903	47.5	302.2
1956	1957	228.3	300.0	32	1.844	45.8	296.3
1957	1958	270.4	298.0	33	1.788	44.1	290.4
1958	1959	700.0	283.8	34	1.735	42.4	284.4
1959	1960	488.8	280.0	35	1.686	40.7	278.7
1960	1961	597.6	279.0	36	1.639	39.0	272.9
1961	1962	566.2	270.4	37	1.595	37.3	267.1
1962	1963	242.4	265.0	38	1.553	35.6	261.3
1963	1964	177.8	263.8	39	1.513	33.9	255.5
1964	1965	410.0	257.1	40	1.475	32.2	249.7
1965	1966	280.0	249.0	41	1.439	30.5	243.8
1966	1967	319.9	244.7	42	1.405	28.8	238.0
1967	1968	198.5	242.4	43	1.372	27.1	231.9
1968	1969	139.0	228.3	44	1.341	25.4	225.9
1969	1970	408.0	228.0	45	1.311	23.7	219.7
1970	1971	430.0	216.0	46	1.283	22.1	213.5
1971	1972	900.0	198.5	47	1.255	20.3	206.9
1972	1973	484.2	198.0	48	1.229	18.6	200.2
1973	1974	326.0	198.0	49	1.204	16.9	193.3
1974	1975	298.0	182.8	50	1.180	15.3	186.1
1975	1976	332.0	177.8	51	1.157	13.6	178.5
1976	1977	249.0	176.0	52	1.135	11.9	170.5
1977	1978	216.0	148.6	53	1.113	10.2	161.5
1978	1979	182.8	141.3	54	1.093	8.5	152.1
1979	1980	100.1	139.0	55	1.073	6.8	141.2
1980	1981	257.1	120.0	56	1.054	5.1	128.6
1981	1982	120.0	120.0	57	1.035	3.4	112.2
1982	1983	228.0	100.1	58	1.017	1.7	88.5

**CUADRO 07 - LOG PEARSON III
DESCARGAS MAXIMAS DIARIAS M3/S**

AÑO	CAUDAL	CAUDALES ORDEN DESCENDENTE	Nº DE ORDEN (m)	LOG CAUDALES	(DIF LOG) ²	(DIF LOG) ³	PERIODO DE RETORNO (T)	P(Q>=Qt)	
1924	1925								
1925	1926	455.0	900.0	1	2.954	0.2218	0.1045	59.000	1.695
1926	1927	120.0	700.0	2	2.845	0.1310	0.0474	29.500	3.390
1927	1928	198.0	700.0	3	2.845	0.1310	0.0474	19.667	5.085
1928	1929	342.8	657.0	4	2.818	0.1122	0.0376	14.750	6.780
1929	1930	263.8	597.6	5	2.776	0.0858	0.0252	11.800	8.475
1930	1931	148.6	566.2	6	2.753	0.0729	0.0197	9.833	10.170
1931	1932	300.0	555.0	7	2.744	0.0681	0.0178	8.429	11.864
1932	1933	176.0	488.8	8	2.689	0.0424	0.0087	7.375	13.559
1933	1934	305.0	485.0	9	2.686	0.0412	0.0084	6.556	15.253
1934	1935	386.0	484.2	10	2.685	0.0408	0.0082	5.900	16.949
1935	1936	265.0	470.0	11	2.672	0.0357	0.0068	5.364	18.643
1936	1937	283.8	455.0	12	2.658	0.0306	0.0054	4.917	20.338
1937	1938	401.4	430.0	13	2.633	0.0225	0.0034	4.538	22.036
1938	1939	308.5	410.0	14	2.613	0.0169	0.0022	4.214	23.730
1939	1940	141.3	408.0	15	2.611	0.0164	0.0021	3.933	25.426
1940	1941	301.1	401.4	16	2.604	0.0146	0.0018	3.688	27.115
1941	1942	319.2	396.6	17	2.598	0.0132	0.0015	3.471	28.810
1942	1943	324.1	386.0	18	2.587	0.0108	0.0011	3.278	30.506
1943	1944	396.6	360.0	19	2.556	0.0053	0.0004	3.105	32.206
1944	1945	350.0	354.0	20	2.549	0.0044	0.0003	2.950	33.898
1945	1946	354.0	353.0	21	2.548	0.0042	0.0003	2.810	35.587
1946	1947	353.0	350.0	22	2.544	0.0037	0.0002	2.682	37.286
1947	1948	279.0	342.8	23	2.535	0.0027	0.0001	2.565	38.986
1948	1949	198.0	332.0	24	2.521	0.0014	0.0001	2.458	40.683
1949	1950	244.7	326.0	25	2.513	0.0009	0.0000	2.360	42.373
1950	1951	485.0	324.1	26	2.511	0.0008	0.0000	2.269	44.072
1951	1952	360.0	319.9	27	2.505	0.0005	0.0000	2.185	45.767
1952	1953	555.0	319.2	28	2.504	0.0004	0.0000	2.107	47.461
1953	1954	657.0	308.5	29	2.489	0.0000	0.0000	2.034	49.164
1954	1955	700.0	305.0	30	2.484	0.0000	0.0000	1.967	50.839
1955	1956	470.0	301.1	31	2.479	0.0000	0.0000	1.903	52.549
1956	1957	228.3	300.0	32	2.477	0.0000	0.0000	1.844	54.230
1957	1958	270.4	298.0	33	2.474	0.0001	0.0000	1.788	55.928
1958	1959	700.0	283.8	34	2.453	0.0009	0.0000	1.735	57.637
1959	1960	488.8	280.0	35	2.447	0.0013	0.0000	1.686	59.312
1960	1961	597.6	279.0	36	2.446	0.0014	-0.0001	1.639	61.013
1961	1962	566.2	270.4	37	2.432	0.0026	-0.0001	1.595	62.696
1962	1963	242.4	265.0	38	2.423	0.0036	-0.0002	1.553	64.392
1963	1964	177.8	263.8	39	2.421	0.0038	-0.0002	1.513	66.094
1964	1965	410.0	257.1	40	2.410	0.0053	-0.0004	1.475	67.797
1965	1966	280.0	249.0	41	2.396	0.0076	-0.0007	1.439	69.493
1966	1967	319.9	244.7	42	2.389	0.0088	-0.0008	1.405	71.174
1967	1968	198.5	242.4	43	2.385	0.0096	-0.0009	1.372	72.886
1968	1969	139.0	228.3	44	2.359	0.0154	-0.0019	1.341	74.571
1969	1970	408.0	228.0	45	2.358	0.0156	-0.0020	1.311	76.278
1970	1971	430.0	216.0	46	2.334	0.0222	-0.0033	1.283	77.942
1971	1972	900.0	198.5	47	2.298	0.0342	-0.0063	1.255	79.681
1972	1973	484.2	198.0	48	2.297	0.0346	-0.0064	1.229	81.367
1973	1974	326.0	198.0	49	2.297	0.0346	-0.0064	1.204	83.056
1974	1975	298.0	182.8	50	2.262	0.0488	-0.0108	1.180	84.746
1975	1976	332.0	177.8	51	2.250	0.0543	-0.0126	1.157	86.430
1976	1977	249.0	176.0	52	2.246	0.0562	-0.0133	1.135	88.106
1977	1978	216.0	148.6	53	2.172	0.0967	-0.0301	1.113	89.847
1978	1979	182.8	141.3	54	2.150	0.1109	-0.0369	1.093	91.491
1979	1980	100.1	139.0	55	2.143	0.1156	-0.0393	1.073	93.197
1980	1981	257.1	120.0	56	2.079	0.1632	-0.0659	1.054	94.877
1981	1982	120.0	120.0	57	2.079	0.1632	-0.0659	1.035	96.618
1982	1983	228.0	100.1	58	2.000	0.2333	-0.1127	1.017	98.328

**CUADRO 08 - DISTRIBUCION GUMBEL
ESTACION SOCSI - DESCARGAS MEDIAS M3/S**

AÑO		PROM	CAUDALES ORDEN DESCENDENTE	Nº DE ORDEN (m)	PERIODO DE RETORNO (T)	P (Q < Qo)	Qt
1924	1925	*	*				
1925	1926	*	*				
1926	1927	35.8	*				
1927	1928	*	*				
1928	1929	45.9	*				
1929	1930	46.9	92.5	1	42.000	97.6	85.6
1930	1931	26.4	76.7	2	21.000	95.2	77.6
1931	1932	*	72.7	3	14.000	92.9	72.9
1932	1933	41.0	69.5	4	10.500	90.5	69.4
1933	1934	59.1	69.3	5	8.400	88.1	66.7
1934	1935	59.3	68.6	6	7.000	85.7	64.5
1935	1936	56.0	64.5	7	6.000	83.3	62.6
1936	1937	45.1	59.3	8	5.250	81	60.9
1937	1938	51.6	59.1	9	4.667	78.6	59.4
1938	1939	47.8	58.7	10	4.200	76.2	58.1
1939	1940	32.5	58.6	11	3.818	73.8	56.8
1940	1941	37.0	57.0	12	3.500	71.4	55.6
1941	1942	45.6	56.4	13	3.231	69	54.5
1942	1943	57.0	56.0	14	3.000	66.7	53.5
1943	1944	64.5	52.6	15	2.800	64.3	52.5
1944	1945	44.9	52.3	16	2.625	61.9	51.6
1945	1946	68.6	52.3	17	2.471	59.5	50.7
1946	1947	52.3	52.3	18	2.333	57.1	49.8
1947	1948	48.8	51.6	19	2.211	54.8	49.0
1948	1949	41.3	49.8	20	2.100	52.4	48.2
1949	1950	36.4	48.8	21	2.000	50	47.4
1950	1951	69.3	47.8	22	1.909	47.6	46.6
1951	1952	58.7	46.9	23	1.826	45.2	45.9
1952	1953	56.4	45.9	24	1.750	42.9	45.1
1953	1954	69.5	45.6	25	1.680	40.5	44.4
1954	1955	92.5	45.1	26	1.615	38.1	43.6
1955	1956	52.6	44.9	27	1.556	35.7	42.9
1956	1957	41.2	41.3	28	1.500	33.3	42.2
1957	1958	27.3	41.2	29	1.448	30.9	41.4
1958	1959	37.7	41.0	30	1.400	28.6	40.7
1959	1960	37.9	37.9	31	1.355	26.2	39.9
1960	1961	72.7	37.7	32	1.313	23.8	39.1
1961	1962	58.6	37.0	33	1.273	21.4	38.3
1962	1963	49.8	36.4	34	1.235	19	37.5
1963	1964	52.3	35.8	35	1.200	16.7	36.6
1964	1965	52.3	32.5	36	1.167	14.3	35.7
1965	1966	30.4	31.3	37	1.135	11.9	34.6
1966	1967	76.7	30.8	38	1.105	9.5	33.5
1967	1968	31.3	30.4	39	1.077	7.1	32.2
1968	1969	30.8	27.3	40	1.050	4.8	30.6
1969	1970	*	26.4	41	1.024	2.3	28.2

Se tiene el cuadro 08, en la página 22, con el análisis de los datos de caudales medios que registró la estación SOCSI, mediante la distribución Gumbel.

Se obtienen los siguientes resultados:

Media de la serie de avenidas = 49.80

Desviación estándar = 14.60

Como T = 50 años

Entonces:

$P(Q < Q_t) = 98.0\%$ y **$Q(50) = 87.60 \text{ m}^3/\text{seg}$**

Este caudal hallado será considerado para determinar la capacidad de las compuertas del canal de limpia.

3.4.4 Análisis del caudal mínimo.

Como anexo 04 se tienen los registros de la estación SOCSI de caudales mínimos. Utilizando el método de Gumbel, se obtiene:

Media de la serie de avenidas = 8.90

Desviación estándar = 1.50

Como T = 50 Años

Entonces:

$P(Q < Q_t) = 2.0\%$ y **$Q(50) = 6.60 \text{ m}^3/\text{seg}$**

Se muestra el cuadro 09 en la página 23 con el cual se hallaron estos valores.

3.5 Diseño hidráulico.

3.5.1 Relación entre el Barraje Vertedero Fijo y el Móvil.

Si un barraje fijo es construido a lo largo de la longitud del cauce y no genera problema durante la época de avenida, la longitud del barraje vertedero es limitado por el ancho del canal de limpia gruesa. En cambio si el barraje fijo causa problemas durante la época de avenida, aumentando el nivel de las aguas, en especial aguas arriba del barraje fijo, entonces, será necesario aumentar un barraje móvil para controlar el aumento del nivel de agua sin causar problemas de inundación, como se muestra en el gráfico 05.

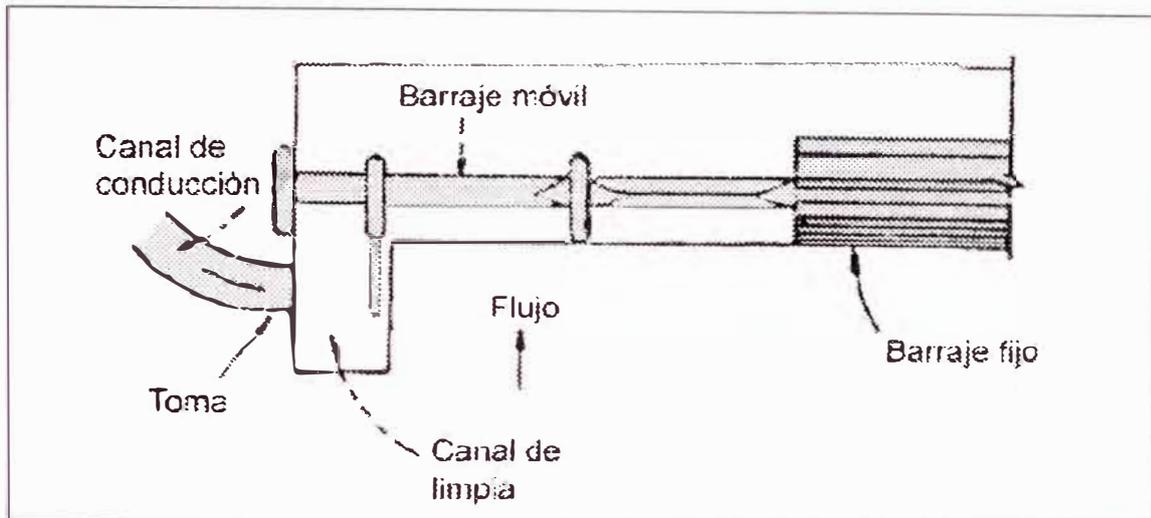


Gráfico 05. Esquema típico de barraje mixto (Mansen A. Diseño de Bocatomas, UNI –FIC).

El criterio para determinar la longitud de barraje vertedero fijo (L_f) y la longitud móvil (L_m) es que sus longitudes deben permitir pasar caudales Q_m (caudal por la zona móvil) y Q_f (Caudal por la zona fija) que sumados den el caudal de diseño, es decir:

$$Q_m + Q_f = Q_d$$

Concluyendo, el costo es el que prima en la relación entre un barraje fijo y móvil, ya que habría que comparar el gasto que ocasiona el efecto de remanso hacia aguas arriba de la presa vs la construcción de un vertedero muy corto; en caso contrario, será necesario aumentar longitud del barraje, lo cual causaría una altura menor en la sobre-elevación de nivel de agua que ocasiona el remanso.

3.5.2 Principales características del ramal del río Cañete.

Se tiene de los análisis de Máximas Avenidas:

$$Q_d = 920.99 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Se toma el resultado obtenido de la ecuación de Log Pearson III, ya que es el más crítico. Se tiene un ancho del río Cañete en épocas de avenidas de 200m; pero como se considera solo un ramal del río, se trabajará con un caudal en el ramal proporcional al ancho de la corriente que será de 60m (dato obtenido del software google Earth), donde se ubicará la bocatoma. Entonces usaremos un caudal proporcional al ancho del ramal del río, el cual será:

$$Q_d = 276.30 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

En el gráfico 06 se tiene una sección característica del río de forma trapezoidal con talud 1:1. Un ancho en el fondo del río de 60m y una pendiente del 1.57%, obtenido de los planos topográficos.

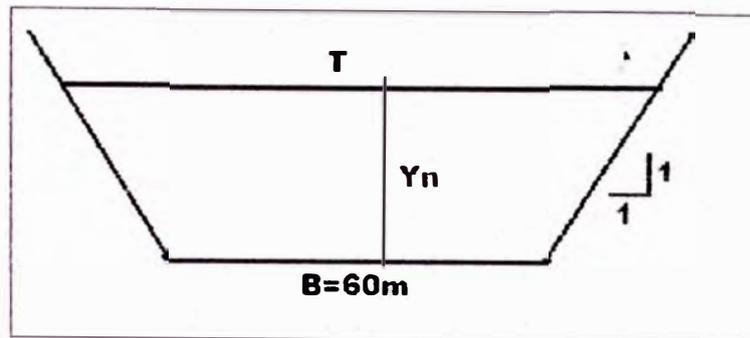


Gráfico 06. Sección del río

Se trabajará con la fórmula:

$$Q = \frac{A * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n}$$

Siendo $n = 0,04$

Se obtienen los siguientes datos:

$$A = 77.38 \text{ m}^2$$

$$P = 63.57 \text{ m}$$

$$R = 1.22 \text{ m}$$

$$Y_n = 1.26 \text{ m}$$

$$V = 3.57 \text{ m/seg.}$$

$$T = 62.53 \text{ m}$$

Del análisis de mínimos caudales se tiene un caudal mínimo de **6.60 m³/seg.** Considerando la misma sección del río se obtiene:

$$A = 8.06 \text{ m}^2$$

$$P = 60.38 \text{ m}$$

$$R = 0.13 \text{ m}$$

$$Y_n = 0.14 \text{ m}$$

$$V = 0.82 \text{ m/seg.}$$

$$T = 60.27 \text{ m}$$

3.5.3 Diseño del barraje.

a) Altura de barraje.

La altura del barraje vertedero está orientada a elevar o mantener un nivel de agua en el río, de modo tal que se pueda derivar un caudal hacia el canal de derivación. También debe permitir el paso de agua excedente por encima de su cresta. Para mayor detalle se tiene el gráfico 07.

Se tiene la fórmula:

$$C_c = C_o + h_o + h + 0.20 \text{ (en metros)}$$

Donde:

C_o = Cota en el lecho del río, en el punto donde se va a construir el barraje.

De acuerdo a nuestro plano topográfico será 273.12m.

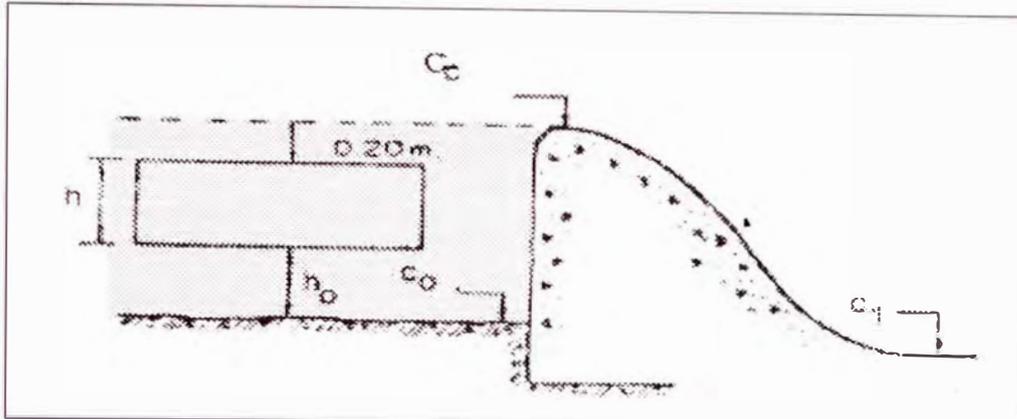


Gráfico 07. Cálculo de altura de barraje (Mansen A. Diseño de Bocatomas, UNI-FIC).

h_0 = Altura del primer rebose, es la altura que tiene el muro del umbral de la ventana de captación que impide el ingreso de material de arrastre del río. Por razones de seguridad en caso de avenida fuera de lo normal en cuanto a transportes de acarreo y para impedir el ingreso de estos en el canal se le dará una altura **$h_0 = 1.00\text{m}$** .

h = altura de la ventana de captación. Se determinará en 0.60. Luego se corroborará al dimensionarla hidráulicamente. Además se sumará por seguridad encima de la ventana de captación 0.20m con el fin de corregir datos de oleaje y de coeficientes de la fórmula.

Calculando se halla la cota de la cresta del barraje = 274.92m

Por lo que la altura del barraje **$P = 1.80\text{m}$** .

b) Longitud total del barraje.

Se tiene un ancho de río de 60m.

Se sabe que el ancho del canal de limpia debe ser 1/10 de la longitud del barraje, y además debe ser múltiplo de 5.

Entonces: $L_b + L_b/10 = 60 \Rightarrow L_b = 55\text{m}$ y $Acl = 5\text{m}$

c) Carga de agua sobre la cresta.

Se tiene la siguiente fórmula:

$$H_e = \left(\frac{Q}{C * L} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Donde:

Q = caudal máximo de diseño.

L = longitud de barraje.

He= Carga de agua incluida la carga de energía

C = Coeficiente basado en la velocidad de aproximación y el talud aguas arriba del vertedero.

Se asumirá C = 2.21

Se obtiene He = 1.73m

Si bien He resulta elevado, se puede aceptar ya que hay que tener presente que solamente se presentaría en condiciones extremas y por cortos tiempos de duración.

d) Velocidad de llegada

Para este caso $V = Q/(55*Y)$ y $h_v = V^2/(2g)$

$$\Rightarrow h_v = Q^2/(2*9.81*(55*(P+He))^2)$$

h_v = 0.10 m

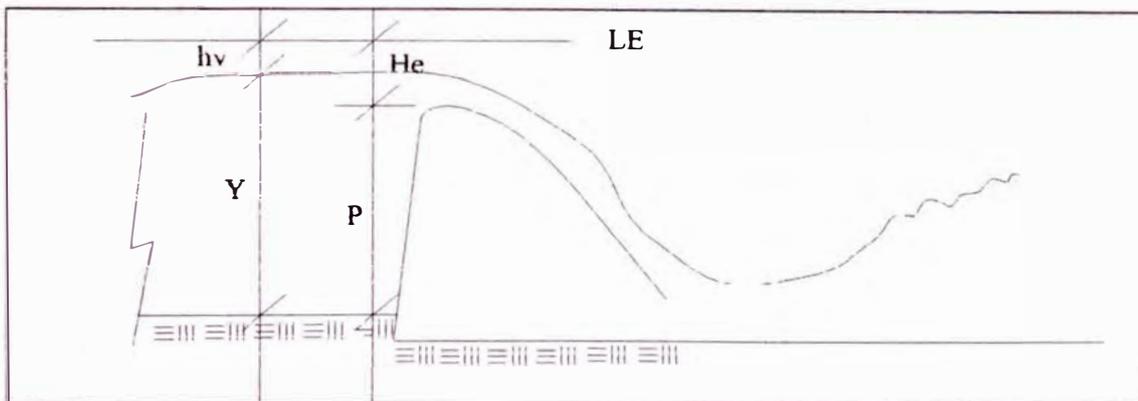


Gráfico 08. Cálculo de H_v y H_e

Por lo que la carga neta de agua sobre la cresta es:

$$H_d = H_e - h_v \Rightarrow \mathbf{H_d = 1.63m}$$

Finalmente la Velocidad de llegada **V = 1.46 m/seg**

e) Perfil de barraje

$$X^n = K * H_d^{n-1} * Y$$

Donde X e Y son las coordenadas del perfil de la cresta con el origen en el punto mas alto de la cresta, H es la carga del agua excluyendo la velocidad de aproximación del flujo del agua y K y n son parámetros que dependen de la pendiente de la cara aguas arriba del barraje.

Para el presente diseño la pendiente es vertical por lo que:

$$K = 2.00 \text{ y } N = 1.85.$$

f) Cálculos de d1 y d2

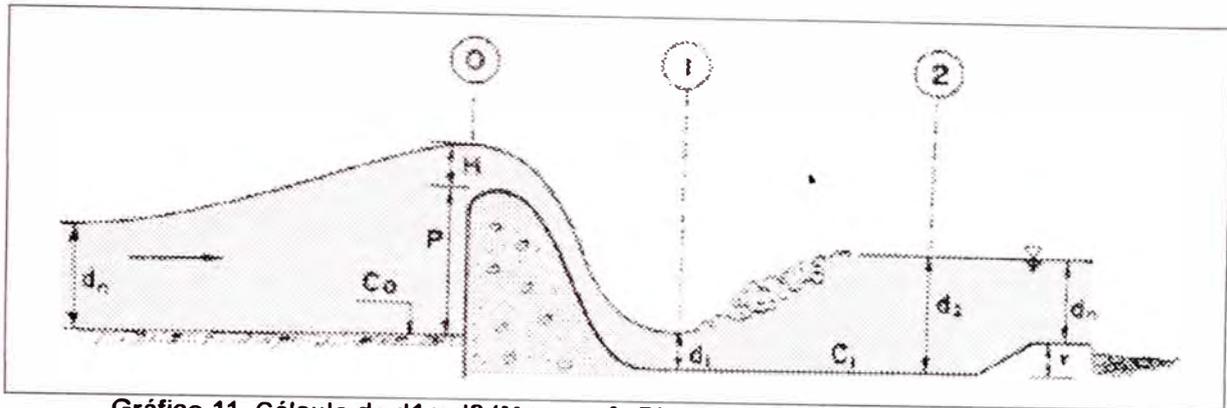


Gráfico 11. Cálculo de d1 y d2 (Mansen A. Diseño de Bocatomas, UNI -FIC).

Se tiene:

$$E_o = C_o + P + Hd + \frac{V_h^2}{2g}$$

$$E_1 = C_1 + d_1 + \frac{V_1^2}{2g}$$

Por Bernoulli: $E_o = E_1 + hf_{0-1}$

Reemplazando y despejando, se tiene:

$$V_1 = (2g * (C_o - C_1 + P + Hd - d_1 + \frac{V_h^2}{2g} - hf_{0-1}))^{\frac{1}{2}}$$

Será necesario reemplazar algunos datos como:

$r = (C_o - C_1)$, como mínimo 0.5m

$$hf_{0-1} = \frac{0.1xVh^2}{2g}$$

$$d_1 \geq 0.1m$$

Por lo que al final resulta: $V_1 = (2g * (r + P + Hd - d_1 + 0.9 * \frac{V_h^2}{2g}))^{\frac{1}{2}}$

Para este caso se asume:

r = 1.5m. Que es lo necesario para lograr un salto sumergido en el colchón disipador

d1 = 0.53m

Conociendo de cálculos anteriores los valores de:

P = 1.8m, H = Hd = 1.63m, Vh = 1.46 m/seg

=> V1= 9.39 m/seg

Luego se debe comparar con:

$$V_1 = \frac{Ql}{A_1} = \frac{Ql}{(b_1 * d_1)} = \frac{ql}{d_1}$$

Por lo que $d1 = 0.5347 \text{ m}$

Como el $d1$ hallado es parecido al $d1$ supuesto, entonces se pasará al siguiente cálculo.

De la conservación de la fuerza específica o momento entre la sección 1 y 2 se tiene:

$$d2 = \left(\frac{d1^2}{4} + 2 * \frac{V1^2}{g} * d1 \right)^{\frac{1}{2}} - \frac{d1}{2}$$

Entonces $d2 = 2.80 \text{ m}$

Comprobando: $d2 = dn + r$

Sin embargo este caso muy pocas veces se presenta, por lo que para buscar un salto sumergido en el colchón disipador, se puede aceptar hasta:

$$dn + r = 1.15 * d2$$

Por lo que se verifica que $dn = 1.26 \text{ m}$

g) Cálculo de la longitud del colchón disipador

Como consecuencia de la colocación del barraje en el cauce del río se origina un incremento de la energía potencial, que al verter el agua encima del barraje se transforma en energía cinética que causa erosión, por lo cual es conveniente instalar un salto hidráulico y amortiguar la energía. La necesidad de una poza de disipación y la forma de resalto está relacionada al número de Fraude que se expresa:

$$F = \frac{v}{\sqrt{gxd}}$$

Las condiciones del resalto de acuerdo al número de Froude son:

$F=1$	El régimen es crítico y el resalto no puede formarse.
$F<1.7$	No es necesaria la poza de disipación.
$1.7<F<2.5$	El régimen es transitorio y no se forma un verdadero resalto.
$2.5<F<4.5$	El régimen se denomina de transición.
$4.5<F<9$	El resalto es bien balanceado.
$9>F$	El resalto es efectivo.

En este proyecto: $F = 4.10$, por lo cual el régimen es de transición y se necesitará un colchón disipador.

Entonces, conocidos los tirantes conjugados (d_1 y d_2) es posible calcular la longitud necesaria para que se produzca el salto hidráulico.

Este colchón disipador surge de la necesidad de que el resalto se presente al inicio del emboquillado por cuanto esto significará menor longitud del mismo, sin embargo ello sucederá únicamente cuando el tirante del agua después del salto sea igual al tirante normal que se presenta en el río aguas abajo, es decir $d_2 = d_n$; lo que ocurrirá solamente para un determinado caudal. Para otras descargas existen dos posibilidades:

$$d_2 < d_n$$

$$d_2 > d_n$$

En el primero de los casos la longitud para el salto se reduce, llegándose a producir un ahogamiento del mismo, la segunda de las posibilidades es la más frecuente y la que origina los mayores problemas a la estructura, por lo que se busca la forma de contrarrestar y para tal finalidad lo más recomendable es bajar el nivel del solado, hasta un punto tal que la cota energética después del salto sea igual a la que se presenta inmediatamente aguas abajo del mismo.

Según las fórmulas que se dan a continuación, y que por lo general dan valores un poco conservadores determinarán la longitud del colchón.

$$L = (5 \text{ a } 6) \cdot (d_2 - d_1) \text{ (Schoklitsch)}$$

$$L = 6 \cdot d_1 \cdot F_1, \text{ siendo: } F_1 = \frac{V_1}{(g \cdot d)^{\frac{1}{2}}} \text{ (Safranez)}$$

$$L = 4 \cdot d_2 \text{ (U.S. Bureau of Reclamation)}$$

Entonces:

$$\text{Por Schoklitsch } L = 13.62\text{m}$$

$$\text{Por Safranez } L = 13.10\text{m}$$

$$\text{Por U.S. Bureau } L = 11.20\text{m}$$

Se toma la solución mas conservadora, finalmente $L = 13.60\text{m}$

h) Espesor del colchón disipador

Para resistir el efecto de la subpresión es recomendable que el colchón disipador tenga un espesor que soporte el empuje que ocasiona la subpresión. Más adelante se verificará los espesores del solado en base a las subpresiones.

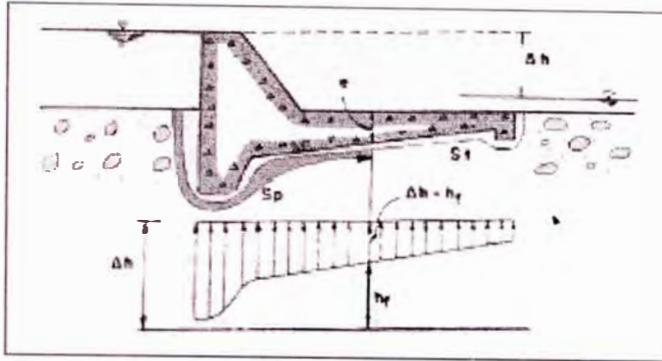


Gráfico 12. Espesor de solado (Mansen A. Diseño de Bocatomas, UNI –FIC).
Se asumirá un valor de $e=1.00\text{m}$

i) Longitud del enrocado de protección o escollera (L_e)

Al final del colchón disipador es necesario colocar una escollera o enrocado con el fin de reducir el efecto erosivo y contrarrestar el arrastre del material fino por acción de la filtración.

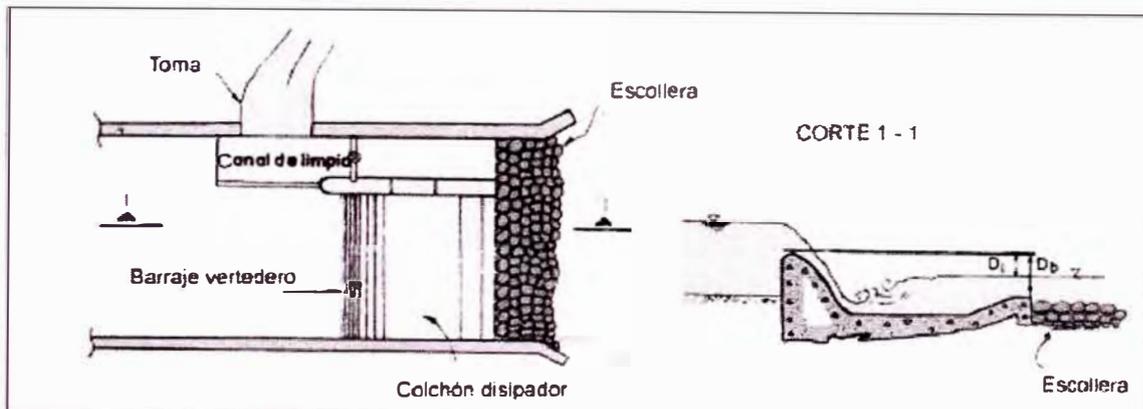


Gráfico 13. Cálculo de la longitud del enrocado (Mansen A. Diseño de Bocatomas, UNI –FIC).

Donde: $L_e = L_t - L_o$

Además:

$$L_t = 0.67 * C * (D_b * q)^{\frac{1}{2}}$$

$$L_o = 0.60 * C * D_1^{\frac{1}{2}}$$

D_b : altura comprendida entre la cota del extremo aguas abajo del colchón disipador y la cota de la cresta del barraje vertedero, en m.

D_1 : altura comprendida entre el nivel de agua en el extremo aguas abajo del colchón disipador y la cota de la cresta del barraje vertedero, en m.

q : avenida del diseño por unidad de longitud del vertedero.

C : coeficiente de Bligh

Se tiene el cuadro 11, que muestra el coeficiente de Bligh:

Cuadro 11. Coeficiente C según Bligh

Lecho del Cauce	Tamaño de Grano (mm)	C (Bligh)
Limo	0.1 a 0.25	15
Arena fina	0.5 a 1	12
Arena gruesa		9
Bolonería, grava y arena		4-6
Arcilla		6-7

Entonces $C = 5$,

$D_b = 1.76$ y $D_1 = 0.5$

$q = 5.02$

$L_t = 9.97\text{m}$ y $L_o = 2.12 \Rightarrow L_e = 7.85\text{m}$

En la página siguiente se muestra el gráfico 14, donde se detalla el perfil del barraje, colchón disipador y enrocado.

j) Control de Filtración

El agua que se desplaza por debajo del barraje causa arrastre de material fino creando el fenómeno de filtración; este problema se agrava cuando el terreno es permeable.

El ingeniero Bligh estudió este fenómeno con presas construidas en la India, recomendando que el camino que recorre el agua por debajo del barraje vertedero (camino de percolación) debe ser mayor o igual que la cara disponible entre los extremos aguas arriba y aguas abajo del barraje vertedero afectado por un coeficiente, es decir:

$$S \geq C * \Delta h$$

Donde:

S: camino de percolación

C: coeficiente de Bligh

Δh : carga hidráulica que viene a ser la diferencia de nivel aguas arriba y aguas abajo del barraje vertedero.

En el presente proyecto se tiene:

- Nivel de agua en la cresta = Cota de lecho de río + altura barraje (P) + nivel de agua en cresta (H_d) = $273.12 + 1.80 + 1.63 = 276.55$
- Nivel de agua al inicio de enrocado = Cota de lecho de río + Tirante de río = $273.12 + 1.26 = 274.38$

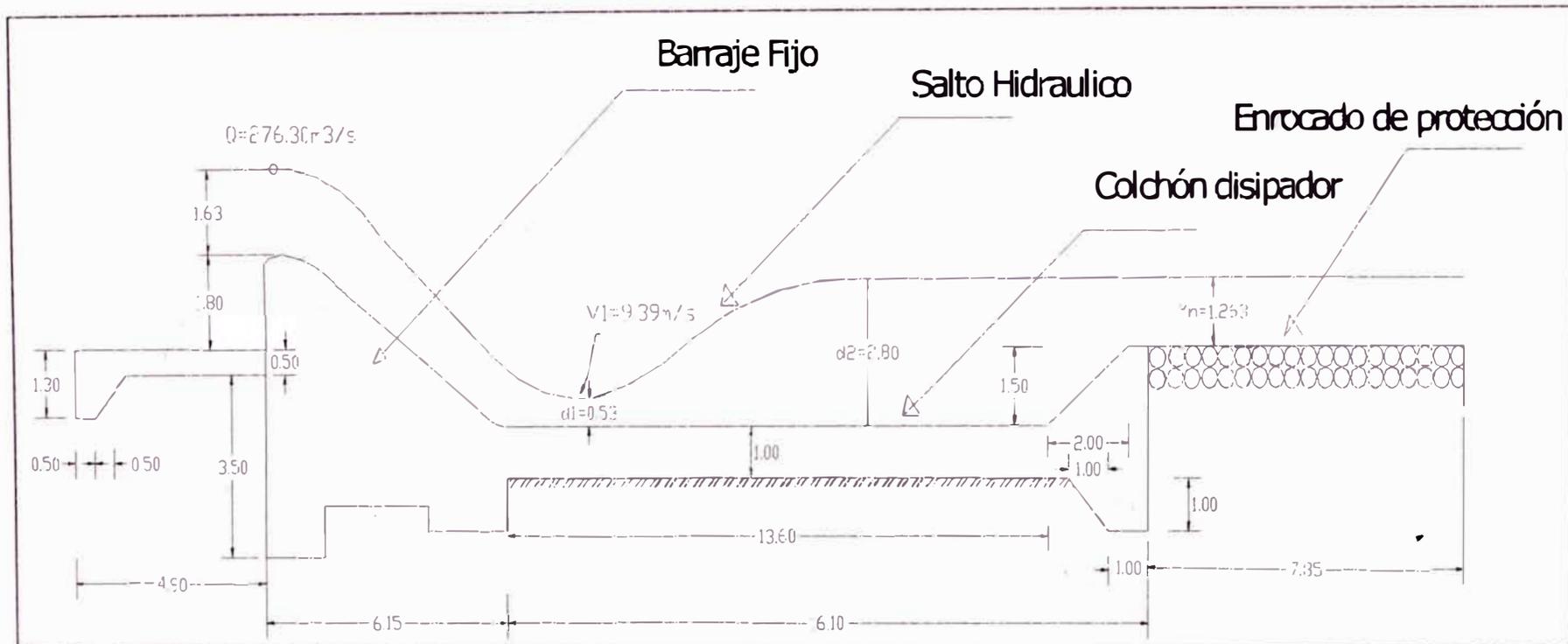


Gráfico 14. Perfil del barraje.

Por lo que: $\Delta h = 276.55 - 274.38 \Rightarrow \Delta h = 2.17 \text{ m}$

En el siguiente gráfico se da más detalle de lo mencionado:

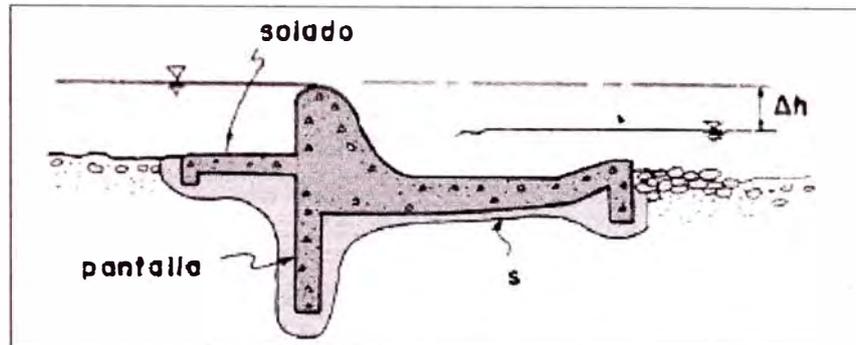


Gráfico 15. Camino de percolación (Mansen A. Diseño de Bocatomas, UNI –FIC).

Este criterio fue corregido por Lane después de observar casi 200 estructuras entre las que funcionaban bien y las que fallaron. Lane planteó la siguiente expresión:

$$S = \frac{1}{3} \sum Lh + \sum Lv > Cl * \Delta h$$

Donde:

Lh, Lv: suma de longitudes horizontales y verticales respectivamente, que tenga la sección de la presa.

Cl: coeficiente de Lane, que se obtiene del cuadro 12.

Cuadro 12. Coeficiente C según Lane

Lecho del Cauce	Tamaño de Grano (mm)	C (Lane)
Limo	0.1 a 0.25	7
Arena fina	0.5 a 1	6
Arena gruesa		4
Bolonería, grava y arena		3
Arcilla		1.6 a 3

Asimismo; se acostumbra a poner emboquillado aguas arriba del vertedero, sobre todo cuando el suelo es permeable, con el fin de alargar el camino de percolación, así como dar mayor resistencia al deslizamiento y prevenir efectos de la erosión, en especial en épocas de avenidas. La longitud recomendada por la experiencia es tres veces la carga sobre la cresta.

$$Lz = 3 H_v = 4.90\text{m}$$

También, Lane recomienda:

$$Z1 \text{ (profundidad de zapata de zampeado antes de barraje)} = 0.8 H_v$$

Z2 (profundidad de zapata principal de barrage) = 2.0 Hv

=> Z1 = 1.75m y Z2 = 4.50m

El gráfico 16 muestra las longitudes para el cálculo de las subpresiones:

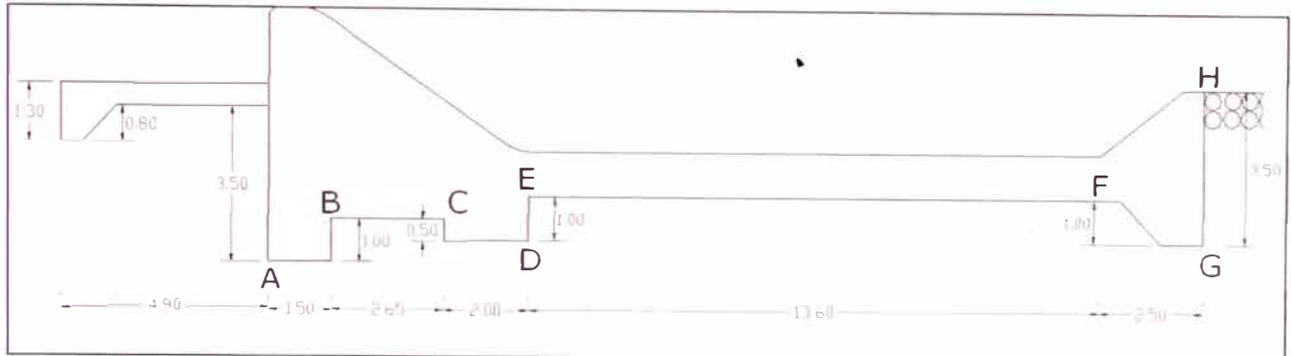


Gráfico 16. Longitudes de la cimentación

Se obtiene el siguiente cuadro 13:

Cuadro 13. Longitudes horizontales y verticales.

Punto	A	B	C	D	E	F	G	H
Lh	4.90	1.50	2.65	2.00	0.00	13.60	2.50	0.00
Lv	5.60	1.00	0.00	0.50	1.00	0.00	1.00	3.50

$\sum Lh = 27.15 \text{ m}$ y $\sum Lv = 12.60 \text{ m}$

Entonces $Lc = \sum Lh/3 + \sum Lv = 21.60 \text{ m}$

Por Lane se tiene que $C = 3$

Como $\Delta h = 2.17 \Rightarrow C \cdot \Delta h = 6.51 \text{ m}$

Por lo cual se comprueba que $Lc > C \cdot \Delta h$

k) Cálculos de las Subpresiones.

Se analizará en los puntos críticos que son A, B, C, D, E, F y G.

Aguas Máximas:

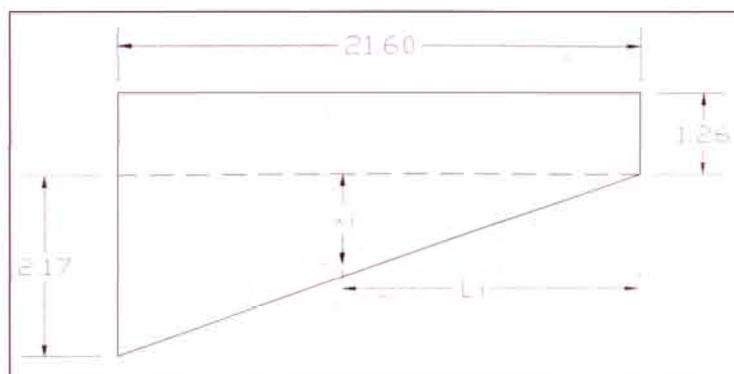


Gráfico 17. Sub-presión máxima y mínima

Según el gráfico 16 y utilizando semejanza de triángulos en el gráfico 17 se obtiene el cuadro 14.

Cuadro 14. Subpresiones en puntos críticos

Subpresión A		Subpresión B		Subpresión C	
Lh:	4.9	Lh:	6.4	Lh:	9.05
Lv:	5.6	Lv:	6.6	Lv:	6.6
Lc:	7.23	Lc:	8.73	Lc:	9.62
Li:	14.42	Li:	12.92	Li:	12.03
ei:	1.45	ei:	1.29	ei:	1.21
Sp A:	2.71	Sp B:	2.55	Sp C:	2.47

Subpresión D		Subpresión E		Subpresión F	
Lh:	11.05	Lh:	11.05	Lh:	24.65
Lv:	7.1	Lv:	8.1	Lv:	8.1
Lc:	10.78	Lc:	11.78	Lc:	16.32
Li:	10.87	Li:	9.87	Li:	5.33
ei:	1.09	ei:	0.99	ei:	0.53
Sp D:	2.35	Sp E:	2.25	Sp E:	1.79

Subpresión G	
Lh:	27.15
Lv:	9.1
Lc:	18.15
Li:	3.5
ei:	0.35
Sp E:	1.61

Se determinarán los espesores mínimos en base a la fórmula:

$$e = \frac{4}{3} \frac{Sp * \gamma A}{\gamma C}$$

Donde:

Sp: Subpresión

γA : Peso específico del agua.

γC : Peso específico del material del solado

Luego, se obtiene el cuadro 15 con los espesores mínimos en cada punto:

Cuadro 15. Espesores mínimos

Punto	Espesor (m)
A	1.51
B	1.42
C	1.08
D	1.31
E	0.72
F	0
G	0.89

Tener en cuenta que en el punto E y F la subpresión será absorbida parcial o totalmente por los tirantes producidos en el salto hidráulico.

3.5.4 Efecto del Remanso causado en el río.

Tal como se explicó anteriormente, el hecho de construir el barrage en el cauce del río, causa la formación de una sobre-elevación del nivel de agua delante del vertedero que puede generar problemas a los terrenos agrícolas, caminos, puentes, obras de arte hidráulicas, por lo que es necesario determinar la curva de remanso formada para analizar y solucionar los problemas causados.

Para el cálculo se aplicará el método del Paso Directo, tanto para máximas avenidas como para mínimos caudales, como se muestra en el cuadro 16 y el cuadro 17.

Entonces del cuadro 16, se obtiene que la curva de remanso, aguas arriba del barrage llegará a **129.55 m**. Entonces esta longitud es la que se deberá proteger para que el río no afecte los terrenos aledaños.

Del cuadro 17 se deduce que la distancia horizontal máxima que habrá entre el barrage y el extremo mas lejano de la ventana de captación es de **8.90m**

3.5.5 Diseño del canal de limpia

a) Canal de Limpia

Este canal ubicado entre la ventana de captación y el barrage fijo da lugar al denominado barrage móvil, cuya finalidad es evitar la acumulación del material sólido frente a la ventana de captación y permite mejorar la captación en las épocas de estiaje especialmente en ríos con gran variación de caudales como los de la costa peruana.

Para separar el canal de limpia del barrage fijo se construye un muro guía que permite encauzar mejor las aguas hacia el canal de limpia.

Este canal debe tener capacidad suficiente para evacuar el caudal medio del río a una velocidad mayor de 2 m/seg, para facilitar el arrastre del material sólido, debiéndose regular el ingreso de las aguas a este canal mediante un sistema de compuertas, colocadas a lo ancho del mismo y apoyadas sobre muros de concreto.

CUADRO 16 METODO DEL PASO DIRECTO

Q (m³/s)	276.3
b (m)	60
z	1
n	0.04
So	0.0157

Yi	A	P	R	V	E	DE	Sf	Sp	So - Sp	Dx	x
3.43	217.56	69.70	3.12	1.27	3.512	-	0.0006	-			
3.20	202.24	69.05	2.93	1.37	3.295	0.2171	0.0007	0.0006	0.0151	14.41	14.41
3.00	189.00	68.49	2.76	1.46	3.109	0.1862	0.0009	0.0008	0.0149	12.50	26.91
2.80	175.84	67.92	2.59	1.57	2.926	0.1831	0.0011	0.0010	0.0147	12.45	39.36
2.60	162.76	67.35	2.42	1.70	2.747	0.1790	0.0014	0.0013	0.0144	12.40	51.76
2.40	149.76	66.79	2.24	1.84	2.573	0.1734	0.0019	0.0016	0.0141	12.33	64.09
2.20	136.84	66.22	2.07	2.02	2.408	0.1657	0.0025	0.0022	0.0135	12.24	76.33
2.00	124.00	65.66	1.89	2.23	2.253	0.1547	0.0034	0.0029	0.0128	12.13	88.46
1.80	111.24	65.09	1.71	2.48	2.114	0.1386	0.0048	0.0041	0.0116	11.97	100.43
1.60	98.56	64.53	1.53	2.80	2.001	0.1139	0.0071	0.0060	0.0097	11.73	112.16
1.40	85.96	63.96	1.34	3.21	1.927	0.0740	0.0111	0.0091	0.0066	11.29	123.45
1.26	77.19	63.56	1.21	3.58	1.913	0.0135	0.0158	0.0135	0.0022	6.10	129.55

Conclusión

La curva de remanso tendrá una longitud de 129.55 metros

CUADRO 17 METODO DEL PASO DIRECTO

Q (m ³ /s)	6.6
b (m)	60
z	1
n	0.04
So	0.0157

Yi	A	P	R	V	E	DE	Sf	Sp	So - Sp	Dx	x
1.94	120.16	65.49	1.83	0.05	1.940	-	0.0000	-			
1.80	111.24	65.09	1.71	0.06	1.800	0.1400	0.00000	0.00000	0.01570	8.92	8.92
1.60	98.56	64.53	1.53	0.07	1.600	0.2000	0.00000	0.00000	0.01570	12.74	21.66
1.40	85.96	63.96	1.34	0.08	1.400	0.1999	0.00001	0.00001	0.01569	12.74	34.40
1.20	73.44	63.39	1.16	0.09	1.200	0.1999	0.00001	0.00001	0.01569	12.74	47.14
1.00	61.00	62.83	0.97	0.11	1.001	0.1998	0.00002	0.00002	0.01568	12.74	59.88
0.80	48.64	62.26	0.78	0.14	0.801	0.1997	0.00004	0.00003	0.01567	12.74	72.62
0.60	36.36	61.70	0.59	0.18	0.602	0.1993	0.00011	0.00007	0.01563	12.75	85.37
0.40	24.16	61.13	0.40	0.27	0.404	0.1979	0.00041	0.00026	0.01544	12.82	98.19
0.20	12.04	60.57	0.20	0.55	0.215	0.1885	0.00414	0.00228	0.01342	14.04	112.23
0.14	8.42	60.40	0.14	0.78	0.171	0.0440	0.01360	0.00887	0.00683	6.44	118.67

Conclusión

Lo mas lejano que puede estar un extremo de la ventana de captación al barraje es de 8.92m

La pendiente del canal de limpia debe permitir el arrastre de los materiales que hay en el río. Se puede calcular con la fórmula:

$$I_c = \frac{n^2 * g^{\frac{10}{9}}}{q^{\frac{2}{9}}}$$

Donde:

Ic: Pendiente crítica

g: gravedad

n: Coeficiente de rugosidad de Manning.

q: Descarga por unidad de ancho.

n = 0.04 y q=Q/A canal de limpia

Se obtiene Ic = 0.0147. Entonces trabajaremos con una pendiente de **1.5%**

En resumen se menciona algunas recomendaciones sobre las características del canal de limpia:

- Caudal en la zona de limpia, debe ser igual al caudal medio del río.
- Velocidad en la zona de limpia, se recomienda que este entre 2.0 m/seg y 3.0 m/seg.
- Ancho de la zona de limpia, se recomienda que sea un décimo de la longitud del barraje.

En el presente proyecto, para una sección de 6.3 m de ancho efectivo, lo que significa que se aprovechará la geografía del terreno para ganar 1.8m, y un caudal proporcional Qmedio = 26.28 m³/seg., luego se verifica la velocidad en el canal, antes de ingresar a las compuertas.

Se tiene la fórmula:

$$Q = \frac{A * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n}$$

Además de conocer n = 0.04 y S = 0.015

Se obtiene: **d = 1.40m** y

V = 3.00 m/seg. Siendo esta velocidad mayor de 2m/seg.

La velocidad de entrada del agua por los vanos del bocal de captación debe quedar comprendida entre 0.80 y 1.20 m/seg.

En el gráfico 19 se muestra un esquema de los componentes de la Toma.

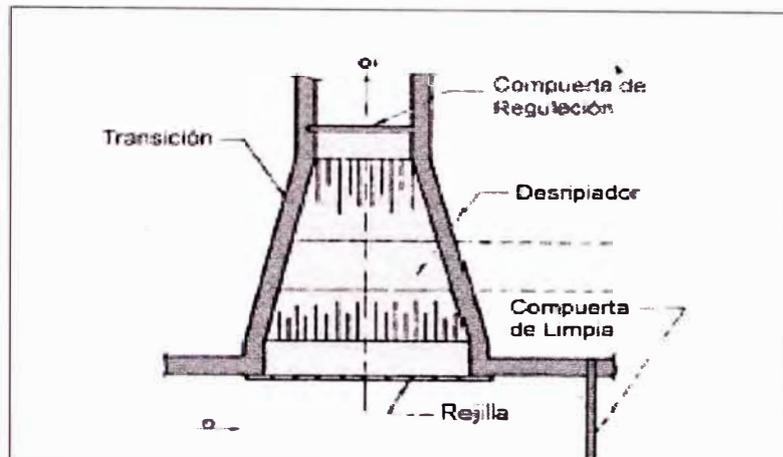


Gráfico 19. Esquema de la Toma (Mansén A. Diseño de Bocatomas, UNI -FIC).

a) Rejillas.

Su objetivo básico es impedir que los materiales de arrastre y suspensión ingresen al canal de derivación, los cuales causan obstrucción y desbordes aguas abajo de la captación.

La principal objeción de colocar rejillas es que causa pérdidas, las cuales deben ser consideradas durante el dimensionamiento de la altura del vertedero y en el cálculo del tirante en el canal de derivación.

En este caso se usará rejillas de diámetro de $\frac{3}{4}$ " @ 0.10m; con la finalidad de evitar el ingreso de cuerpos flotantes dentro de la captación.

b) Ventana de captación

Para cumplir con las exigencias mínimas de funcionamiento, deberá tener determinadas características que garanticen la captación de un caudal mayor que el que se piensa derivar, con la finalidad de emplear el caudal excedente en la purga del canal desripiador.

Para dimensionar la ventana de captación se debe tomar en cuenta las siguientes recomendaciones:

Ho: Altura para evitar el ingreso de material de arrastre; se recomienda 0.60m como mínimo.

h: Altura de la ventana de captación.

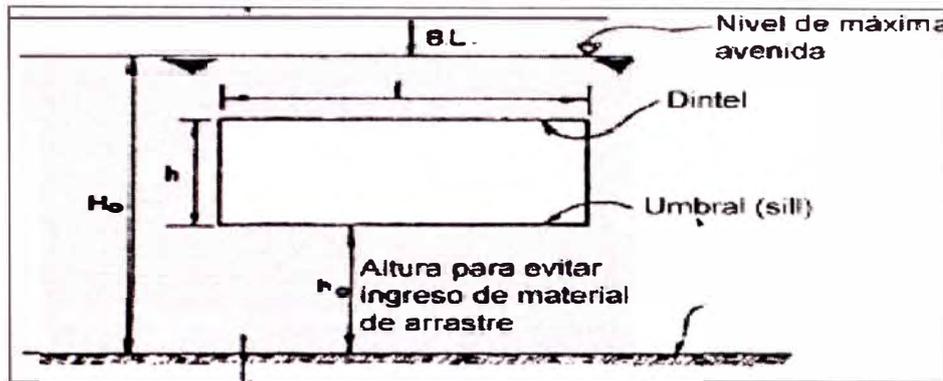


Gráfico 20. Ventana de captación (Mansen A. Diseño de Bocatomas, UNI-FIC).

Se asume un caudal excedente de 1.0 m³/seg, para la purga. La idea es que la ventana de captación funcione como vertedero.

Se aplicará la fórmula: $Q = c * L * h^2$

Además $Q = 2.0$ m³/seg y $c = 1.84$

Asumiendo un $L = 3.0$ m $\Rightarrow h = 0.51$ m; pero se tomará $h = 0.60$ m para compensar la reducción de área por la colocación de la rejilla. Se considera un caudal de purga igual que el que se va a derivar ya que es necesario para lograr un tirante aceptable en la cámara de tranquilización. Se tiene en la página siguiente el gráfico 21 con la ubicación y dimensiones de la ventana de captación.

c) Cámara de Tranquilización.

Después que el agua rebose el vertedero de la ventana de captación, es necesario atrapar o decantar el material que ha podido pasar a través de la rejilla; a esta estructura que realiza la decantación y aquietamiento del agua antes que éste ingrese a la zona de compuertas de regulación, se le conoce como cámara de tranquilización. Se estudió el salto hidráulico producido entre la ventana de captación y las compuertas de derivación. En el gráfico 22 se muestra el perfil de la cámara de tranquilización.

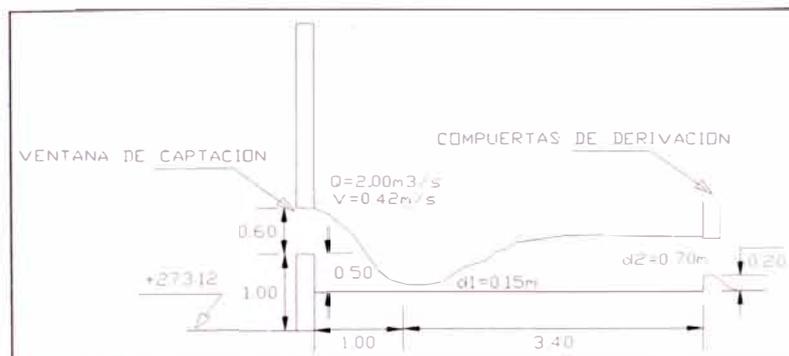


Gráfico 22. Cámara de Tranquilización

d) Canal desrripador.

Por esta estructura se purgará todo el material que haya podido pasar por las rejillas de la ventana de captación. Es preferible diseñar en función de generar una velocidad que permita un arrastre del material que pudiera ser decantado, para lo cual es necesario dar una fuerte pendiente paralela al flujo en el río; pero esta está limitada por la cota de salida que le permite al río, sobre todo en épocas de avenidas. Se recomienda una pendiente mayor de 2%.

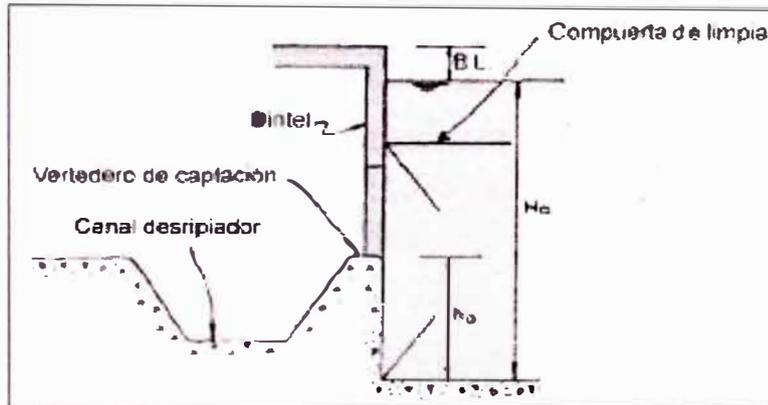


Gráfico 23. Esquema del canal desrripador (Mansen A. Diseño de Bocatomas, UNI -FIC).

Se trabajó con la fórmula:

$$Q = \frac{A * R^{\frac{2}{3}} * S^{\frac{1}{2}}}{n}$$

Además de conocer $n = 0.04$, $S = 0.025$, $b = 1.2m$

Obtenemos $d = 0.50m$ y $V = 1.67 m/seg$.

Se usará la fórmula: $Q = 0.6 * a^2 * \sqrt{2gh}$, para dimensionar la compuerta, obteniéndose: 1 compuerta de $1.2m \times 0.5m$.

Analizando el salto hidráulico se obtuvo que la longitud del colchón disipador es 3.80m, y se diseñó el perfil que muestra en la gráfico 24.

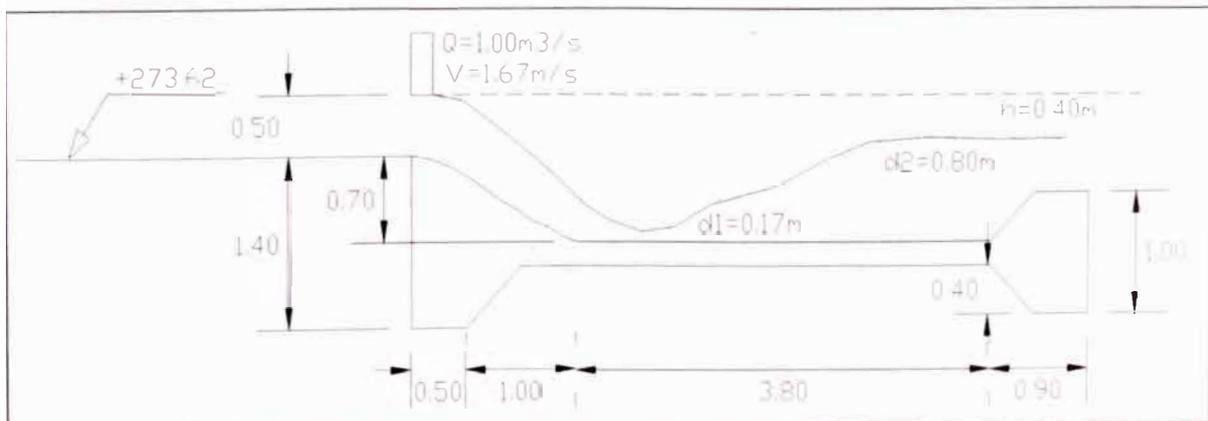


Gráfico 24. Perfil del Canal desrripador.

e) Compuerta de Derivación.

Son aquellas compuertas que regulan el ingreso al canal de derivación.

Asimismo se recomienda que la velocidad de diseño sea de 2.0 a 2.5 m/s.

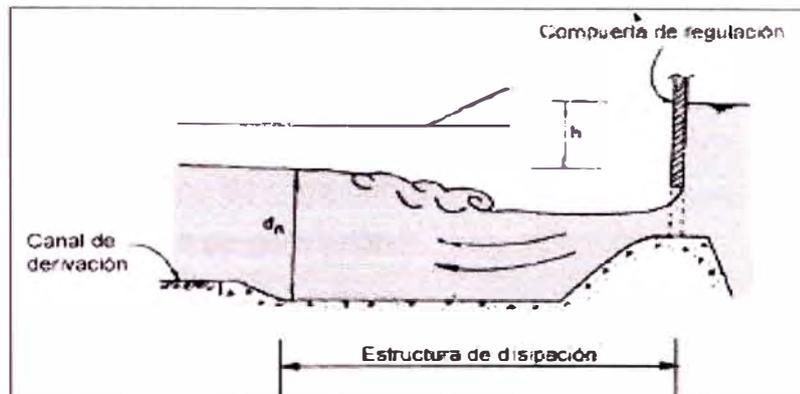


Gráfico 25. Esquema de la compuerta de derivación (Mansen A. Diseño de Bocatomas, UNI – FIC).

Se usará la fórmula: $Q = 0.6 * a^2 * \sqrt{2gh}$, para dimensionar la compuerta, obteniéndose: 2 compuertas de **1.1m x 0.5m**.

Analizando el salto hidráulico se obtuvo que:

Longitud del colchón disipador es 2.70m, y se diseñó el perfil que muestra en el gráfico 26:

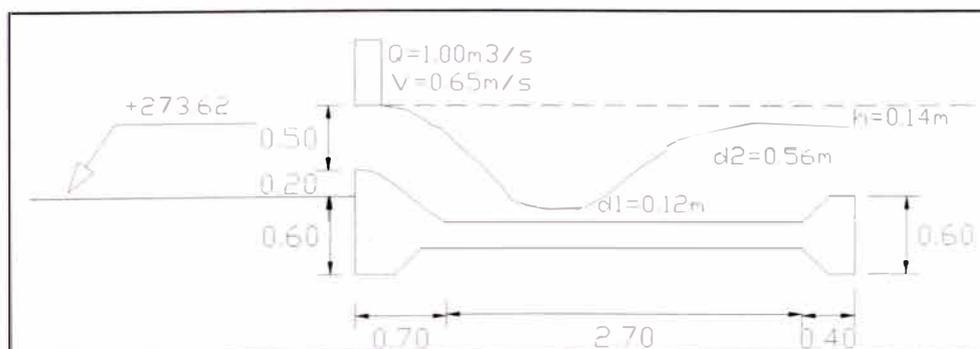


Gráfico 26. Perfil de poza disipadora en la derivación

Se puede observar que para todas las estructuras en donde se presentó un salto hidráulico se dimensionó estructuras de disipación. Esta estructura por lo general tiene un colchón o poza disipadora, que permite disipar dentro de la longitud de la poza de energía cinética adquirida del flujo y así salir con un flujo más tranquilo.

f) Transición

Algunas veces se suele unir las zonas de las compuertas con el canal mediante una transición, que a la vez permite reducir las pérdidas de carga. Para determinar la longitud requerida se aplica el siguiente criterio:

$$L = \frac{(b_1 - b_2)}{2 * \operatorname{tg}(12^\circ 30')}$$

Donde:

b1: ancho de la zona de compuertas = 2.70m

b2: ancho del canal de derivación = 1.00m

=> L = 3.80m

3.5.7 Diseño de los muros de encauzamiento

Son estructuras que permiten encauzar el flujo del río entre determinados límites con el fin de formar las condiciones de diseño pre-establecidas.

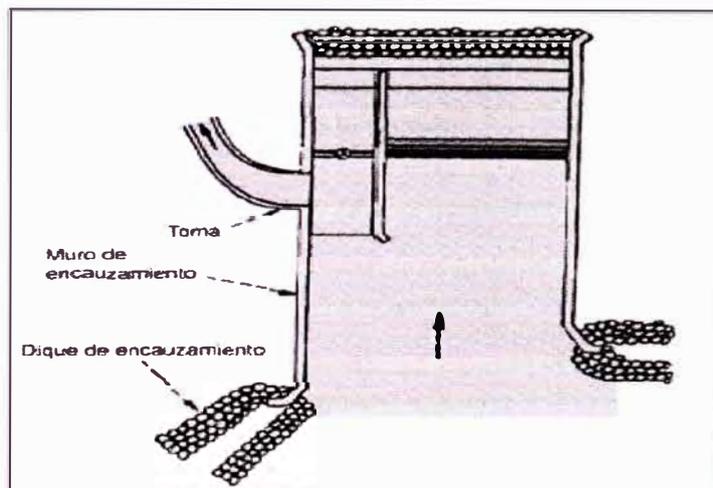


Gráfico 27. Esquema de los muros de protección (Mansen A. Diseño de Bocatomas, UNI – FIC).

Estas estructuras serán de concreto armado. Su dimensionamiento está basado en controlar el posible desborde del máximo nivel del agua y evitar también que la socavación afecte las estructuras de captación y derivación. En lo referente a la altura de coronación que estas estructuras deben tener, se recomienda que su cota superior esté por lo menos 0.60m por encima del nivel máximo de agua.

Con la altura definida se puede dimensionar los espesores necesarios para soportar los esfuerzos que transmiten el relleno, la altura de agua y las subpresiones.

En este proyecto se determinó la construcción de muros de protección tipo voladizo, según el nivel de agua que soportarán se consideró las siguientes alternativas, que se muestra en el cuadro 18.

Cuadro 18. Tipos de Muro de Protección.

Tipo	Altura agua (m)	Borde libre (m)	Prof. Zapata (m)	Altura pantalla (m)
I	3.43	0.57	0.50	4.50
II	3.2	0.60	0.50	4.30
III	2.8	0.60	0.50	3.90
IV	2.6	0.60	0.30	3.50
V	2.2	0.60	0.30	3.10
VI	1.8	0.60	0.30	2.70
VII	0.80 a menos	0.40	0.30	1.50

La ubicación de estos muros será la siguiente, colocando la estaca 0+000 en el eje del barraje:

Aguas Arriba del barraje

Muro 1, de 0+000 a 0+020.

Muro 2, de 0+020 a 0+040.

Muro 3, de 0+040 a 0+060.

Muro 4, de 0+060 a 0+080.

Muro 5, de 0+080 a 0+100.

Muro 6, de 0+100 a 0+129.

Estos muros se construirán en ambos costados del río.

Aguas Abajo del barraje

Muro 1, de 0+000 a 0+006, margen derecha del río.

Muro 3, de 0+006 a 0+022, margen derecha del río.

Muro 4, de 0+000 a 0+006, margen izquierda del río.

Muro 5, de 0+006 a 0+017, margen izquierda del río.

Muro 8

18 metros en la margen izquierda del canal desrripiador.

12 metros en el perímetro de la cámara de tranquilización.

10 metros en ambos extremos desde las compuertas de derivación, transición y canal de derivación.

El gráfico 28, 29 y 30 muestran las dimensiones del proyecto de captación.

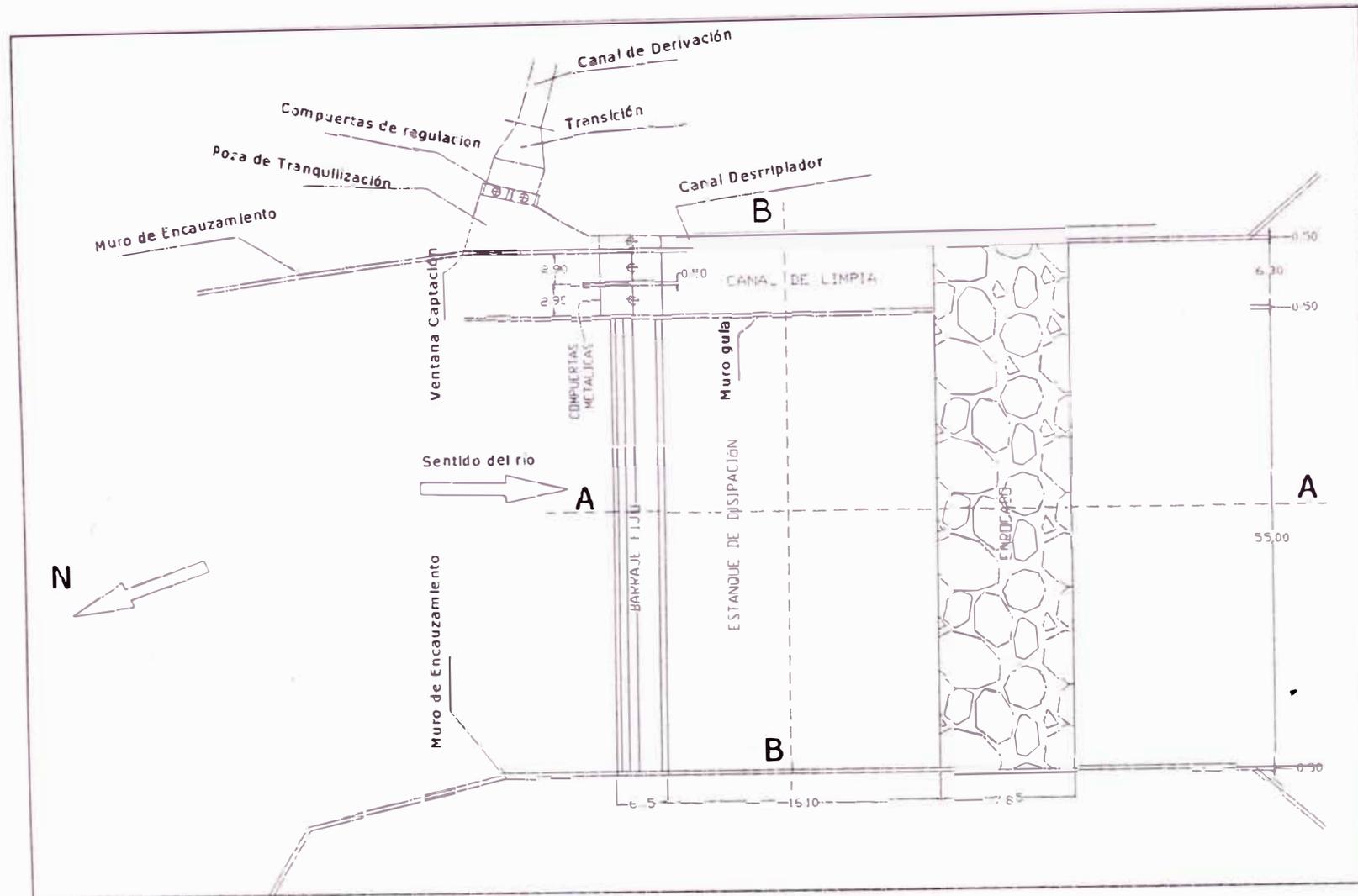


Gráfico 28. Vista en planta del Proyecto Captación.

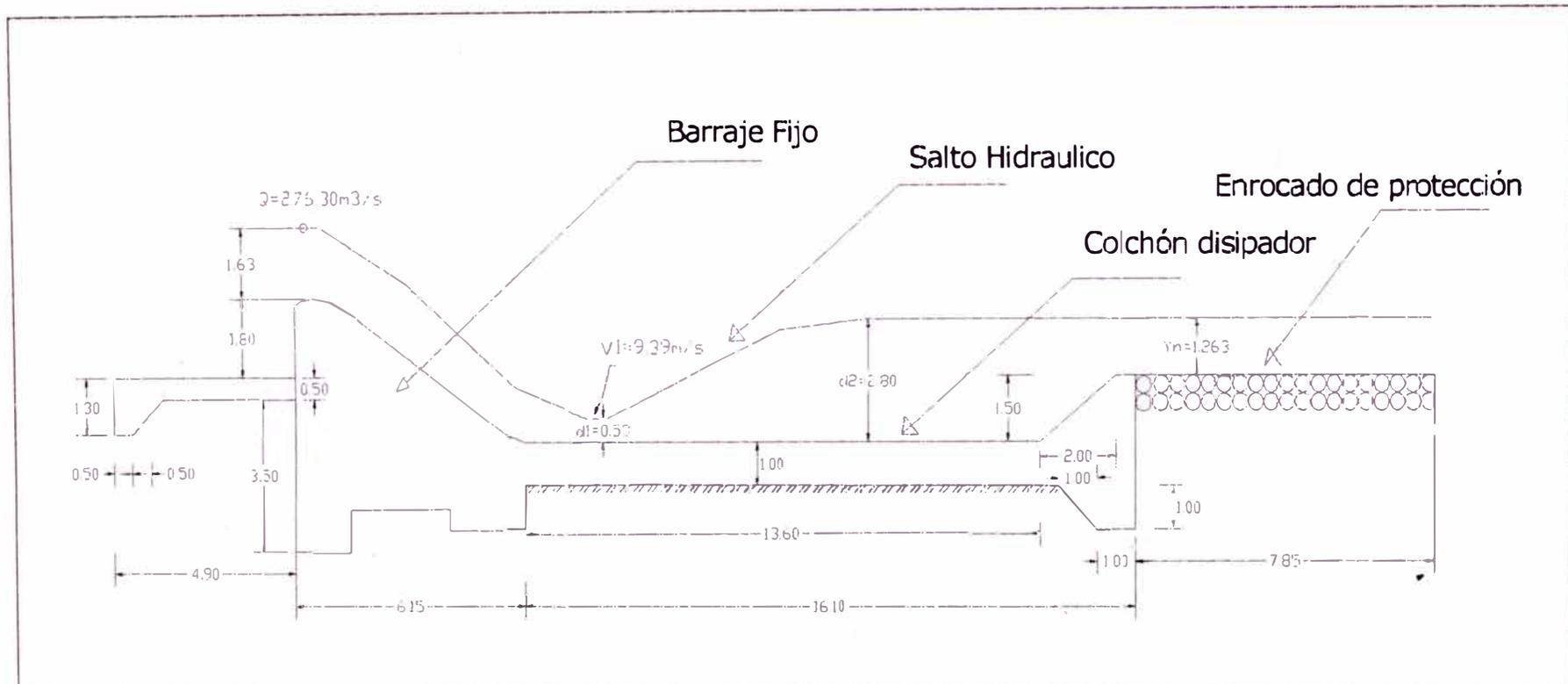


Gráfico 29. Corte longitudinal A-A del Proyecto Captación.

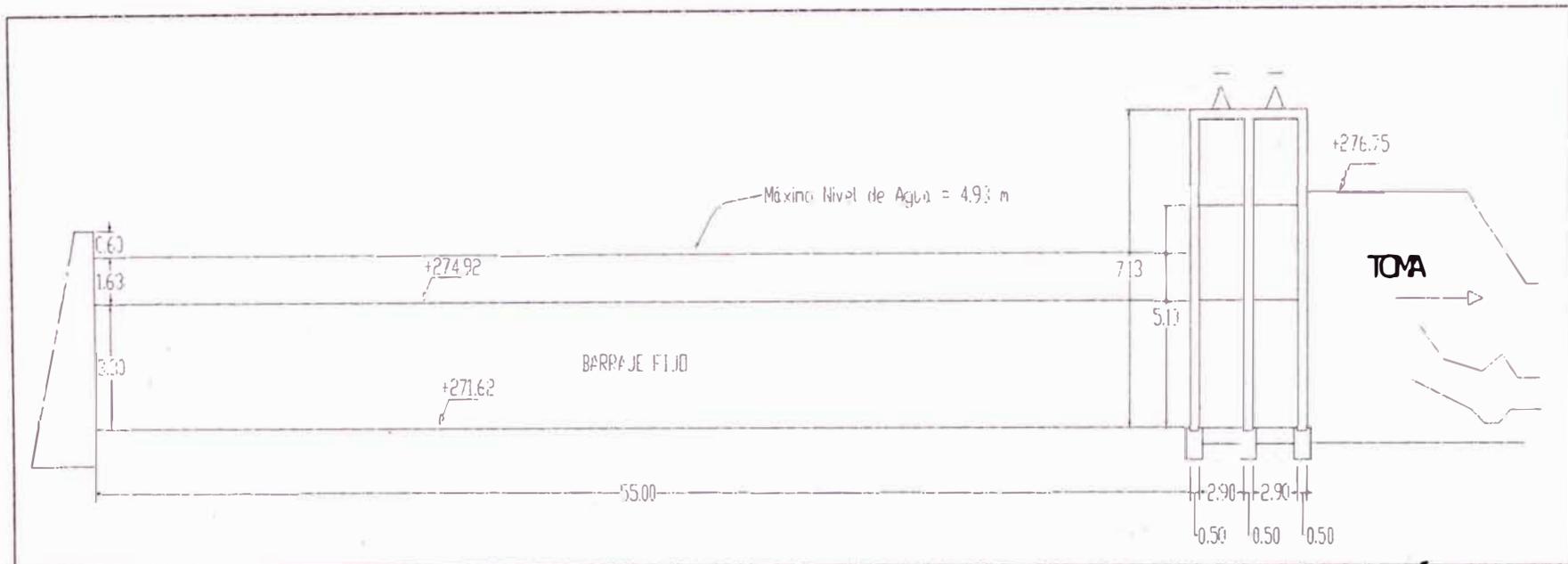


Gráfico 30. Corte transversal B-B del Proyecto Captación.

CAPITULO 4.

DISEÑO ESTRUCTURAL.

Habiendo concluido el dimensionamiento hidráulico de los distintos elementos que conforman el proyecto, el paso siguiente consistirá en verificar que dichas dimensiones satisfagan las exigencias mínimas de estabilidad y resistencia ya que de lo contrario será necesario modificar determinadas dimensiones sin alterar el comportamiento hidráulico de la estructura o en todo caso situarse del lado de la seguridad.

Este diseño deberá abarcar todos los elementos que forman la toma, determinando en los casos que fuese necesario el refuerzo de acero requerido.

Para el diseño estructural se ha tomado en cuenta las siguientes consideraciones:

Se ha diseñado las estructuras tomando como norma el Reglamento de Concreto Armado del ACI-350.

El acero de construcción utilizado es el A60 que tiene un $f_y=4,200$ kg/cm²

El concreto armado utilizado corresponde a las características de $f'c=210$ kg/cm², utilizando cemento Pórtland tipo I.

4.1 Análisis estructural.

4.1.1 Diseño del barraje

Siendo el barraje un elemento fundamental en la toma, por cuanto de él depende en gran medida la eficiencia en la captación, es que el análisis para su diseño debe efectuarse bajo las condiciones más severas, de tal modo que sea capaz de soportar las fuerzas que se proyectan actuarán sobre este, durante su funcionamiento, para lo cual habrá que evaluar la magnitud de las fuerzas actuantes más significativas. A continuación se efectúa dicho análisis por unidad de longitud.

a) Peso Propio (W)

Llega a ser la fuerza más importante para garantizar la seguridad del elemento, ya que por tratarse de una pequeña presa de gravedad, su estabilidad dependerá de que su peso propio sea capaz de contrarrestar las fuerzas que sobre éste actúen desfavorablemente, por tal motivo su

construcción se efectúa con el material de mayor peso específico, que generalmente es el concreto ciclópeo. Para evaluar la magnitud de ésta fuerza y por facilidad de cálculo, el perfil del barrage ha sido dividido en diversas secciones, tal como se muestra en el gráfico 30, calculándose para cada una de ellas la magnitud de su peso propio, así como también el momento que genera con respecto al eje que pasa por el punto "O".

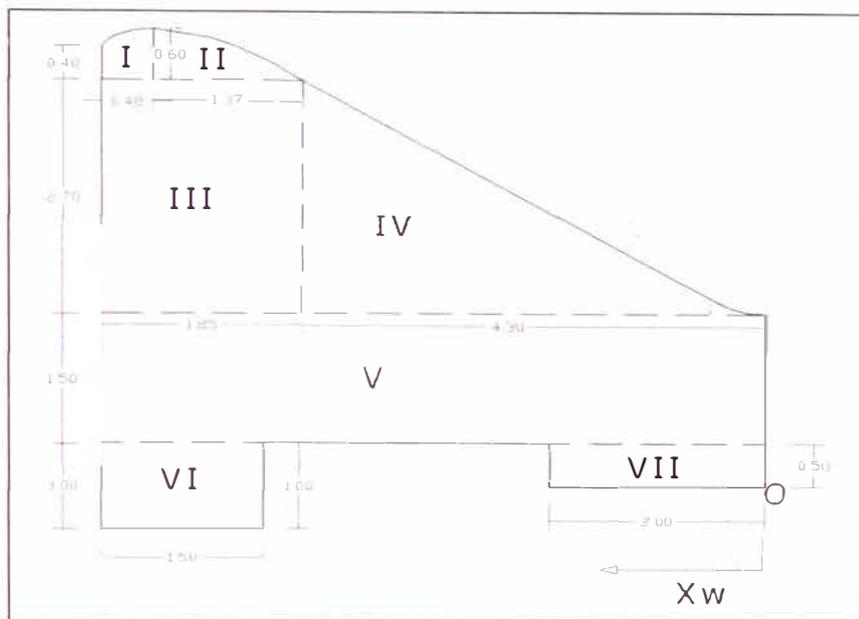


Gráfico 31. Dimensiones de barrage

A continuación se muestra el cuadro 19, con los valores tabulados:

Cuadro 19. Peso Propio y Momentos de barrage.

SECCION	VOLUMEN	P.E. (t/m ³)	W (tn)	x (m)	M (tn-m)
I	0.254	2.4	0.61	5.91	3.61
II	0.538	2.4	1.29	5.21	6.72
III	5.000	2.4	12.00	5.22	62.64
IV	5.475	2.4	13.14	2.86	37.58
V	9.225	2.4	22.14	3.08	68.19
VI	1.500	2.4	3.60	5.40	19.44
VII	1.000	2.4	2.40	1.00	2.40
TOTAL			55.18		200.58

La resultante, con respecto al punto O, estará actuando a:

$$X_w = M/W \Rightarrow X_w = 3.64 \text{ m}$$

b) Empuje hidrostático (H)

Es la fuerza debido al empuje del agua, cuya magnitud viene dada por el área del trapecoide ABCD del gráfico 32.

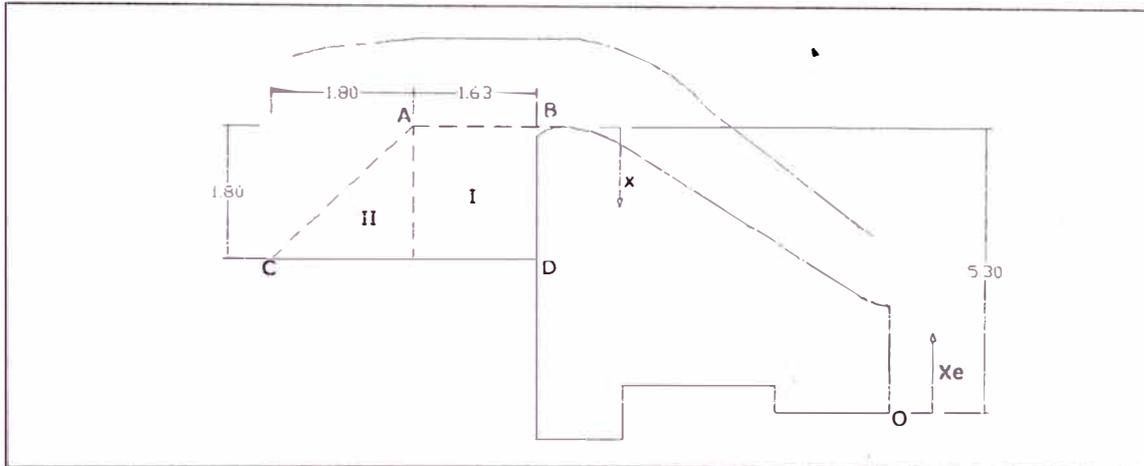


Gráfico 32. Fuerza hidrostática en barraje.

Se obtiene el cuadro 20:

Cuadro 20. Fuerza y Momento Hidrostático en barraje.

SECCION	E (tn)	X (m)	M (tn-m)
I	2.93	0.9	2.64
II	1.62	1.2	1.94
TOTAL	4.55		4.58

La resultante estará actuando: $x = M/E \Rightarrow x = 1.01$

Y con respecto a la base de cimentación: $Xh = 4.29 \text{ m}$

c) Empuje debido al sedimento (S)

En la parte inferior aguas arriba del barraje, actuará un empuje debido a los sólidos allí existentes y para la evaluación de estas magnitudes, el Bureau of Reclamation dice que para la carga horizontal consideremos al sólido como un líquido con peso específico 1.4 tn/m³.

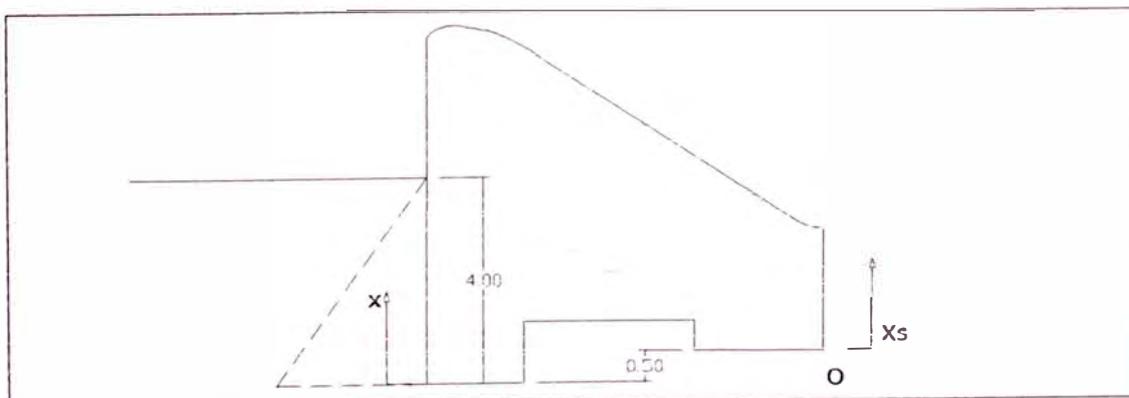


Gráfico 33. Empuje debido a los sedimentos en el barraje.

De acuerdo a lo cual obtendríamos, un empuje debido al sedimento de:

$$S = \frac{1}{2} \lambda * h^2 \Rightarrow S = 11.20 \text{ Tn}$$

Esta fuerza estará actuando con respecto de la base de sustentación de $x = 1.33 \Rightarrow X_s = 0.83 \text{ m}$

d) Empuje debido a la Subpresión (P)

La fuerza de subpresión, según lo visto en 3.5.4, actúa sobre la base del barraje y en un área equivalente a los 2/3 del área total, siendo su punto de aplicación el correspondiente al centro de gravedad del trapecoide; de acuerdo a esto, el diagrama de presiones es el mostrado en el gráfico 34.

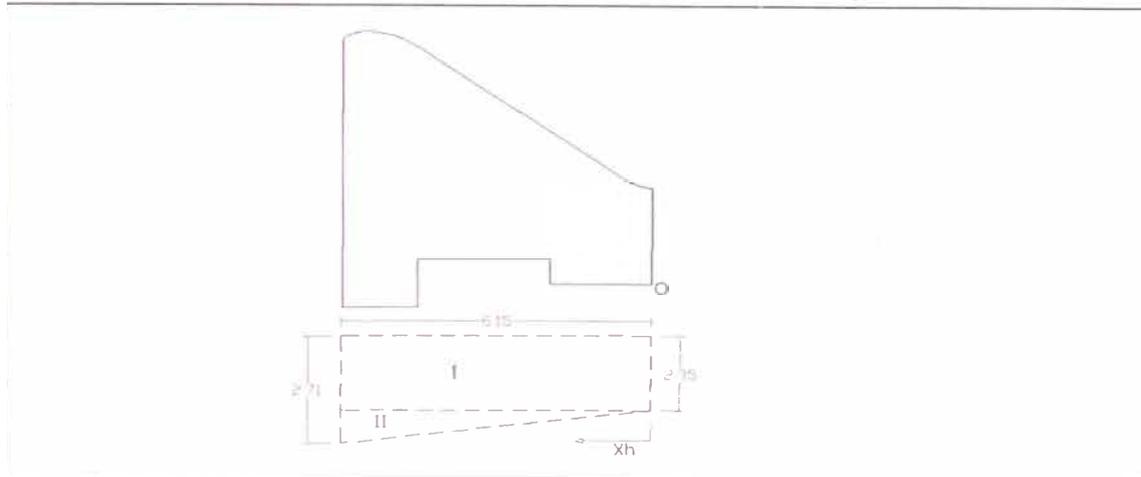


Gráfico 34. Subpresión en barraje.

Cuya tabulación de valores se presenta en el cuadro 21:

Cuadro 21. Fuerza y Momento debido a la Subpresión

SECCION	H (tn)	2/3H (tn)	d (m)	M (tn-m)
I	14.45	9.63	3.08	29.61
II	1.11	0.74	4.10	3.03
TOTAL		10.37		32.64

Entonces el valor de la subpresión será: **P = 10.37 tn**

Actuando a una distancia con respecto del punto O de: **Xp = 3.15 m**

En conclusión el barraje estará sujeto a las fuerzas cuya magnitud y punto de aplicación se muestran en el gráfico 35.

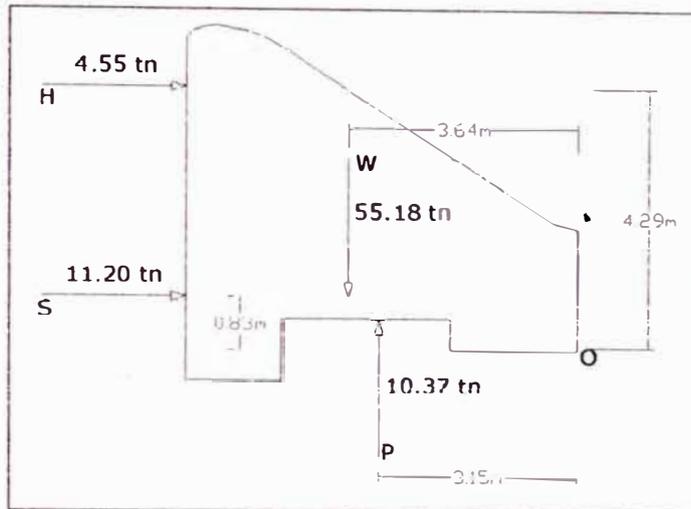


Gráfico 35. Fuerzas que someten al barraje

Se prosigue a verificar su estabilidad con respecto al:

- Deslizamiento.
- Volteo.
- Esfuerzos excesivos.

a) Seguridad contra el deslizamiento

Es conocido que:

$$CSD = \frac{\phi * \sum FV}{\sum FH}$$

Se tiene el cuadro 22.

TIPO DE SUELO	Φ
Suelo limoso	0.35
Suelo granular limoso	0.45
Suelo granular limpio	0.55
Roca	0.70

Tiene que cumplir que: **CSD > 1.5**

$\sum FV = 55.18 - 10.37 = 44.81$ tn y $\sum FH = 11.20 + 4.55 = 15.75$ tn

$\Phi = 0.55$

\Rightarrow **CSD = 1.56 > 1.50**. El barraje es seguro contra el deslizamiento

b) Seguridad contra el volteo

Se sabe que:

$$CSV = \frac{M.\text{estabilizantes}}{M.\text{volteo}}$$

Y debe cumplir que: **CSV > 2**

Momento estabilizante => **Mw = 200.58 tn-m**

Para hallar el Momento de volteo se tiene el cuadro 23.

Cuadro 23. Momentos de volteo.

Descripción	F (tn)	d (m)	M (tn-m)
Empuje del agua	4.55	4.29	19.52
Empuje de sólidos	11.2	0.83	9.30
Sub-presión	10.37	3.15	32.67

Entonces **Mv = 61.49 tn-m**

=> **CSV = 3.27 > 2.00**. El barraje es seguro contra el volteo.

c) Esfuerzos excesivos

Para completar el diseño estructural del barraje será necesario comprobar que las cargas actuantes no produzcan esfuerzos mayores a los admisibles, tanto a la estructura como también al terreno de la cimentación.

-) Para el primer caso, la situación mas desfavorable se presenta en el plano horizontal que corta al perfil del barraje en la cota 271.62.

Efectuando el análisis para dicha situación, se analiza en el cuadro 24.

Cuadro 24. Análisis de esfuerzos admisibles

SECCION	VOLUMEN	P.E. (t/m3)	W (tn)	x (m)	M (tn-m)
I	0.254	2.4	0.61	5.91	3.61
II	0.538	2.4	1.29	5.21	6.72
III	5.000	2.4	12.00	5.22	62.64
IV	5.475	2.4	13.14	2.86	37.58
TOTAL			27.04		110.55

La resultante estará actuando a una distancia: $X = M/W \Rightarrow X = 4.09 \text{ m}$

Entonces la excentricidad será: $e = 6.15/2 - 4.09 \Rightarrow e = 1.02 \text{ m}$

Para obtener los esfuerzos se sabe que: $\sigma = \frac{W}{L} \pm \frac{6 * e * W}{L^2}$

Donde:

W = Peso propio del elemento

e = Excentricidad

L = Longitud de la sección analizada

Dando valores se obtiene: $\sigma_1 = 0.875 \text{ kg/cm}^2$ y $\sigma_2 = 0.005 \text{ kg/cm}^2$

Por lo que se deduce que al nivel del plano analizado, satisface las exigencias requeridas.

-) Ahora se efectuará el análisis para determinar la presión actuante sobre el terreno de cimentación. Para este análisis las condiciones extremas se presentarían cuando está actuando únicamente el peso propio del elemento. Se analiza con el cuadro 19.

Se conoce que $x = 3.64 \text{ m}$

$$e = 6.15/2 - 3.64 \Rightarrow e = 0.565 \text{ m}$$

Entonces se obtiene: $\sigma_1 = 1.392 \text{ kg/cm}^2$ y $\sigma_2 = 0.402 \text{ kg/cm}^2$

De donde se desprende que no existirá tracción y que el valor máximo del esfuerzo es de 1.39 kg/cm^2 , lo cual es admisible para el terreno de cimentación que se tiene, ya que el $\sigma_{adm} = 3.25 \text{ kg/cm}^2$.

4.1.2 Diseño de los pilares de apoyo

Son los elementos encargados de resistir y transmitir al terreno de cimentación todas las fuerzas que ejercen sobre ellos. Estos pilares al estar en contacto directo con las aguas, deberán tener formas hidrodinámicas con la finalidad de evitar las turbulencias.

4.1.2.1 Pilar del canal de limpia

Después de varios tanteos se tiene el gráfico 36, la cual se analizará su estabilidad con respecto al punto O:

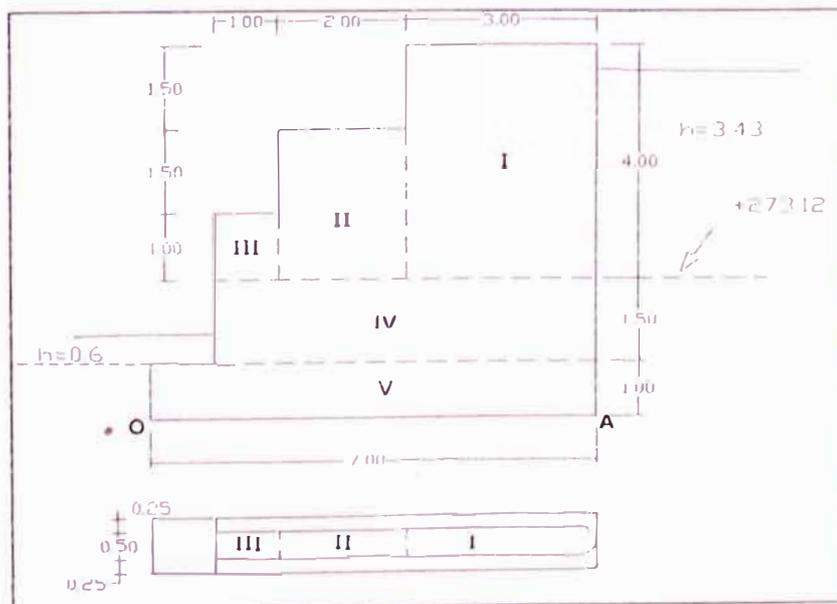


Gráfico 36. Dimensiones de Pilar de Canal de Limpia

a) Peso propio (W).

Cuadro 25. Peso Propio y Momentos del pilar del canal de limpia.

Sección	Area	Altura	Vol.	P.E. (t/m ³)	W (tn)	x (m)	M (tn-m)
I	1.500	4.000	6.000	2.4	14.4	5.5	79.20
II	1.000	2.500	2.500	2.4	6.0	3.0	18.00
III	0.500	1.000	0.500	2.4	1.2	1.5	1.80
IV	6.000	1.500	9.000	2.4	21.6	4.0	86.40
V	7.000	1.000	7.000	2.4	16.8	3.5	58.80
TOTAL					60		244.20

$$X_w = 4.07 \text{ m}$$

b) Empuje Hidrostático (H).

Se considerará un ancho tributario igual al ancho de las compuertas en el canal de limpia.

Cuadro 26. Empuje hidrostático del pilar del canal de limpia.

H(m)	F (tn)	At (m)	H(tn)	x (m)	Xe (m)
3.43	5.88	2.90	17.05	1.14	3.64

c) Empuje debido al terreno (T).

Asumiendo un $\gamma_t = 1.8 \text{ tn/m}^3$, ángulo de fricción $\Phi = 35^\circ$, según el tipo de suelo.

Cuadro 27. Empuje del terreno del pilar del canal de limpia.

Empuje	C	P.e (tn/m ³)	H (m)	F (Tn)	Xt (m)
Ea	0.27	1.8	2.5	1.52	0.83
Ep	3.69	1.8	1	3.32	0.33

d) Empuje debido a la Subpresión (P).

Siguiendo los criterios de Lane, ya empleados en el dimensionamiento hidráulico del barraje, se calculó las sub-presiones como alturas piezométricas.

$$Sp_A = 3.07\text{m} \text{ y } Sp_O = 1.34\text{m}$$

Cuadro 28. Fuerzas de subpresión del pilar del canal de limpia.

SECCION	H (tn)	2/3H (tn)	D (m)	M (tn-m)
I	9.38	6.25	3.5	21.88
II	6.055	4.04	4.67	18.85
TOTAL		10.29		40.73

$$P = 10.29 \text{ Tn y } X_p = 3.96\text{m}$$

a) **Peso Propio (W).**Cuadro 33. **Peso Propio del pilar del canal de derivación.**

Sección	Area	Altura	Vol.	P.E. (t/m ³)	W (tn)	x (m)	M (tn-m)
I	0.950	1.400	1.330	2.4	3.19	2.85	9.09
II	0.950	0.700	0.665	2.4	1.80	0.95	1.52
III	3.420	0.600	2.052	2.4	4.92	1.90	9.35
TOTAL					9.71		19.96

$$X_w = 2.06 \text{ m}$$

b) **Empuje Hidrostático (H).**Cuadro 34. **Empuje hidrostático del pilar del canal de derivación.**

H(m)	F (tn)	At (m)	H(tn)	x (m)	Xe (m)
1.20	0.72	1.10	0.79	0.4	1.00

c) **Empuje debido al terreno (T).**Cuadro 35. **Empuje del terreno del pilar del canal de derivación.**

Empuje	C	P.e (tn/m ³)	H (m)	F (Tn)	Xt (m)
Ea	0.27	1.8	0.6	0.09	0.2
Ep	3.69	1.8	0.6	1.20	0.2

No se considerará el empuje pasivo para hacerlo mas critico.

d) **Empuje debido a la Subpresión (P).**

$$Sp A = 1.00\text{m} \text{ y } Sp O = 0.56\text{m}$$

Se obtiene el siguiente cuadro:

Cuadro 38. **Fuerzas de subpresión del pilar del canal de derivación.**

SECCION	H (tn)	2/3H (tn)	d (m)	M (tn-m)
I	2.128	1.42	1.90	2.70
II	0.836	0.56	2.53	1.42
TOTAL		1.98		4.12

$$P = 1.98 \text{ Tn y } X_p = 2.08\text{m}$$

Se verifica la estabilidad:

-) Seguridad contra deslizamiento:

Cuadro 37. **Fuerzas de deslizamiento del pilar del canal de derivación.**

Fv (tn)	Fh (tn)	CSD
7.73	0.88	4.82 Ok.

-) Seguridad contra el volteo: Siguiendo el mismo procedimiento que en el pilar del canal de limpia, se tiene:

Seguidamente se analizará la estabilidad del muro guía 1, por metro lineal, con respecto al punto O.

a) Peso Propio (W).

Cuadro 40. Peso propio del muro guía 1.

SECCION	VOLUMEN	P.E. (t/m ³)	W (tn)	x (m)	M (tn-m)
I	2.000	2.4	4.8	2.25	10.80
II	3.600	2.4	8.64	2.25	19.44
III	6.860	1.0	6.86	3.50	24.01
IV	3.600	1.0	3.6	1.00	3.60
TOTAL			23.9		57.85

$$X_w = 2.42m$$

b) Empuje Hidrostático (H).

Cuadro 41. Empuje hidrostático del muro guía 1.

Empuje	H(m)	H(tn)	x (m)	Xe (m)
Activo	3.43	5.88	1.14	1.94
Pasivo	1.80	1.62	0.60	1.40

c) Empuje debido al terreno (T).

Cuadro 42. Empuje del terreno del muro guía 1.

Empuje	C	P.e (tn/m ³)	H (m)	F (Tn)	Xt (m)
Ea	0.27	1.8	0.8	0.16	0.27
Ep	3.69	1.8	0.8	2.13	0.27

d) Empuje debido a la Subpresión (P).

$$Sp A = 3.01m \text{ y } Sp O = 2.22m$$

Cuadro 43. Subpresión del muro guía 1.

SECCION	H (tn)	2/3H (tn)	d (m)	M (tn-m)
I	9.99	6.66	2.25	14.99
II	1.7775	1.19	3.00	3.57
TOTAL		7.85		18.56

$$P = 7.85 \text{ Tn y } X_p = 2.36m$$

Se verifica la estabilidad:

-) Seguridad contra deslizamiento:

Cuadro 44. Fuerzas de deslizamiento del muro guía 1.

Fv (tn)	Fh (tn)	CSD
16.05	2.29	3.85 Ok.

Cuadro 38. Fuerzas de volteo del pilar del canal de derivación.

Me (tn)	Mv (tn)	CSV
20	4.93	4.06 Ok.

-) Esfuerzos máximos:

Cuadro 39. Esfuerzos máximos del pilar del canal de limpia.

L (m)	Δx (m)	X (m)	e (m)	σ_1 (kg/cm ²)	σ_2 (kg/cm ²)
3.80	0.10	1.96	0.06	0.280	0.232

4.1.3 Diseño del Muro Guía.

Su longitud deberá cubrir por lo menos el largo de la ventana de captación. Se presenta en el gráfico 38, el perfil del muro guía que estará constituido por dos tipos de muros, diferenciados por sus dimensiones:

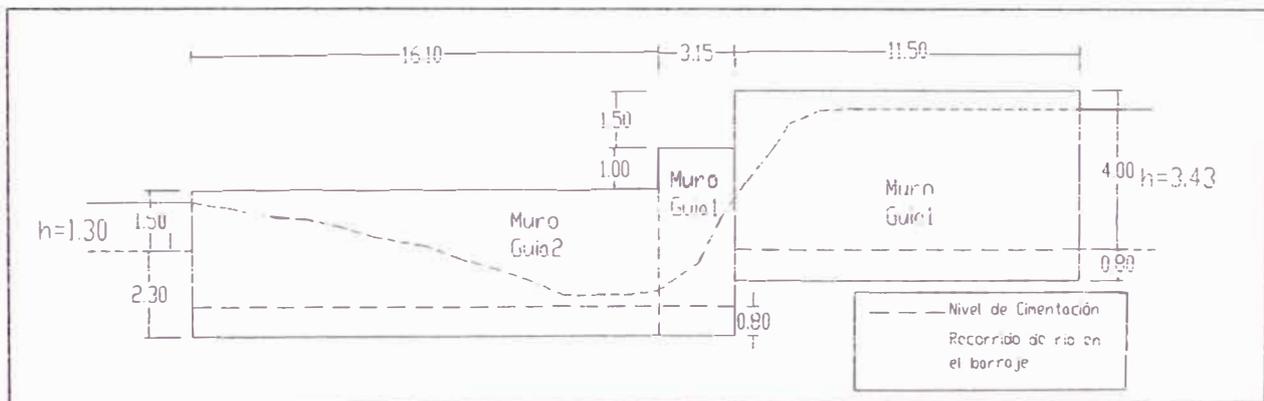


Gráfico 38. Perfil del Muro Guía.

Se construirá 14.65m de muro guía 1, y 16.10m de muro guía 2. Con estas longitudes se cubre el largo de la ventana de captación, el barraje y el colchón disipador. Se propone las siguientes dimensiones:

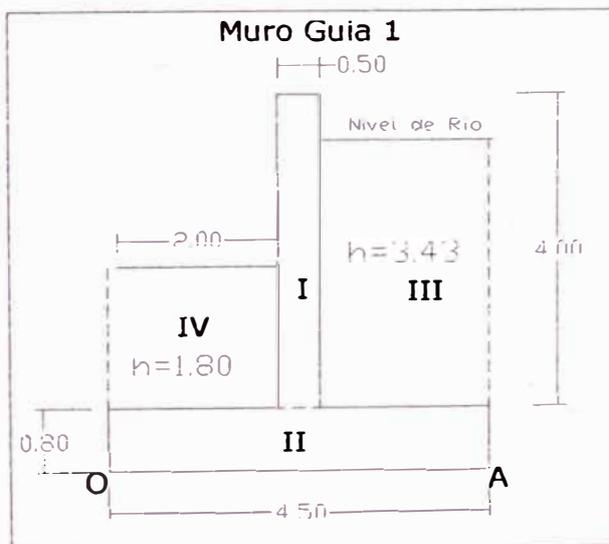


Gráfico 39. Muro Guía 1

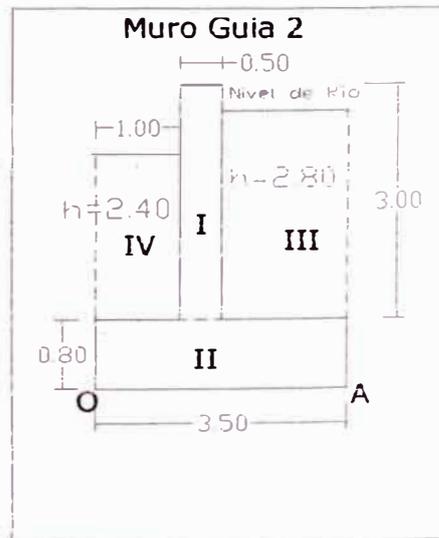


Gráfico 40. Muro Guía 2

-) Seguridad contra el volteo:

Cuadro 45. Fuerzas de volteo del muro guía 1.

Descripción	F (tn)	D (m)	M (tn-m)
Empuje del agua	5.88	1.94	11.41
Empuje activo terreno	0.16	0.27	0.04
Subpresión	7.85	2.36	18.53

$$M_v = 29.98 \text{ tn-m}$$

Cuadro 46. Fuerzas estabilizantes del muro guía 1.

Descripción	F (tn)	d (m)	M (tn-m)
Peso propio	23.9	2.42	57.84
Empuje pasivo agua	1.62	1.40	2.27
Empuje pasivo terreno	2.13	0.27	0.57

$$M_e = 60.68 \text{ tn-m}$$

$$CSV = 2.02 \text{ Ok.}$$

-) Esfuerzos máximos:

Cuadro 47. Esfuerzos máximos del muro guía 1.

L (m)	Δx (m)	X (m)	e (m)	σ_1 (kg/cm ²)	σ_2 (kg/cm ²)
4.50	0.58	1.84	0.41	0.821	0.241

Siguiendo el mismo procedimiento para el muro guía 2, se tiene luego de analizar la estabilidad con respecto al punto O:

-) Seguridad contra deslizamiento:

Cuadro 48. Fuerzas de deslizamiento del muro guía 2.

Fv (tn)	Fh (tn)	CSD
10.85	(-)	Ok.

Lo que significa que la suma de fuerzas horizontales resulta impedir el deslizamiento.

-) Seguridad contra el volteo:

Cuadro 49. Fuerzas de volteo del muro guía 2.

Descripcion	F (tn)	D (m)	M (tn-m)
Empuje del agua	3.92	1.73	6.78
Empuje activo terreno	0.16	0.27	0.04
Subpresión	6.07	1.77	10.74

$$M_v = 17.56 \text{ tn-m}$$

Cuadro 50. Fuerzas estabilizantes del muro guía 2.

Descripcion	F (tn)	d (m)	M (tn-m)
Peso propio	16.92	1.82	30.79
Empuje pasivo agua	2.88	1.60	4.61
Empuje pasivo terreno	2.13	0.27	0.57

$$Me = 35.97 \text{ tn-m}$$

$$CSV = 2.05 \text{ Ok.}$$

-) Esfuerzos máximos:

Cuadro 51. Esfuerzos máximos del muro guía 2.

L (m)	Δx (m)	X (m)	e (m)	$\sigma 1$ (kg/cm ²)	$\sigma 2$ (kg/cm ²)
3.50	0.43	1.39	0.36	0.781	0.185

4.1.4 Diseño de los Muros de Protección.

Como se mencionó en el dimensionamiento hidráulico, se tiene 7 tipos de muros según la altura de agua que soportan. Estos muros serán del tipo voladizo y tienen el modelo que se muestra en el gráfico 41.

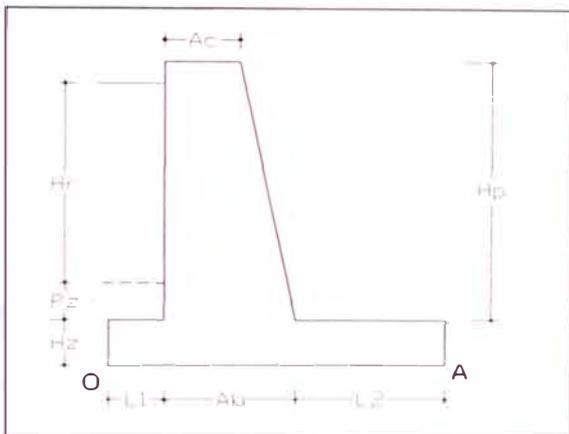


Gráfico 41

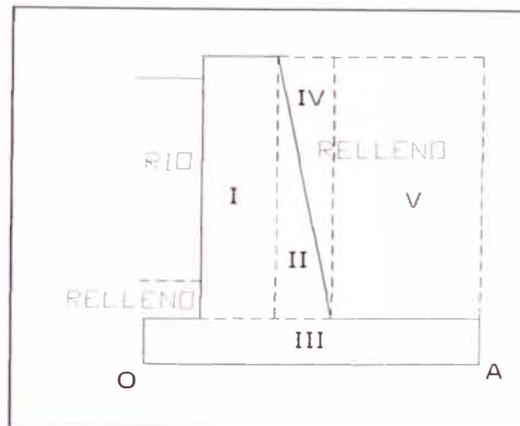


Gráfico 42

El siguiente cuadro muestra las dimensiones en metros de las secciones, según el gráfico 41.

Cuadro 52. Dimensiones de muros de protección.

Muro	Hr	Hp	Pz	H _z	Ac	L1	Ab	L2
1	3.43	4.50	0.50	0.50	0.30	0.80	0.45	1.50
2	3.20	4.30	0.50	0.50	0.30	0.80	0.45	1.30
3	2.80	3.90	0.50	0.45	0.25	0.50	0.40	1.20
4	2.60	3.50	0.30	0.40	0.25	0.40	0.40	1.10
5	2.20	3.10	0.30	0.35	0.25	0.30	0.40	1.00
6	1.80	2.70	0.30	0.30	0.20	0.30	0.35	0.90
7	0.80	1.50	0.30	0.20	0.20	0.30	0.35	0.70

Y según el gráfico 41, se elaborará el procedimiento que se realizó en el análisis de estabilidad para cada muro con respecto al punto O. Se tomará como ejemplo el muro tipo 1.

a) Peso Propio (W).

Cuadro 53. Peso propio del muro de protección 1.

SECCION	VOLUMEN	P.E. (t/m ³)	W (tn)	x (m)	M (tn-m)
I	1.350	2.4	3.24	0.95	3.08
II	0.338	2.4	0.81	1.15	0.93
III	1.375	2.4	3.3	1.38	4.54
IV	0.338	1.8	0.61	1.20	0.73
V	6.750	1.8	12.15	2.00	24.30
TOTAL			20.11		33.58

$$X_w = 1.67 \text{ m.}$$

b) Empuje Hidrostático (H).

No se considera el empuje del agua, ya que se analiza la condición más desfavorable.

c) Empuje debido al terreno (T).

Cuadro 54. Empuje del terreno del muro de protección 1.

Empuje	C	P.e (tn/m ³)	H (m)	F (Tn)	Xt (m)
Ea	0.27	1.8	5.00	6.08	1.67
Ep	3.69	1.8	0.00	0.00	0.00

Igualmente no se considera el empuje pasivo del terreno para hacer lo más crítico posible.

d) Empuje debido a la Subpresión (P).

$$Sp A = 2.01\text{m} \text{ y } Sp O = 0.71\text{m}$$

Cuadro 55. Subpresión del muro de protección 1.

SECCION	H (tn)	2/3H (tn)	d (m)	M (tn-m)
I	1.9525	1.3	1.375	1.79
II	1.7875	1.19	0.917	1.09
TOTAL		2.49		2.88

$$P = 2.49 \text{ Tn y } X_p = 1.16\text{m}$$

Se verifica la estabilidad:

-) Seguridad contra deslizamiento:

Cuadro 56. Fuerzas de deslizamiento del muro de protección 1.

Fv (tn)	Fh (tn)	CSD
17.62	6.08	1.59 Ok.

-) Seguridad contra el volteo:

Cuadro 57. Fuerzas de volteo del muro de protección 1.

Descripción	F (tn)	d (m)	M (tn-m)
Empuje activo terreno	6.08	1.67	10.13
Subpresión	2.49	1.16	2.89

$$M_v = 13.02 \text{ tn-m}$$

Cuadro 58. Fuerzas estabilizantes del muro de protección 1.

Descripción	F (tn)	d (m)	M (tn-m)
Peso propio	20.11	1.67	33.58

$$M_e = 33.58 \text{ tn-m}$$

$$CSV = 2.58 \text{ Ok.}$$

-) Esfuerzos máximos:

Cuadro 59. Esfuerzos máximos del muro de protección 1.

L (m)	Δx (m)	X (m)	e (m)	σ_1 (kg/cm ²)	σ_2 (kg/cm ²)
2.75	0.57	1.10	0.275	1.17	0.292

4.2 Diseño estructural.

Luego de terminar de analizar la estabilidad de las estructuras, procederemos a calcular y diseñar el acero de refuerzo que irá en las obras de concreto armado.

4.2.1 Muros de Protección

Los análisis de los muros de protección serán iguales para todos, entonces se escoge el caso del muro 1 para analizarlo detenidamente, y para los demás se colocará los resultados obtenidos. Cabe mencionar que se analizará por metro lineal.

a) Muro 1

Diseño de la pantalla

Se parte de los siguientes datos conocidos:

Cuadro 60. Datos para diseño estructural.

c	P.e.(tn/m ³)	b (m)	Hp (m)	j	K	Fs (kg/cm ²)
0.27	1.80	1.00	4.50	0.9	14.10	1,680.00

Donde: j , K , F_s , son datos que dependen del F'_c y F_y , y se obtienen según la teoría de esfuerzos admisibles.

Se calcula la fuerza y el momento en la base de la pantalla que ejerce el material de relleno. $F = 4.92 \text{ tn}$ y $M = 7.38 \text{ tn-m}$.

En base a la fórmula: $d = \sqrt{\frac{M * 10^5}{K * b * 100}}$

Se tiene el peralte mínimo: $d = 22.88 \text{ cm}$, por lo que resulta mas que aceptable tomar una losa de 45cm en la base y 30cm en la coronación.

Verificación por corte

Se halla la fuerza cortante: $v = 2.19 \text{ tn}$. Para este caso d será $45 - 6 \Rightarrow$

$d=39\text{cm}$. Con la fórmula: $V = \frac{v * 10^3}{d * b}$ luego se halla el esfuerzo cortante.

$V = 0.56 \text{ kg/cm}^2$. Ok.

Cálculo del refuerzo principal

Con la fórmula: $A_{sp} = \frac{M * 10^5}{f_s * j * d}$ y se halla **$A_{sp} = 12.66 \text{ cm}^2$**

Además: $A_{s \text{ min}} = 0.0018 * b * d \Rightarrow$ **$A_{s \text{ min}} = 7.02 \text{ cm}^2$** .

Se calcula la altura de corte: $\frac{M}{2} = 0.15573 * (h_p - h_c)^3$ y $L_c = h_c + d$

\Rightarrow **$L_c = 2.00\text{m}$** .

Se usarán 4 varillas intercaladas de 5/8" y 1/2" a 13 cm ($A_{s1} = 13.00 \text{ cm}^2$), hasta una altura de 2.00m.

Luego se disminuirá el área de acero colocando 4 varillas de 5/8" a 26 cm ($A_{s2} = 7.92 \text{ cm}^2$)

Ahora $A_{st} = 0.0025 * b * d \Rightarrow$ **$A_{st} = 9.75 \text{ cm}^2$** (refuerzo transversal)

Para la cara anterior le corresponde $A_{st}/3 = 3.25 \text{ cm}^2$ (Φ 3/8" @ 0.23).

Para la cara posterior le corresponde $A_{st} * (2/3) = 6.50 \text{ cm}^2$ (Φ 1/2" @ 0.18).

Diseño de la zapata

Este elemento está sujeto al siguiente diagrama de presiones, según lo calculado en el análisis de estabilidad por esfuerzos admisibles:

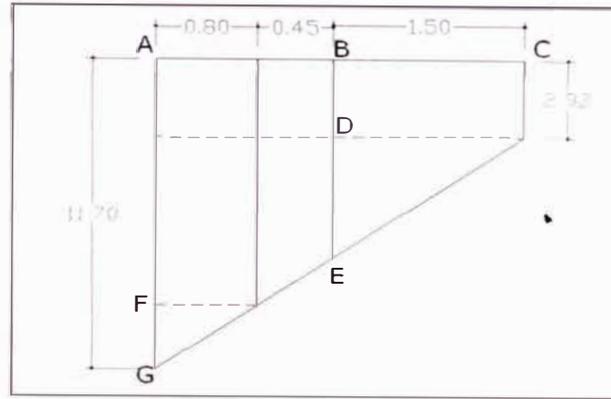


Gráfico 43. Esfuerzos en zapata.

Por semejanza de triángulos se halla las dimensiones siguientes:

$$FG = 2.55 \quad DE = 4.79 \quad AF = 9.15$$

Se considera dos secciones anterior y posterior. Además se tiene un

d=45cm

Sección Anterior, considerando como voladizo:

$$M = \frac{9.15 * 0.80^2}{2} + \frac{2.55 * 0.80^2}{3}$$

$$M=3.47 \text{ tn-m}$$

Se obtiene: **Asp = 5.16 cm²** **As min = 8.10 cm²**

Por lo que se pasará la armadura de 5/8" + 1 varilla central de 1/2" (As = 9.19cm²)

Sección Posterior, se continúa considerando como voladizo.

Peso de relleno: 4.5 x 1.8 = 8.10

Peso de zapata: 0.5 x 2.4 = 1.20

Peso total = 9.30 tn/m²

$$M = \frac{9.30 * 1.50^2}{2} - \frac{2.92 * 1.50^2}{2} - \frac{4.79 * 1.50^2}{6} \Rightarrow M = 5.38 \text{ tn-m}$$

Se obtiene: **Asp = 8.00 cm²** **As min = 8.10 cm²**

Igualmente se pasará la armadura de 5/8" + 1 varilla central de 1/2" (As = 9.19cm²)

Refuerzo transversal

$$A_{st} = 0.0018 * b * t$$

$$A_{st} = 9.00 \text{ cm}^2 \Rightarrow \Phi 5/8" @ 0.22.$$

La distribución será 12 $\Phi 5/8" @ 0.20$

Verificación por corte

$$v = 9.30 * 1.50 - \frac{(7.71 + 2.92)}{2} * 1.5 \Rightarrow v = 6.53 \text{ tn}$$

El esfuerzo cortante será: $V = 1.45 \text{ kg/cm}^2$. Ok.

b) Muro 2

Cuadro 61. Área de acero en muro de protección 2.

Asp	As min	Lc	Ast ant	Ast post	As zap	Ast zap
11.04 cm ²	7.02 cm ²	1.95 m	3.25 cm ²	6.50 cm ²	8.10 cm ²	9.00 cm ²

Pantalla

As1 = 11.73 cm². 4 Φ 5/8" + 3 Φ 1/2" espaciados a 15 cm. Los fierros de 1/2" tendrán una altura de 1.95m

As2 = 7.92 cm². 4 Φ 5/8" espaciados a 30cm

Ast cara anterior de Φ 3/8" @0.22.

Ast cara posterior de Φ 1/2" @0.18.

Zapata

Cara anterior: 4 Φ 5/8" + 1 Φ 1/2". **As = 9.19 cm²**

Cara posterior: 4 Φ 5/8" + 1 Φ 1/2". **As = 9.19 cm²**

Ast de Φ 5/8" @ 0.20.

c) Muro 3

Cuadro 62. Área de acero en muro de protección 3.

Asp	As min	Lc	Ast ant	Ast post	As zap	Ast zap
9.45 cm ²	6.12 cm ²	1.75 m	2.83 cm ²	5.67 cm ²	7.20 cm ²	8.10 cm ²

Pantalla

As1 = 10.31 cm². 2 Φ 5/8" + 5 Φ 1/2" espaciados a 15 cm. 3 fierros de 1/2" tendrán una altura de 1.75m

As2 = 6.50 cm². 2 Φ 5/8" + 2 Φ 1/2" espaciados a 30cm

Ast cara anterior de Φ 3/8" @0.22.

Ast cara posterior de Φ 1/2" @0.18.

Zapata

Cara anterior: 2 Φ 5/8" + 3 Φ 1/2". **As = 7.77 cm²**

Cara posterior: 2 Φ 5/8" + 3 Φ 1/2". **As = 7.77 cm²**

Ast de Φ 1/2" @ 0.20.

d) Muro 4

Cuadro 63. Área de acero en muro de protección 4.

Asp	As min	Lc	Ast ant	Ast post	As zap	Ast zap
6.83 cm ²	6.12 cm ²	1.60 m	2.83 cm ²	5.67 cm ²	6.30 cm ²	7.20 cm ²

Pantalla

As = 7.62 cm². 6 Φ 1/2" espaciados a 18 cm.

Ast cara anterior de Φ 3/8" @0.22.

Ast cara posterior de Φ 1/2" @0.18.

Zapata

Cara anterior: 5 Φ 1/2". **As** = 6.35 cm²

Cara posterior: 5 Φ 1/2". **As** = 6.35 cm²

Ast de Φ 1/2" @ 0.20.

e) Muro 5

Cuadro 64. Área de acero en muro de protección 5.

Asp	As min	Lc	Ast ant	Ast post	As zap	Ast zap
4.75 cm ²	6.12 cm ²	1.50 m	2.83 cm ²	5.67 cm ²	5.04 cm ²	6.30 cm ²

Pantalla

As = 7.62 cm². 6 Φ 1/2" espaciados a 18 cm.

Ast cara anterior de Φ 3/8" @0.22.

Ast cara posterior de Φ 1/2" @0.18.

Zapata

Cara anterior: 4 Φ 1/2". **As** = 5.08 cm²

Cara posterior: 4 Φ 1/2". **As** = 5.08 cm²

Ast de Φ 1/2" @ 0.20.

f) Muro 6

Cuadro 65. Área de acero en muro de protección 6.

Asp	As min	Lc	Ast ant	Ast post	As zap	Ast zap
3.68 cm ²	5.22 cm ²	1.30 m	2.42 cm ²	4.83 cm ²	4.50 cm ²	5.40 cm ²

Pantalla

As = 5.68 cm². 8 Φ 3/8" espaciados a 13 cm.

Ast cara anterior de Φ 3/8" @0.22.

Ast cara posterior de Φ 1/2" @0.18.

Zapata

Cara anterior: 7 Φ 3/8". **As** = 4.97 cm²

Cara posterior: 7 Φ 3/8". **As** = 4.97 cm²

Ast de Φ 3/8" @ 0.20.

g) Muro 7

Cuadro 66. Área de acero en muro de protección 7.

Asp	As min	Lc	Ast ant	Ast post	As zap	Ast zap
0.63 cm ²	5.22 cm ²	0.85 m	2.42 cm ²	4.83 cm ²	2.70 cm ²	3.60 cm ²

Pantalla

As = 5.68 cm². 8 Φ 3/8" espaciados a 13 cm.

Ast cara anterior de Φ 3/8" @0.20.

Ast cara posterior de Φ 1/2" @0.20.

Zapata

Cara anterior: 4 Φ 3/8". **As** = 2.84 cm²

Cara posterior: 4 Φ 3/8". **As** = 2.84 cm²

Ast de Φ 3/8 @ 0.20.

4.2.2 Muros Guía

Se analizarán de igual forma que los muros de protección. Con la diferencia de que actuará la fuerza del agua envés de la fuerza del terreno.

a) Muro Guía 1

Cuadro 67. Área de acero en muro guía 1.

Asp	As min	Lc	Ast ant	Ast post	As zap	Ast zap
10.22 cm ²	7.92 cm ²	1.65 m	3.67 cm ²	7.33 cm ²	13.50 cm ²	14.40 cm ²

Pantalla

As1 = 10.46 cm². 4 Φ 5/8" + 2 Φ 1/2" espaciados a 18 cm. Los fierros de 1/2" tendrán una altura de 1.65m.

As2 = 7.92 cm². 4 Φ 5/8" espaciados a 36 cm

Ast cara anterior de Φ 3/8" @0.20.

Ast cara posterior de Φ 1/2" @0.18.

Zapata

Cara anterior y posterior: 7 Φ 5/8". **As** = 13.86 cm² c/u.

Ast de Φ 1/2" @ 0.20.

b) Muro Guía 2

Cuadro 68. Área de acero en muro guía 2.

Asp	As min	Lc	Ast ant	Ast post	As zap	Ast zap
5.56 cm ²	7.92 cm ²	1.20 m	3.67 cm ²	7.33 cm ²	13.50 cm ²	14.40 cm ²

Pantalla

As = 8.89 cm². 7 Φ 1/2" espaciados a 15 cm.

Verificación por corte

$$V = \frac{v * 10^3}{d * b} \Rightarrow \text{como } v = (WL + P)/2 \Rightarrow v = 3.86 \text{ tn}$$

Por lo que **V = 1.93 Kg/cm²**

Aplicando los mismos conceptos que para la pantalla de la compuerta del canal de limpia se diseñara las demás pantallas de compuertas.

b) Pantalla de Canal desrripiador

Se halla la altura máxima de agua que soportará:

$$N_{\max} = 273.12 + 1.8 + 1.63 = 276.55$$

Ninf de la pantalla = 273.12 + 0.50 + 0.50 = 274.12 \Rightarrow h = 2.43, que generará una presión de **W = 2.43 tn/m**

No se considerará ninguna fuerza de impacto de **P = 0 tn.**

Se tiene una longitud L de **1.20m**

Se obtiene: **M = 0.44 tn-m**

Y peralte requerido: **d = 5.57 cm**

Se escoge una losa de 15cm de espesor con un peralte $d \geq 10$ cm.

Acero Principal

$$A_{sp} = 2.93 \text{ cm}^2 \quad A_{s \text{ min}} = 1.70 \text{ cm}^2$$

Para 2.60m de losa se usará 12 Φ 3/8" @ 0.225 en la cara traccionada y 14 Φ 1/4" @ 0.18 en la cara comprimida.

Refuerzo transversal

$$A_{st} = 3.75 \text{ cm}^2$$

Para 1.20m de losa se usará 7 Φ 3/8" @ 0.18.

Verificación por corte

$$v = 1.45 \text{ tn}$$

Por lo que **V = 1.45 Kg/cm²**

c) Pantalla de Canal de derivación

Se halla la altura máxima de agua que soportará:

$$N_{\max} = 274.82$$

Ninf de la pantalla = 274.32 \Rightarrow h = 0.50, que generará una presión de **W = 0.08 tn/m**

Se considerará una fuerza de impacto de **P = 1 tn.**

Se tiene una longitud L de **1.10m**

Se obtiene: $M = 0.35 \text{ tn-m}$

Y peralte requerido: $d = 4.98 \text{ cm}$

Se escoge una losa de 10cm de espesor con un peralte de 5cm.

Acero Principal

$Asp = 4.69 \text{ cm}^2$ $As \text{ min} = 0.85 \text{ cm}^2$

Para 2.40m de losa se usará $16 \Phi 3/8" @ 0.15$ en la cara traccionada y $3 \Phi 1/4" @ 0.45$ en la cara comprimida.

Refuerzo transversal

$Ast = 1.88 \text{ cm}^2$

Para 1.10 m de losa se usará $6 \Phi 1/4" @ 0.18$

Verificación por corte

$v = 0.775 \text{ tn}$

Por lo que $V = 1.55 \text{ Kg/cm}^2$

d) Pantalla de Ventana de Captación

Se halla la altura máxima de agua que soportará:

$N_{max} = 273.12 + 1.8 + 1.63 = 276.55$

N_{inf} de la pantalla = $273.12 + 1.00 + 0.60 = 274.72 \Rightarrow h = 1.83$, que generará una presión de $W = 1.83 \text{ tn/m}$

Se considerará una fuerza de impacto de $P = 3 \text{ tn}$.

Se tiene una longitud L de **3.00m**

Se obtiene: $M = 4.31 \text{ tn-m}$

Y peralte requerido: $d = 17.48 \text{ cm}$

Se escoge una losa de 25cm de espesor con un peralte de 20cm.

Acero Principal

$Asp = 14.41 \text{ cm}^2$ $As \text{ min} = 3.40 \text{ cm}^2$

Para 2.00m de losa se usará $19 \Phi 5/8" @ 0.13$ en la cara traccionada y $11 \Phi 3/8" @ 0.225$ en la cara comprimida.

Refuerzo transversal

$Ast = 6.25 \text{ cm}^2$. Para 3.0m de losa se usará $13 \Phi 1/2" @ 0.225$

Verificación por corte

$v = 4.25 \text{ tn}$

Por lo que $V = 2.12 \text{ Kg/cm}^2$.

Los planos 7A y 7B ubicados en el Anexo 01 muestran los detalles del refuerzo.

CAPITULO 5.

Costos y presupuesto.

En este capítulo se presenta como resultado el presupuesto de la obra. Cabe resaltar, que la intención es dar un valor referencial basándose en la partidas más determinantes, como son las partidas de movimiento de tierras y las partidas de concreto simple y/o armado. Se utilizó el software S10-2003, para procesar los análisis de costos que irán como anexos, y obtener el presupuesto final de obra.

5.1 Metrados.

Son las cantidades que se ejecutarán de cada partida, según su unidad de medida. Es conocido que en cualquier expediente los metrados solo son referenciales, es por eso que puede haber variaciones en plena ejecución del proyecto, por lo que existe los adicionales y deductivos de obra.

Como se estudió en el capítulo 4, para hallar el peso propio de las diversas estructuras, se tuvo ya un metrado de las dimensiones de estas, por lo cual en algunos casos simplificaremos el cálculo de los metrados. Se utilizaron 2 tipos de formatos para los cálculos.

La planilla de metrados se mostrará en el anexo 05 y el resumen de metrados se ubica en la página siguiente.

5.2 Presupuesto.

Es el resultado final de todo estudio. Para los costos se tomaron como referencias los precios de la revista Costos. Se realizó un análisis de los gastos generales y se determinó el porcentaje exacto del costo directo que se iba a necesitar. En el anexo 06 se encuentra el análisis de costo unitario, en el anexo 07 está la lista de insumos, y en el anexo 08, se muestra el análisis de gastos generales. El tiempo de ejecución que se usa para los gastos generales es de 4 meses, tomando como referencia los rendimientos y metrados, con lo que se puede obtener los tiempos de programación.

El presupuesto se ubicará luego del resumen de metrados.

RESUMEN DE METRADOS

PROYECTO: DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE CAPTACION
UBICACIÓN: SAN VICENTE DE CAÑETE

ITEM N°	DESCRIPCION	UND	METRADO
01	OBRAS PRELIMINARES	glb	1.00
01.01	DESVIO DEL RIO	glb	1.00
01.02	LIMPIEZA DEL TERRENO	est	1.00
01.03	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO		
02	CONSTRUCCION DEL BARRAJE		
02.01	OBRAS PRELIMINARES		
02.01.01	TRAZO Y RELANTEO	m2	1,655.50
02.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
02.02.01	EXCAVACION NO CLASIFICADA PARA ESTRUCTURAS	m3	3,911.33
02.02.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE (CARGUIO Y TRANSPORTE)	m3	4,693.60
02.02.03	PERFILADO Y COMPACTADO EN ZONA DE EXCAVACION	m2	1,925.00
02.03	CONCRETO SIMPLE		
02.03.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	m2	1,152.58
02.03.02	CONCRETO CICLOPEO F'c=210Kg/cm2 + 30% PM.	m3	2,532.20
02.03.03	MAMPOSTERIA DE PIEDRA	m3	215.88
03	CONSTRUCCION DEL MURO GUIA		
03.01	OBRAS PRELIMINARES		
03.01.01	TRAZO Y RELANTEO	m2	30.75
03.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
03.02.01	EXCAVACION NO CLASIFICADA PARA ESTRUCTURAS	m3	97.82
03.02.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE (CARGUIO Y TRANSPORTE)	m3	117.38
03.02.03	PERFILADO Y COMPACTADO EN ZONA DE EXCAVACION	m2	122.28
03.03	CONCRETO ARMADO		
03.03.01	ACERO fy=4200Kg/cm2 GRADO 60	kg	4,023.15
03.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	m2	282.80
03.03.03	CONCRETO F'c=210Kg/cm2	m3	151.27
04	CONSTRUCCION DEL CANAL DE LIMPIA		
04.01	OBRAS PRELIMINARES		
04.01.01	TRAZO Y RELANTEO	m2	243.18
04.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
04.02.01	EXCAVACION NO CLASIFICADA PARA ESTRUCTURAS	m3	359.82
04.02.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE (CARGUIO Y TRANSPORTE)	m3	431.78
04.02.03	PERFILADO Y COMPACTADO EN ZONA DE EXCAVACION	m2	190.89
04.03	CONCRETO SIMPLE		
04.03.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	m2	139.64
04.03.02	CONCRETO CICLOPEO F'c=210Kg/cm2 + 30% PM.	m3	121.28
04.03.03	MAMPOSTERIA DE PIEDRA	m3	25.20
04.04	CONCRETO ARMADO		
04.04.01	ACERO fy=4200Kg/cm2 GRADO 60	kg	179.28
04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	m2	101.13
04.04.03	CONCRETO F'c=210Kg/cm2	m3	26.80
05	CONSTRUCCION DE MUROS DE PROTECCION		
05.01	OBRAS PRELIMINARES		
05.01.01	TRAZO Y RELANTEO	m2	594.00
05.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
05.02.01	EXCAVACION NO CLASIFICADA PARA ESTRUCTURAS	m3	2,004.21
05.02.02	RELLENO CON MATERIAL PROPIO.	m3	1,395.29
05.02.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE (CARGUIO Y TRANSPORTE)	m3	730.70
05.02.04	PERFILADO Y COMPACTADO EN ZONA DE EXCAVACION	m2	601.85
05.03	CONCRETO ARMADO		
05.03.01	ACERO fy=4200Kg/cm2 GRADO 60	kg	24,735.55
05.03.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	m2	2,385.64
05.03.03	CONCRETO F'c=210Kg/cm2	m3	610.12

RESUMEN DE METRADOS

PROYECTO: DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE CAPTACION

UBICACIÓN: SAN VICENTE DE CAÑETE

ITEM N°	DESCRIPCION	UND	METRADO
06	CONSTRUCCION DE LA TOMA		
06.01	OBRAS PRELIMINARES		
06.01.01	TRAZO Y RELANTEO	m2	204.00
06.02	MOVIMIENTO DE TIERRAS		
06.02.01	EXCAVACION NO CLASIFICADA PARA ESTRUCTURAS	m3	140.17
06.02.02	RELLENO CON MATERIAL PROPIO.	m3	61.13
06.02.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE (CARGUIO Y TRANSPORTE)	m3	94.85
06.02.04	PERFILADO Y COMPACTADO EN ZONA DE EXCAVACION	m2	142.39
06.03	CONCRETO SIMPLE		
06.03.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	m2	16.48
06.03.02	CONCRETO CICLOPEO F'c=210Kg/cm2 + 30% PM.	m3	5.76
06.04	CONCRETO ARMADO		
06.04.01	ACERO fy=4200Kg/cm2 GRADO 60	kg	1,765.58
06.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	m2	227.64
06.04.03	CONCRETO F'c=210Kg/cm2	m3	35.47

PRESUPUESTO

Presupuesto	0601001 CONSTRUCCION DE LA BOCATOMA UNIPAMPA				
Cliente	UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA			Costo al	01/03/2007
Lugar	LIMA - CAÑETE - SAN VICENTE DE CAÑETE				
Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	OBRAS PRELIMINARES				8,637.60
01 01	DESIVIO DEL RIO	glb	1 00	3,067 68	3,067 68
01 02	LIMPIEZA DEL TERRENO	glb	1 00	630 00	630 00
01 03	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO	est	1 00	4,939 92	4,939 92
02	CONSTRUCCION DE BARRAJE				506,288.30
02 01	OBRAS PRELIMINARES				8,376.83
02 01 01	TRAZO Y REPLANTEO	m2	1,655 50	5 06	8,376 83
02 02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				41,923.28
02 02 01	EXCAVACION NO CLASIFICADA PARA ESTRUCTURAS	m3	3,911 33	3 25	12,711 82
02 02 02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE (CARGUIO Y TRANSPORTE d<1km)	m3	4,693 60	5 67	26,612 71
02 02 03	PERFILADO Y COMPACTADO EN ZONA DE EXCAVACION	m2	1,925 00	1 35	2,598 75
02 03	CONCRETO SIMPLE				455,988.19
02 03 01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	m2	1,152 58	22 40	25,817 79
02 03 02	CONCRETO CICLOPEO $f_c=210$ kg/cm ² + 30 % PM	m3	2,532 20	163 55	414,141 31
02 03 03	MAMPOSTERIA DE PIEDRA	m3	215 88	74 25	16,029 09
03	CONSTRUCCION DEL MURO GUIA				52,808.89
03 01	OBRAS PRELIMINARES				155.60
03 01 01	TRAZO Y REPLANTEO	m2	30 75	5 06	155 60
03 02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				1,148.54
03 02 01	EXCAVACION NO CLASIFICADA PARA ESTRUCTURAS	m3	97 82	3 25	317 92
03 02 02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE (CARGUIO Y TRANSPORTE d<1km)	m3	117 38	5 67	665 54
03 02 03	PERFILADO Y COMPACTADO EN ZONA DE EXCAVACION	m2	122 28	1 35	165 08
03 03	CONCRETO ARMADO				51,504.75
03 03 01	ACERO $f_y=4200$ kg/cm ² GRADO 60	kg	4,023 15	3 03	12,190 14
03 03 02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	m2	282 80	22 40	6,334 72
03 03 03	CONCRETO $f_c=210$ kg/cm ²	m3	151 27	218 02	32,979 89
04	CONSTRUCCION DEL CANAL DE LIMPIA				38,591.65
04 01	OBRAS PRELIMINARES				1,230.49
04 01 01	TRAZO Y REPLANTEO	m2	243 18	5 06	1,230 49
04 02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				3,875.31
04 02 01	EXCAVACION NO CLASIFICADA PARA ESTRUCTURAS	m3	359 82	3 25	1,169 42
04 02 02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE (CARGUIO Y TRANSPORTE d<1km)	m3	431 78	5 67	2 448 19
04 02 03	PERFILADO Y COMPACTADO EN ZONA DE EXCAVACION	m2	190 89	1 35	257 70
04 03	CONCRETO SIMPLE				24,834.38
04 03 01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	m2	139 64	22 40	3 127 94
04 03 02	CONCRETO CICLOPEO $f_c=210$ kg/cm ² + 30 % PM	m3	121 28	163 55	19 835 34
04 03 03	MAMPOSTERIA DE PIEDRA	m3	25 20	74 25	1 871 10
04 04	CONCRETO ARMADO				8,651.47
04 04 01	ACERO $f_y=4200$ kg/cm ² GRADO 60	kg	179 28	3 03	543 22
04 04 02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	m2	101 13	22 40	2,265 31
04 04 03	CONCRETO $f_c=210$ kg/cm ²	m3	26 80	218 02	5,842 94
05	CONSTRUCCION DE MUROS DE PROTECCION				299,823.49
05 01	OBRAS PRELIMINARES				3,005.64
05 01 01	TRAZO Y REPLANTEO	m2	594 00	5 06	3,005 64
05 02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				35,412.43
05 02 01	EXCAVACION NO CLASIFICADA PARA ESTRUCTURAS	m3	2,004 21	3 25	6 513 68
05 02 02	RELLENO CON MATERIAL PROPIO	m3	1,395 23	17 16	23 943 18
05 02 03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE (CARGUIO Y TRANSPORTE d<1km)	m3	730 70	5 67	4 143 07
05 02 04	PERFILADO Y COMPACTADO EN ZONA DE EXCAVACION	m2	601 85	1 35	812 50
05 03	CONCRETO ARMADO				261,405.42
05 03 01	ACERO $f_y=4200$ kg/cm ² GRADO 60	kg	24,735 55	3 03	74 948 72
05 03 02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	m2	2,385 64	22 40	53 438 34
05 03 03	CONCRETO $f_c=210$ kg/cm ²	m3	610 12	218 02	133 018 36

PRESUPUESTO

Presupuesto	0601001 CONSTRUCCION DE LA BOCATOMA UNIPAMPA			Costo al	01/03/2007
Cliente	UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA				
Lugar	LIMA - CAÑETE - SAN VICENTE DE CAÑETE				
Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
06	CONSTRUCCION DE LA TOMA				22,760.03
06 01	OBRAS PRELIMINARES				1,032.24
06 01 01	TRAZO Y REPLANTEO	m2	204 00	5 06	1,032 24
06 02	MOVIMIENTO DE TIERRAS				2,234.57
06 02 01	EXCAVACION NO CLASIFICADA PARA ESTRUCTURAS	m3	140 17	3 25	455 55
06 02 03	RELLENO CON MATERIAL PROPIO	m3	61 13	17 16	1,048 99
06 02 02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE (CARGUIO Y TRANSPORTE d<1km)	m3	94 85	5 67	537 80
06 02 04	PERFILADO Y COMPACTADO EN ZONA DE EXCAVACION	m2	142 39	1 35	192 23
06 03	CONCRETO SIMPLE				1,311.20
06 03 01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	m2	16 48	22 40	369 15
06 03 02	CONCRETO CICLOPEO $f_c=210 \text{ kg/cm}^2 + 30 \% \text{ PM}$	m3	5 76	163 55	942 05
06 04	CONCRETO ARMADO				18,182.02
06 04 01	ACERO $f_y=4200 \text{ kg/cm}^2$ GRADO 60	kg	1,765 58	3 03	5,349 71
06 04 02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL	m2	227 64	22 40	5,099 14
06 04 03	CONCRETO $f_c=210 \text{ kg/cm}^2$	m3	35 47	218 02	7,733 17
	COSTO DIRECTO				928,909.96
	GASTOS GENERALES 15.7527%				146,328.40
	UTILIDAD (5%)				46,445.50
	SUBTOTAL				1,121,683.86
	IGV (19%)				213,119.93
	TOTAL PRESUPUESTO				1,334,803.79

CONCLUSIONES.

Social y económicamente la zona donde se encuentra ubicado UNIPAMPA es excelente, ya que el tramo sur de Lima está expandiéndose considerablemente. A unos pocos kilómetros se encuentra San Vicente de Cañete con un alto comercio gracias al turismo principalmente; asimismo cuenta con los servicios de agua, luz, teléfono e internet, además se encuentra a escasos metros de la Panamericana Sur.

El río Cañete tiene un caudal mínimo instantáneo en épocas de estiaje de no menos 5 m³/seg, es por eso que se escoge el río Cañete como fuente de abastecimiento de agua.

La distancia que separa la lotización de Unipampa con la bocatoma son aproximadamente 22Km, que resulta una distancia considerable, pero aseguraría la dotación de agua inclusive para más urbanizaciones, ya que se podría captar hasta 3 m³/seg y Unipampa solo necesita 31.60 lt/seg.

La capacidad portante del suelo es de 3.25 Kg/cm², lo que nos dice que es un buen suelo para la cimentación de una estructura.

La bocatoma se ubica aproximadamente a 1,700m aguas abajo de la bocatoma imperial, donde su construcción es favorecida por el recorrido del río.

Se tiene un caudal máximo de 920.99 m³/seg. para los 200m de ancho que tiene el río, pero el barraje se diseña con 276.30 m³/seg., ya que se trabaja con un brazo del río de 60m de ancho.

La altura de barraje es de 1.80m, considerando una altura a la ventana de captación de 1m, para asegurar que no entre a la toma sedimentos gruesos.

El colchón dissipador tiene una profundidad de 1.50m; fue necesaria tal longitud para poder lograr un salto hidráulico aceptable, ya que el tirante después del salto hidráulico es de 2.80m y el tirante normal del río es 1.26m.

Las sub-presiones halladas en el fondo del colchón dissipador del barraje son absorbidas por los tirantes parcial y totalmente, por lo que el espesor del solado podía ser aun menor que 1.00m, pero mantenemos esa dimensión ya que se sugiere que el espesor sea mayor que 0.90m.

El canal de limpia se diseñó con un caudal medio proporcional de 26.28 m³/seg., con lo que resultó necesario dos compuertas de limpia y la profundidad del colchón disipador coincide con el del barrage.

Se dispuso de un caudal de purga de 1m³/seg. para poder obtener las dimensiones hidráulicas necesarias en la poza de tranquilización.

Se diseña una ventana de captación de 3.00m x 0.60m, dos compuertas de derivación de 1.10m de largo y una transición de 3.80m de largo hasta el canal de derivación.

La longitud del muro guía es de 30.75m que cubre desde la ventana de captación hasta toda la longitud del colchón disipador del barrage y del canal de limpia.

La longitud de la curva de remanso para el caudal máximo fue de 129.60m, lo que nos indicó la longitud del río que era necesario proteger con muros y la curva de remanso para el caudal mínimo determinó la distancia de la ventana de captación al barrage, para asegurar la dotación de 2 m³/seg hacia la toma.

La altura de la pantalla del canal de limpia es 1.80, de la ventana de captación es 2.0m, del canal desrripador es 2.60m y de las compuertas de derivación es 2.40m, para que de esta forma la losa superior tenga el mismo nivel.

El costo de la ejecución de la obra sería S/. 1'334,803.79, y lo más crítico es la construcción del barrage y de los muros de protección.

Resulta ser una obra que tiene como inversión más fuerte los materiales que representa más del 50% del costo total de la obra, teniendo como principal insumo el cemento y el fierro corrugado.

El método del Paso Directo es el más práctico para el cálculo de la curva de remanso.

RECOMENDACIONES.

Ubicar la bocatoma en lugares del río donde su geografía facilite la captación.

Es conveniente diseñar el perfil del barraje para tener una referencia y adaptar un perfil más conveniente a las propiedades del río.

Es necesario calcular la curva de remanso para el caudal mínimo.

La ventana de captación se debe procurar que trabaje como vertedero y no como orificio ahogado.

El muro guía debe cubrir el largo de la ventana de captación para asegurar la distribución de agua hacia la ventana de captación.

Los muros de protección deben tener un borde libre de 0.60m.

El barraje debe ser vaciado monolíticamente, las juntas deberían ser a lo largo de los 55m.

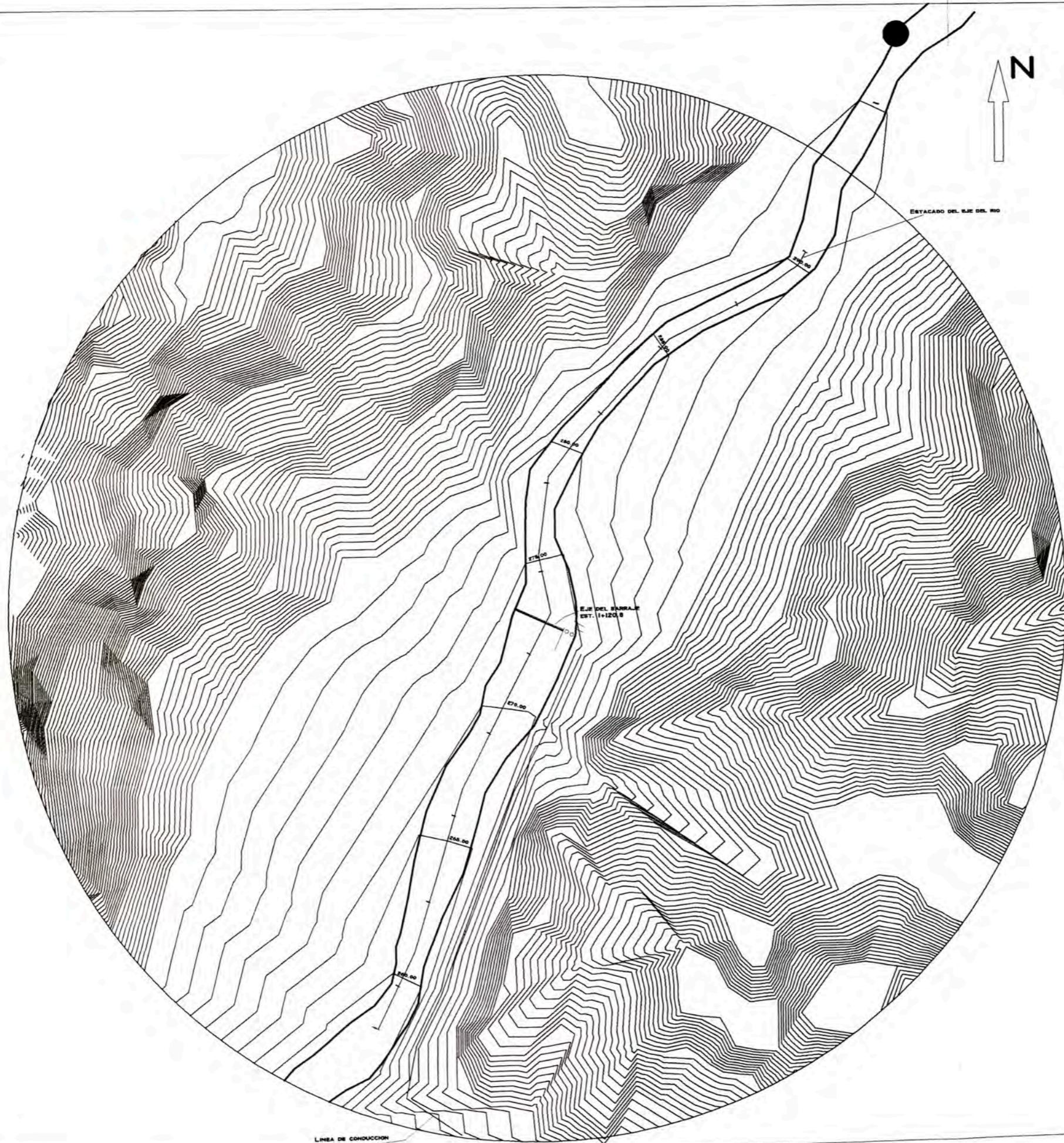
Es necesario analizar los gastos generales y no asignar un porcentaje del costo directo.

El software S10 es una herramienta necesaria en estos tiempos para la elaboración de presupuestos y el control durante la ejecución de la obra.

BIBLIOGRAFÍA.

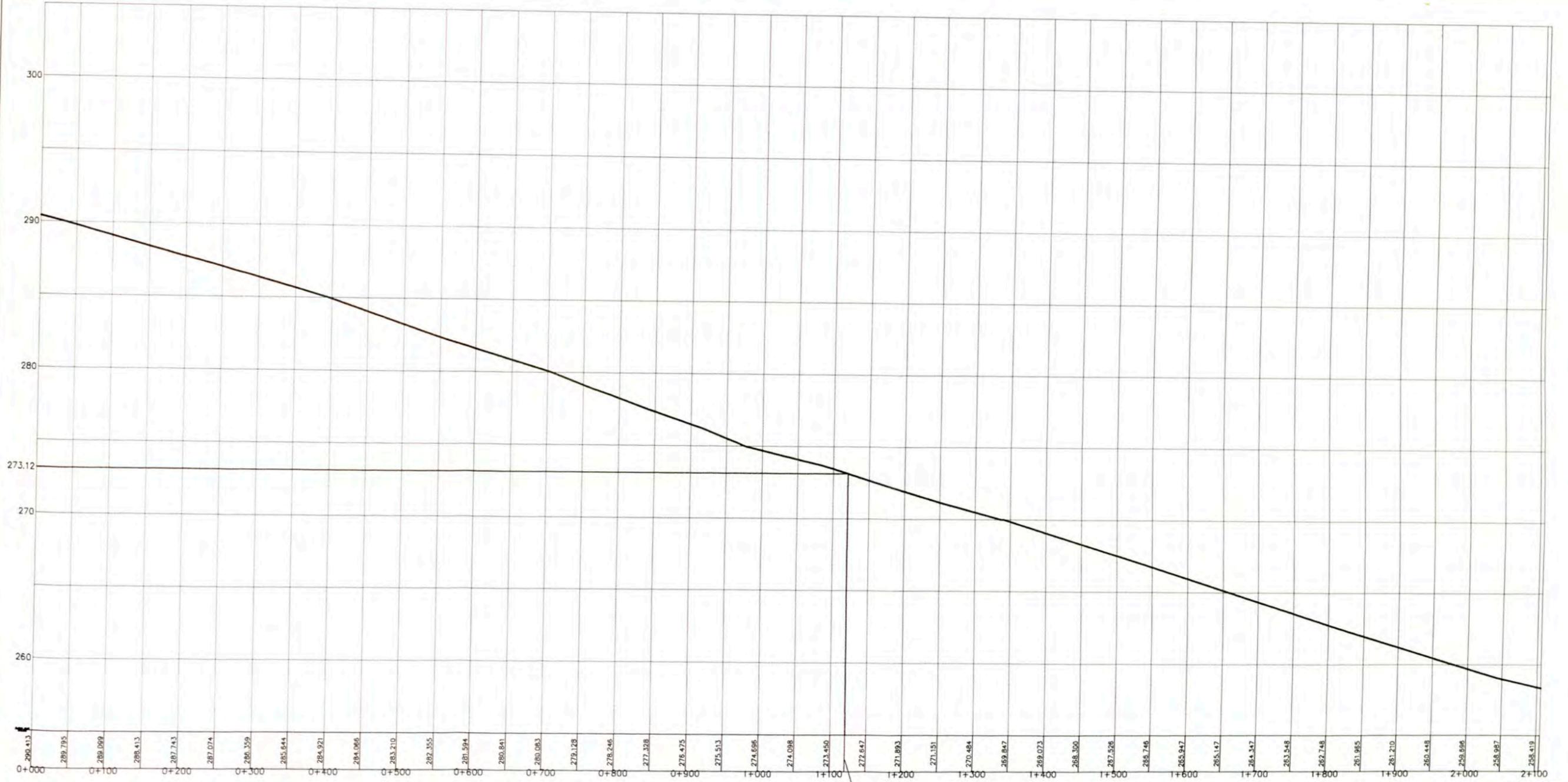
- Alfaro J. (1981), "Diseño de una bocatoma", Tesis profesional FIC - UNI.
- Arocha S. (1980), "Abastecimiento de agua", Ediciones VEGA - VENEZUELA.
- Enrique C. y Del Castillo B. (1997), "Diseño hidráulico de las obras de captación para el proyecto de riego", Tesis profesional FIC - UNI..
- Espinoza N. (1982), "Diseño de las estructuras hidráulicas de captación y conducción del proyecto de irrigación Pativilca", Tesis profesional FIC - UNI.
- Fair-Geyer & Okum (2001), "Abastecimiento de aguas y remoción de aguas residuales", Editorial LIMUSA - MEXICO.
- Kraatz D. (1995), "Pequeñas Obras Hidráulicas", Tomo 1, Editorial LIMUSA – MEXICO.
- Mansen A. (1975), "Remodelación de la Bocatoma del Imperial de Cañete", Tesis profesional FIC - UNI.
- Mansen A. (2002), "Diseño de Bocatomas", FIC – UNI.
- Mejía A. (1998), "Análisis de Máximas Avenidas", Universidad Agraria La Molina, LIMA – PERU.
- Morales R. (2004), "Diseño en Concreto Armado", ICG, LIMA – PERU.
- Pluspetrol Perú Corporation (2003), "Estudio realizado en la zona de Pampa Clarita",
- Purschel W. (1976), "Tratado general del agua y su distribución, la captación y el almacenamiento del agua potable", Editorial LIMUSA – MEXICO.
- Reglamento Nacional de Edificaciones, LIMA – PERU.
- S10 (2005), "Guía de Usuario del Módulo Presupuesto", Grupo S10, LIMA – PERU.
- Valdivia M. y Napoleón M. (1996), "Planteamiento de un esquema de captación-encauzamiento en el río Cabanillas: Derivación Cabana", Tesis profesional FIC - UNI.

ANEXOS.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA Facultad de Ingeniería Civil CURSO DE TITULACION POR ACTUALIZACION DE CONOCIMIENTOS			
PROYECTO: FORMULACION Y DISEÑO DEL PROYECTO DE SANEAMIENTO UNIPAMPA, ZONA 07. "DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE CAPTACION"		ESCALA: 1/10,000	PLANO:
ALUMNO: David Rojas Perez	VISTA EN PLANTA DE LA CAPTACION	FECHA: ABRIL 2007	1
REVISADO: Ing. Rafael Salinas			

ESC: 1/3000



ESC: 1/6000

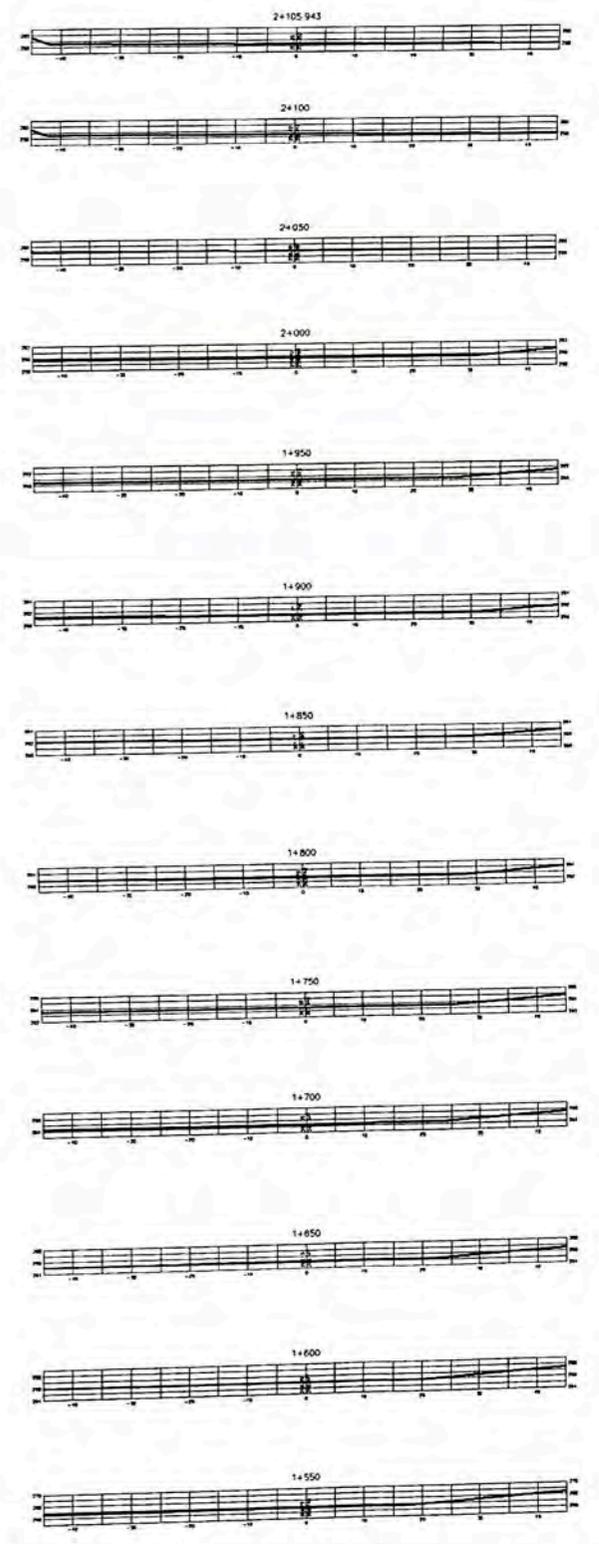
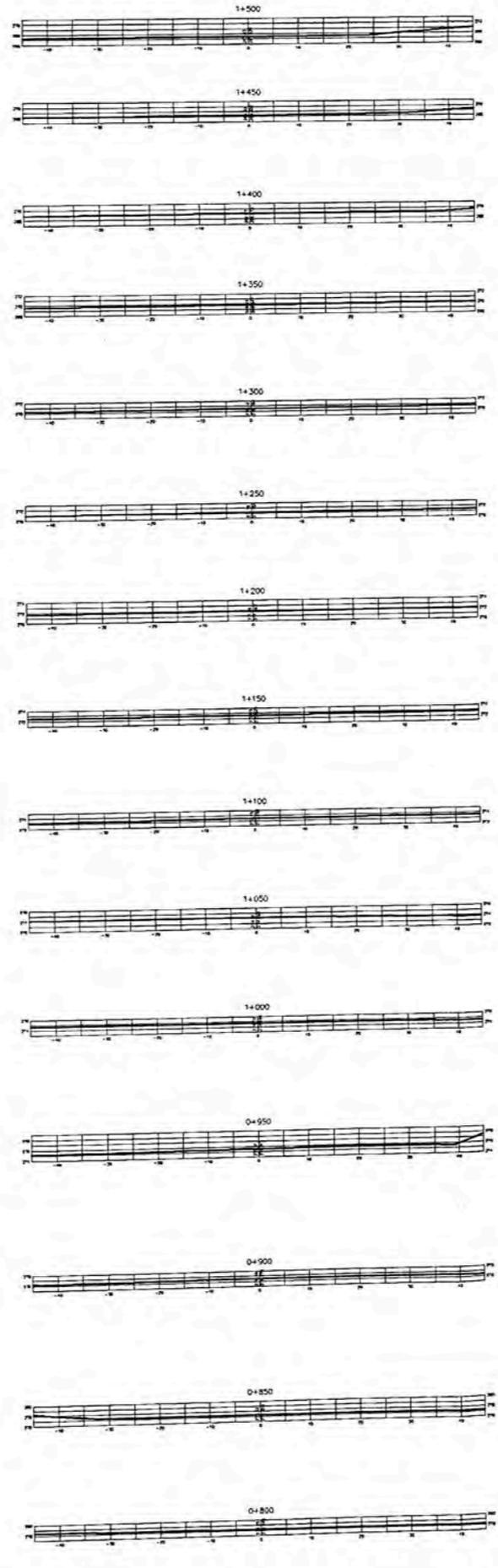
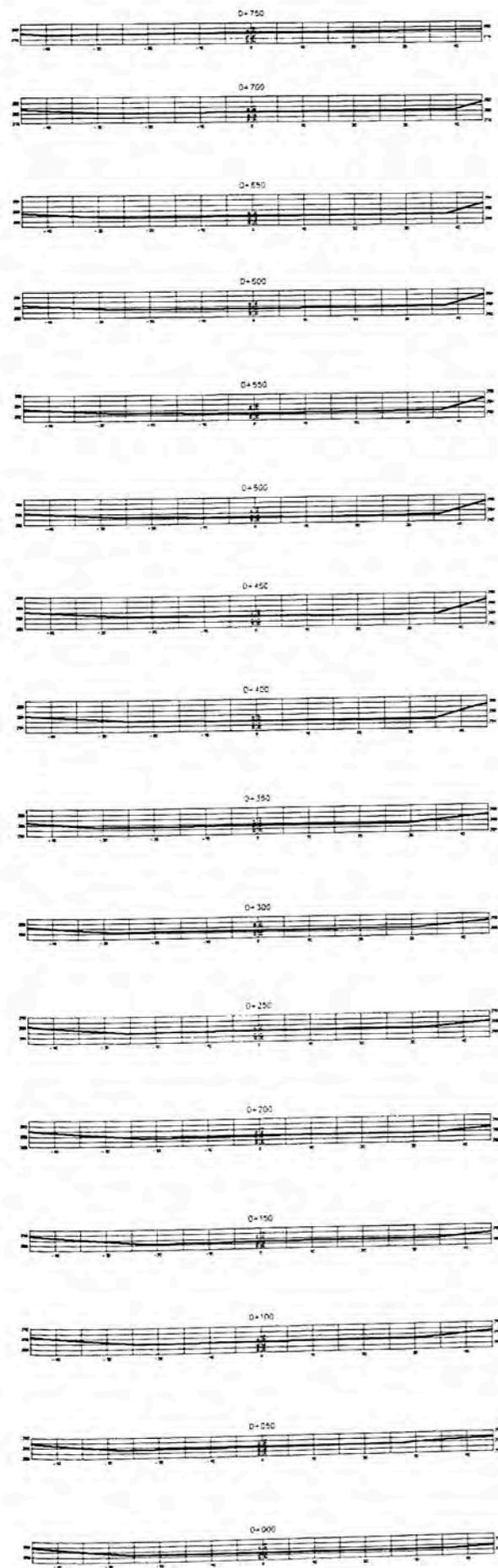
EJE DEL BARRAJE EST. 1+120.80

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
Facultad de Ingeniería Civil

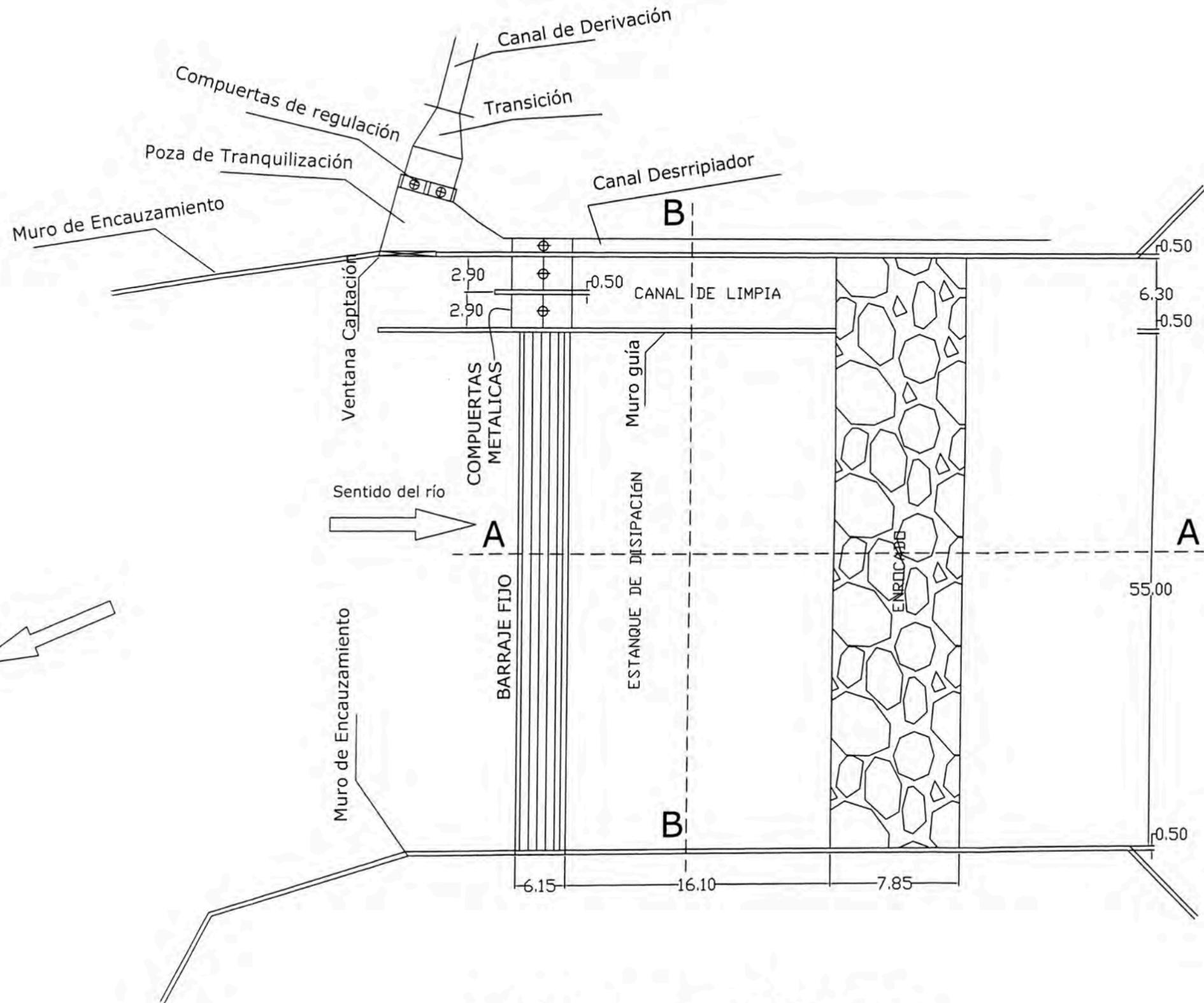
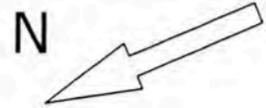
CURSO DE TITULACION POR ACTUALIZACION DE CONOCIMIENTOS

PROYECTO: FORMULACION Y DISEÑO DEL PROYECTO DE SANEAMIENTO UNIPAMPA, ZONA 07. "DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE CAPTACION".

ALUMNO: David Rojas Perez	PERFIL LONGITUDINAL DEL	ESCALA: Indicada	PLANO:
REVISADO: Ing. Rafael Salinas	EJE DEL RIO	FECHA: ABRIL 2007	2

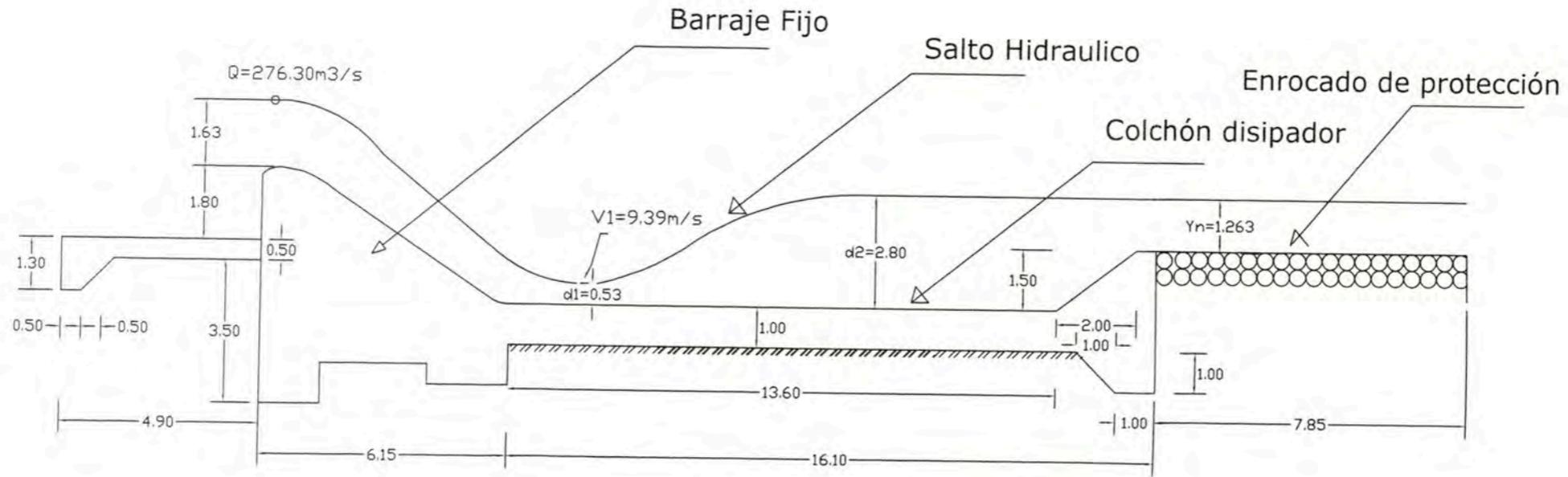


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA			
Facultad de Ingeniería Civil			
CURSO DE TITULACION POR ACTUALIZACION DE CONOCIMIENTOS			
PROYECTO:		FORMULACION Y DISEÑO DEL PROYECTO DE SANEAMIENTO UNIPAMPA, ZONA 07. "DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE CAPTACION".	
ALUMNO: David Rojas Perez	SECCIONES TRANSV. DEL	ESCALA: 1/1250	PLANO:
REVISADO: Ing. Rafael Salinas	EJE DEL RIO	FECHA: ABRIL 2007	3



PLANTA DE LA BOCATOMA

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA Facultad de Ingeniería Civil CURSO DE TITULACION POR ACTUALIZACION DE CONOCIMIENTOS			
PROYECTO: FORMULACION Y DISEÑO DEL PROYECTO DE SANEAMIENTO UNIPAMPA, ZONA 07. "DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE CAPTACION".			
ALUMNO: David Rojas Perez	VISTA EN PLANTA DE LA BOCATOMA	ESCALA: S/E	PLANO: 4
REVISADO: Ing. Rafael Salinas		FECHA: ABRIL 2007	

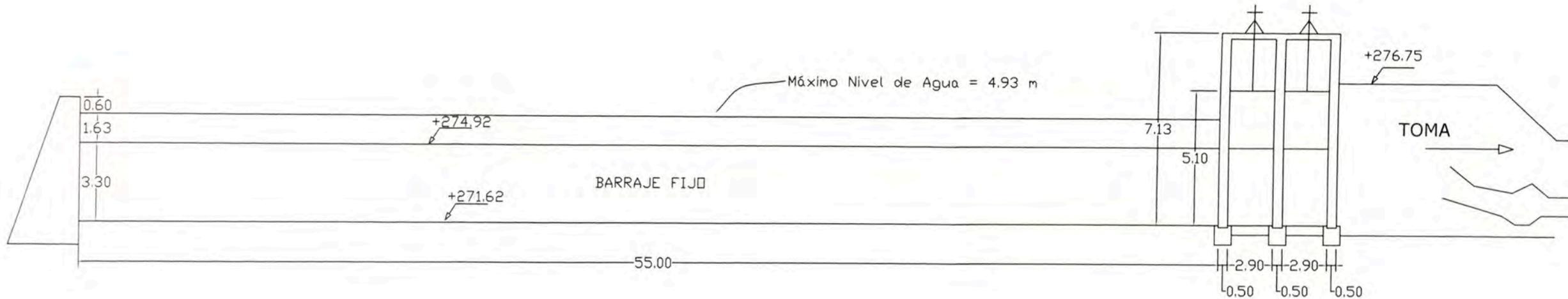


SECCION LONGITUDINAL A-A

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 Facultad de Ingeniería Civil
 CURSO DE TITULACION POR ACTUALIZACION DE CONOCIMIENTOS

PROYECTO: FORMULACION Y DISEÑO DEL PROYECTO DE SANEAMIENTO
 UNIPAMPA, ZONA 07. "DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE
 CAPTACION".

ALUMNO: David Rojas Perez	CORTE LONGITUDINAL	ESCALA: 1/150	PLANO:
REVISADO: Ing. Rafael Salinas	EJE A-A	FECHA: ABRIL 2007	5



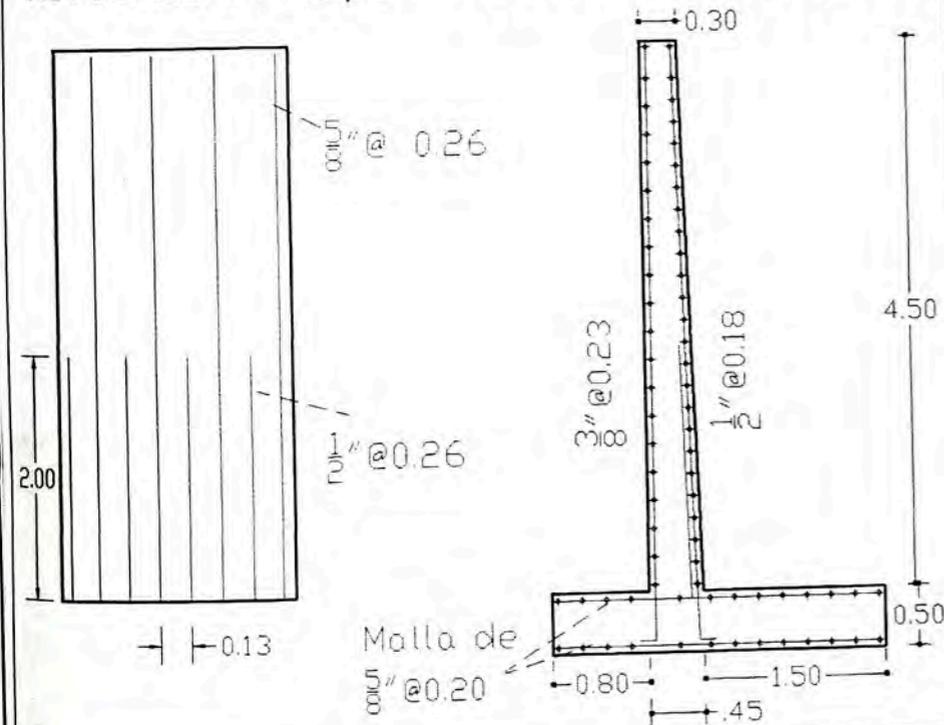
SECCION TRANSVERSAL B-B

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 Facultad de Ingeniería Civil
 CURSO DE TITULACION POR ACTUALIZACION DE CONOCIMIENTOS

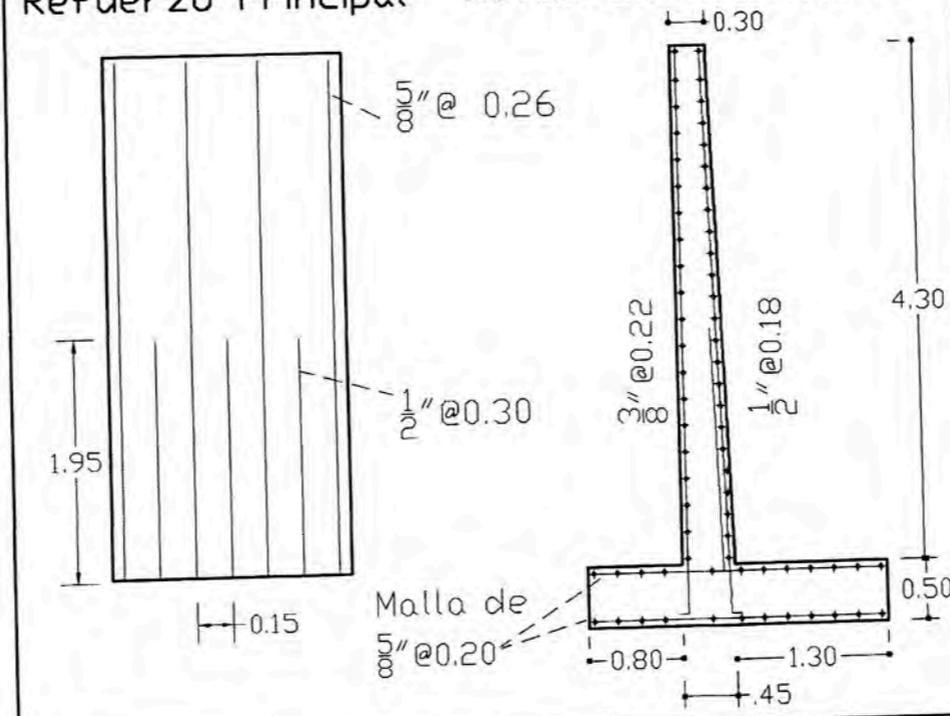
PROYECTO: FORMULACION Y DISEÑO DEL PROYECTO DE SANEAMIENTO
 UNIPAMPA, ZONA 07, "DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE
 CAPTACION".

ALUMNO: David Rojas Perez	CORTE TRANSVERSAL EJE B-B	ESCALA: 1/250	PLANO: 6
REVISADO: Ing. Rafael Salinas		FECHA: ABRIL 2007	

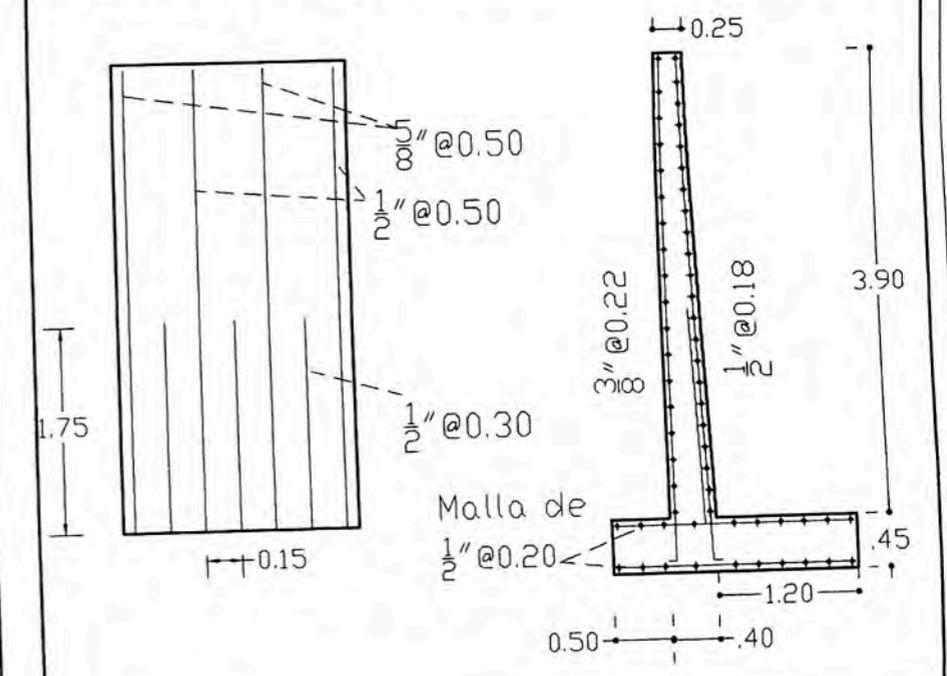
MURO 1
Refuerzo Principal Refuerzo Transversal



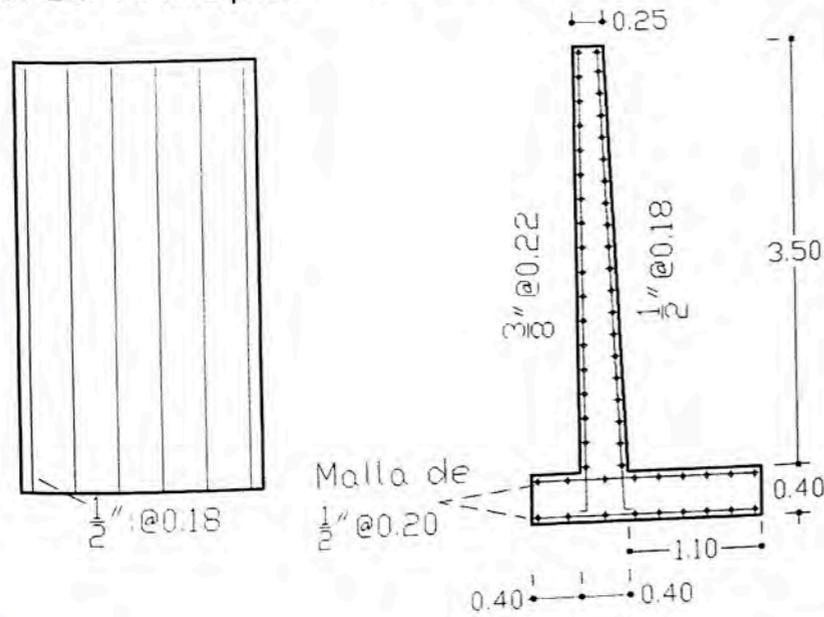
MURO 2
Refuerzo Principal Refuerzo Transversal



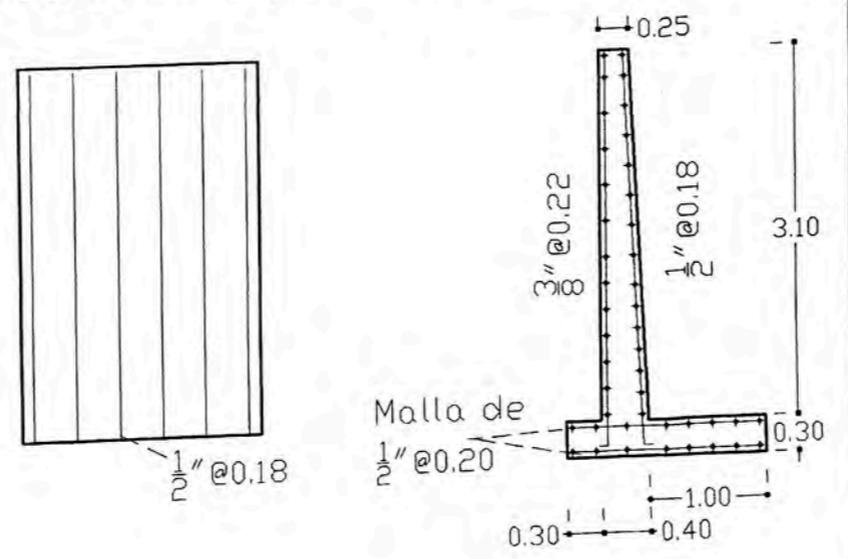
MURO 3
Refuerzo Principal Refuerzo Transversal



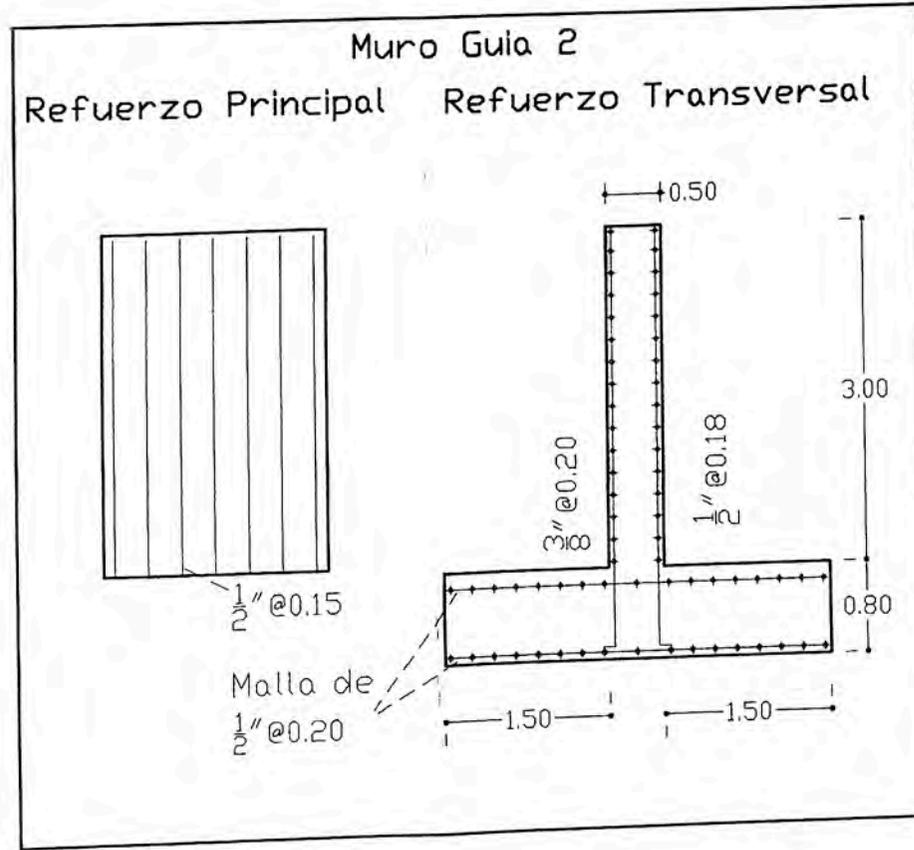
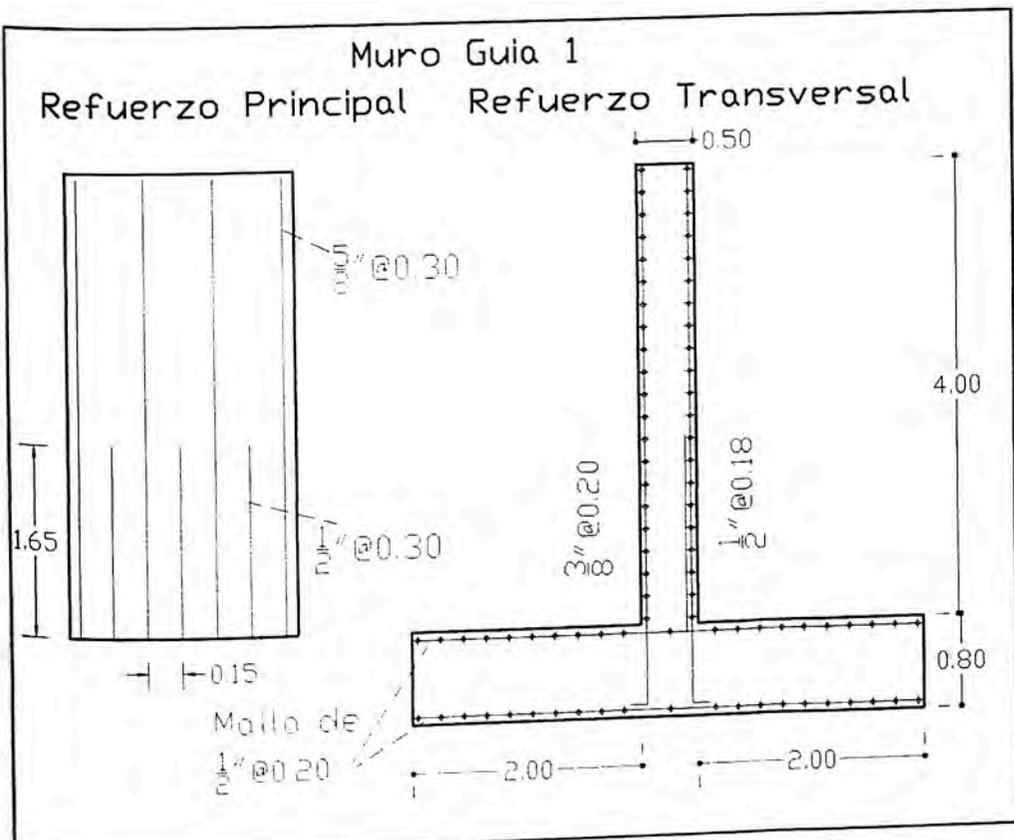
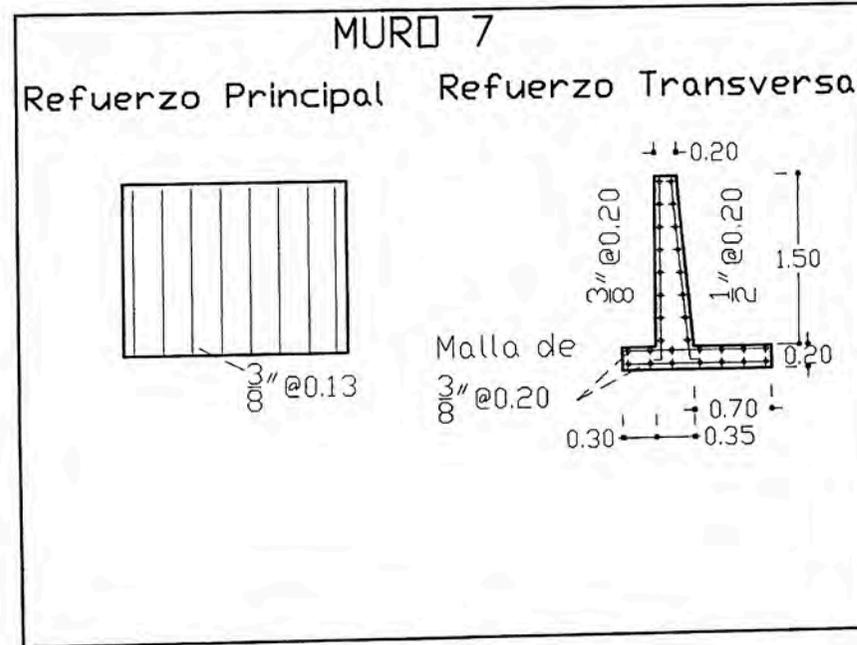
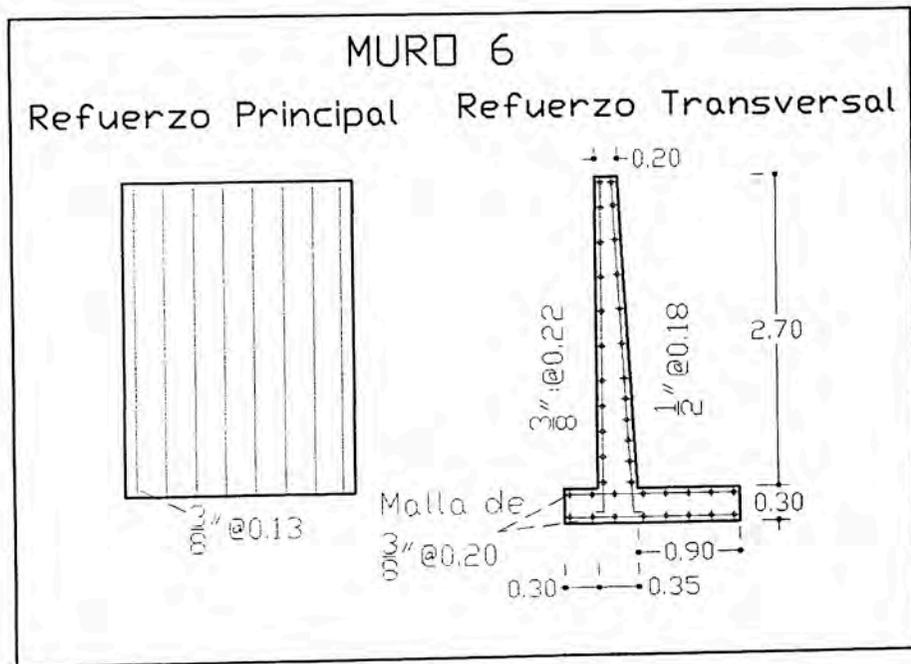
MURO 4
Refuerzo Principal Refuerzo Transversal



MURO 5
Refuerzo Principal Refuerzo Transversal



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA			
Facultad de Ingeniería Civil			
CURSO DE TITULACION POR ACTUALIZACION DE CONOCIMIENTOS			
PROYECTO:	FORMULACION Y DISEÑO DEL PROYECTO DE SANEAMIENTO UNIPAMPA, ZONA 07. "DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE CAPTACION".		
ALUMNO: David Rojas Perez	ESQUEMAS DE REFUERZO	ESCALA: s/e	PLANO: 7-A
REVISADO: Ing. Rafael Salinas		FECHA: ABRIL 2007	



UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA			
Facultad de Ingeniería Civil			
CURSO DE TITULACION POR ACTUALIZACION DE CONOCIMIENTOS			
PROYECTO:	FORMULACION Y DISEÑO DEL PROYECTO DE SANEAMIENTO UNIPAMPA, ZONA 07. "DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE CAPTACION".		
ALUMNO: David Rojas Perez	ESQUEMAS DE REFUERZO	ESCALA: s/e	PLANO: 7-B
REVISADO: Ing. Rafael Salinas		FECHA: ABRIL 2007	

ANEXO 1 - PLANOS.

**ANEXO 2 – ANALISIS QUIMICO DEL AGUA DEL RIO
CAÑETE.**

**INFORME DE LABORES REALIZADAS EN EL LABORATORIO QUÍMICO
DE LA FIC**

De: Ing. Ricardo Terreros Lazo (Jefe del Laboratorio de Química de la FIC)

A: Dr. Javier Arrieta Freire (Director de la Escuela Profesional de la FIC
(Curso Actualización de Conocimientos)

**SERVICIO DE ANÁLISIS DEL LABORATORIO QUÍMICO DE LA FIC
PARA ESCUELA PROFESIONAL-CURSO DE ACTUALIZACION DE
CONOCIMIENTOS---TITULACION
MUESTRAS DEL RIO CAÑETE-MALA**

ENERO-2007

FECHA	REGISTRO	MUESTRA	ANALISIS
23-01-07	LQ07-02	Agua de Rio	Cl, SO4, STD
23-01-07	LQ07-02	Agua	Cl, SO4, STD
23-01-07	LQ07-02	Agua-Ultimo Filtro	Cl, SO4, STD
23-01-07	LQ07-02	Agua de Pozo	Cl, SO4, STD
23-01-07	LQ07-02	Suelo	Cl, SO4, STD
23-01-07	LQ07-03	Agua	Cl, SO4, STD
23-01-07	LQ07-03	Agua Inicio Bocatoma	Cl, SO4, STD
23-01-07	LQ07-03	Agua Rio Cañete	Cl, SO4, STD
23-01-07	LQ07-03	Agua	Cl, SO4, STD
23-01-07	LQ07-03	Agua	Cl, SO4, STD


Ing. Ricardo Terreros Lazo
Jefe Laboratorio de Química FIC

**ANEXO 3 – REGISTRO DE MAXIMAS AVENIDAS DE LA
ESTACION SOCSI.**

ANEXO 03 - DESCARGAS MAXIMAS DIARIAS M3/S ESTACION SOCSI

AÑO		SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	Maximo diario
1924	1925					*	*							
1925	1926	*				230.0	455.0	200.0	350.0	80.0	15.0	12	10	455.0
1926	1927	11.0	12.0	42.0	58.0	95.0	95.0	120.0	65.0	40.0	20.0	20	10	120.0
1927	1928	*	*	*	*	59.0	125.0	198.0	126.0	48.0	20.6	14.6	12.4	198.0
1928	1929	13.5	18.5	19.0	34.0	107.0	145.4	342.8	266.0	35.2	21.2	14.3	11.9	342.8
1929	1930	13.1	20.0	28.0	58.0	253.0	198.4	263.8	82.6	80.2	27.0	16.1	14.6	263.8
1930	1931	12.5	14.9	65.4	22.5	89.4	145.0	148.6	135.8	39.7	16.5	13.6	12.1	148.6
1931	1932	12.5	13.4	16.5	96.0	218.0	*	*	300.0	90.0	25.0	15	12	300.0
1932	1933	10.0	14.0	30.0	80.0	133.0	141.0	176.0	110.0	35.0	20.0	14.5	14	176.0
1933	1934	12.0	13.0	13.0	73.0	170.0	206.0	305.0	197.0	50.0	26.0	22	18	305.0
1934	1935	13.0	20.0	21.0	18.4	146.0	132.5	386.0	207.0	52.0	27.0	23	14.3	386.0
1935	1936	13.5	15.0	18.7	139.0	265.0	200.0	163.0	144.0	24.0	18.0	14	11	265.0
1936	1937	11.8	40.0	19.5	29.8	136.1	157.0	283.8	122.6	41.1	22.9	17	12.1	283.8
1937	1938	9.8	13.1	35.1	131.7	223.6	401.4	125.6	86.9	30.1	16.3	13.6	13.2	401.4
1938	1939	11.1	10.1	12.1	32.3	91.4	138.3	308.5	212.5	59.7	20.3	14.6	12.7	308.5
1939	1940	10.3	10.5	15.3	69.0	141.3	101.1	139.6	113.7	36.7	19.2	13	11.3	141.3
1940	1941	11.3	12.0	23.7	20.4	185.0	229.9	301.1	33.6	23.8	20.1	11	9.3	301.1
1941	1942	9.3	14.4	14.7	173.5	208.6	319.2	230.3	82.9	60.8	25.5	16.6	13.2	319.2
1942	1943	11.4	10.8	12.7	45.1	194.2	324.1	247.1	270.1	43.5	20.7	14.1	11.9	324.1
1943	1944	11.8	14.6	17.2	148.3	265.7	346.4	396.6	112.6	46.3	22.9	18.6	14.1	396.6
1944	1945	12.3	11.1	12.1	29.2	212.7	254.1	350.0	210.0	34.0	18.0	13.2	11.3	350.0
1945	1946	9.5	11.0	35.6	130.0	318.0	313.0	354.0	236.0	69.3	27.0	19.5	14.9	354.0
1946	1947	13.2	20.0	65.0	158.0	166.5	202.6	353.0	88.0	51.7	28.0	16	12.4	353.0
1947	1948	10.8	16.0	13.4	59.4	223.6	238.0	279.0	156.3	80.5	37.8	19	13.2	279.0
1948	1949	10.6	74.0	48.8	24.0	89.6	195.0	198.0	144.4	48.6	23.1	13.7	11.6	198.0
1949	1950	10.1	13.7	39.7	24.6	123.0	244.7	140.2	129.7	58.8	18.7	13.9	11	244.7
1950	1951	8.7	11.6	18.4	152.8	240.9	424.0	485.0	263.7	44.0	26.0	16	13.7	485.0
1951	1952	12.0	16.2	110.1	203.0	344.0	338.0	360.0	190.2	33.0	17.0	16.1	14	360.0
1952	1953	14.7	13.3	35.0	56.0	232.0	555.0	340.0	95.0	33.4	19.0	18	13.5	555.0
1953	1954	12.5	27.0	120.0	102.0	367.0	422.0	657.0	102.5	49.0	25.6	19.2	13.9	657.0

ANEXO 03 - DESCARGAS MAXIMAS DIARIAS M3/S ESTACION SOCSI

AÑO		SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	Maximo diario
1954	1955	11.8	18.3	130.0	72.0	496.0	700.0	674.0	337.0	46.0	32.0	19	14	700.0
1955	1956	11.6	20.0	12.5	32.0	115.0	470.0	233.0	125.9	51.9	34.3	16.9	11	470.0
1956	1957	8.9	8.9	9.2	12.8	107.6	228.3	194.9	110.0	73.8	17.5	12.5	8.5	228.3
1957	1958	7.4	8.5	11.1	22.1	73.7	120.4	270.4	75.4	33.7	13.2	10.9	8.3	270.4
1958	1959	7.2	10.9	20.3	20.3	16.0	700.0	700.0	119.8	36.0	17.0	13.7	9	700.0
1959	1960	7.8	16.4	14.2	129.6	488.8	478.7	85.3	26.7	22.6	13.8	9.8	7.9	488.8
1960	1961	7.5	10.4	13.6	14.6	130.6	325.6	597.6	516.2	53.3	31.1	13	10	597.6
1961	1962	8.5	8.0	76.6	192.7	230.3	397.9	566.2	92.8	26.4	15.6	14.2	12.3	566.2
1962	1963	10.4	10.4	10.2	21.3	242.4	169.8	147.4	114.6	44.4	29.8	19.8	12.4	242.4
1963	1964	11.3	11.6	82.9	177.8	66.4	153.1	143.6	135.2	82.2	29.2	19.9	10.8	177.8
1964	1965	10.4	9.2	14.2	33.5	135.0	410.0	250.0	140.0	42.8	28.4	14	9.5	410.0
1965	1966	8.3	8.4	10.7	76.1	112.1	156.4	280.0	53.1	26.1	14.3	11.5	10.8	280.0
1966	1967	8.9	59.6	54.4	166.4	129.1	319.9	314.4	101.9	52.6	32.3	22.2	17.9	319.9
1967	1968	15.1	29.3	18.8	25.5	108.3	116.5	198.5	63.9	24.2	16.7	13.3	9.9	198.5
1968	1969	12.6	16.7	48.3	74.6	50.5	90.4	139.0	75.1	31.4	16.1	14	10.5	139.0
1969	1970	8.0	39.5	25.5	316.0	408.0	246.0	217.0	39.5	32.7	*	*	*	408.0
1970	1971	*	15.7	16.3	59.5	230.0	430.0	*	*	37.4	16.8	17.3	16.8	430.0
1971	1972	15.1	13.4	9.2	181.5	312.2	480.3	900.0	505.0	78.5	27.0	13	12.7	900.0
1972	1973	*	*	*	144.7	*	484.2	450.1	324.8	112.5	33.4	16.5	12.5	484.2
1973	1974	12.8	21.1	37.8	186.9	178.0	326.0	251.0	81.3	32.4	24.1	20.1	17.6	326.0
1974	1975	16.9	16.6	18.3	18.3	72.5	202.0	298.0	113.0	56.7	32.2	18.3	12.0	298.0
1975	1976	10.7	14.1	50.0	90.4	184.0	332.0	247.0	116.0	42.5	27.9	21.4	15.4	332.0
1976	1977	17.7	15.0	15.0	30.6	66.0	249.0	167.0	70.9	36.8	20.4	16.0	14.7	249.0
1977	1978	14.2	14.2	73.0	49.6	173.0	216.0	82.8	70.8	36.5	21.6	16.8	15.4	216.0
1978	1979	13.9	23.3	75.8	132.8	80.8	177.3	182.8	91.6	29.8	17.6	17.7	12.7	182.8
1979	1980	11.7	11.7	13.7	16.2	100.1	54.3	84.5	93.8	26.1	15.3	14.3	12.5	100.1
1980	1981	10.5	49.8	55.8	68.1	119.5	257.1	256.6	209.8	30.0	21.7	19.6	14.9	257.1
1981	1982	12.6	24.5	44.2	88.5	94.4	120.0	90.2	88.1	39.0	22.5	15.5	15.0	120.0
1982	1983	9.6	73.0	172.0	113.8	189.0	60.2	147.0	228.0	48.0	28.4	18.3	16.0	228.0

**ANEXO 4 – REGISTRO DE MINIMOS CAUDALES DE LA
ESTACION SOCSI.**

ANEXO 04 - DESCARGAS MINIMAS DIARIAS M3/S ESTACION SOCSI

AÑO		SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	Mínimo diario
1924	1925	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	
1925	1926	*	*	*	*	20.0	80.0	55.0	80.0	15.0	15.0	12.0	10.0	10.0
1926	1927	11.0	12.0	11.0	17.0	48.0	52.0	59.0	42.0	25.0	18.0	13.0	10.0	10.0
1927	1928	*	*	*	*	17.0	20.1	65.0	49.0	20.6	15.0	12.4	11.5	11.5
1928	1929	11.5	13.0	12.8	14.9	29.0	38.8	131.0	37.3	21.2	14.0	11.7	10.5	10.5
1929	1930	11.4	11.9	13.6	15.4	59.0	46.0	61.0	47.8	28.5	16.1	12.1	11.9	11.4
1930	1931	11.4	12.1	12.5	17.4	20.6	20.6	31.3	26.0	16.9	13.9	12.1	11.2	11.2
1931	1932	11.1	12.1	13.1	17.4	57.0	*	*	100.0	25.0	16.0	13.0	10.0	10.0
1932	1933	10.0	10.0	14.0	23.0	36.0	50.0	82.0	34.0	20.0	14.0	14.5	12.0	10.0
1933	1934	10.0	10.0	11.0	11.0	47.0	71.0	125.0	51.0	28.0	24.0	19.0	12.0	10.0
1934	1935	12.0	13.0	14.0	14.0	17.2	54.1	127.0	52.0	31.0	23.0	14.5	12.4	12.0
1935	1936	12.3	13.0	14.3	15.8	100.0	90.0	106.0	21.0	18.0	14.0	10.0	8.4	8.4
1936	1937	8.4	10.8	15.2	14.7	26.8	67.3	63.0	31.9	21.3	17.0	12.1	8.9	8.4
1937	1938	8.4	8.6	10.4	20.8	33.1	101.0	53.4	29.5	16.1	11.4	13.2	10.7	8.4
1938	1939	9.7	9.2	10.1	12.2	21.5	45.0	133.4	56.1	21.0	14.6	12.8	10.5	9.2
1939	1940	8.9	8.9	10.3	12.7	33.9	32.1	33.1	32.0	20.0	13.5	11.4	9.3	8.9
1940	1941	9.8	9.8	11.3	14.9	26.7	44.8	34.0	22.5	20.9	10.5	9.0	8.7	8.7
1941	1942	7.8	8.5	12.7	14.2	38.9	53.7	78.9	29.7	26.0	16.2	13.4	11.2	7.8
1942	1943	9.7	9.4	9.9	11.8	36.0	120.4	51.0	40.6	21.2	14.6	12.0	10.4	9.4
1943	1944	9.9	10.4	9.5	20.0	49.3	85.0	87.3	44.1	23.8	18.3	13.9	12.0	9.5
1944	1945	10.6	10.2	10.8	12.6	15.0	49.0	94.0	34.0	19.0	13.2	10.4	8.6	8.6
1945	1946	7.6	7.3	12.4	21.5	61.6	93.4	113.4	58.6	30.0	19.5	14.4	11.9	7.3
1946	1947	10.4	12.2	20.0	37.0	61.0	44.0	64.0	40.0	28.0	15.0	12.1	9.3	9.3
1947	1948	9.4	10.0	10.7	12.0	45.4	61.8	51.9	53.2	39.3	18.5	13.4	10.0	9.4
1948	1949	9.7	9.8	24.0	13.9	16.9	38.5	67.5	48.5	24.3	13.0	11.3	9.4	9.4
1949	1950	8.6	8.4	13.9	11.3	35.6	44.2	50.9	51.3	15.6	13.3	10.5	8.7	8.4
1950	1951	7.5	7.4	9.6	18.2	44.2	50.0	100.5	45.6	21.6	17.0	13.6	11.6	7.4
1951	1952	8.9	9.0	18.3	24.3	38.6	45.8	57.0	32.0	16.0	13.5	13.5	12.1	8.9
1952	1953	10.8	9.5	10.3	26.5	31.6	110.0	47.0	33.6	18.0	16.0	13.1	10.5	9.5
1953	1954	9.7	8.6	22.0	32.0	25.0	79.0	65.0	32.0	26.0	19.4	14.0	10.4	8.6

ANEXO 04 - DESCARGAS MINIMAS DIARIAS M3/S ESTACION SOCSI

AÑO		SEP	OCT	NOV	DIC	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	Minimo diario
1954	1955	9.6	11.3	11.9	30.0	60.0	90.0	199.0	42.0	38.0	19.0	14.5	10.5	9.6
1955	1956	9.4	10.1	9.7	10.8	12.3	56.0	68.3	45.3	29.2	16.3	11.1	8.8	8.8
1956	1957	8.4	7.8	8.2	8.5	10.6	95.4	106.5	73.0	17.7	12.5	8.8	6.8	6.8
1957	1958	6.5	6.2	8.4	8.2	15.6	27.9	59.9	33.0	13.3	10.7	8.3	7.2	6.2
1958	1959	6.9	7.2	7.4	9.4	9.8	18.0	29.0	28.7	17.5	12.0	9.5	7.3	6.9
1959	1960	6.7	6.7	9.6	11.8	43.0	28.5	24.9	22.7	14.3	10.0	7.4	5.8	5.8
1960	1961	5.9	6.7	7.5	8.8	18.3	60.8	85.2	55.0	31.5	13.9	10.1	9.1	5.9
1961	1962	7.5	7.2	8.0	38.4	48.1	39.7	41.4	28.0	15.7	13.0	12.2	11.3	7.2
1962	1963	10.4	8.3	9.0	11.9	31.7	88.2	94.3	46.3	21.3	22.5	12.1	11.2	8.3
1963	1964	11.1	11.1	11.7	45.5	45.0	64.2	101.7	78.3	29.1	19.9	10.3	8.9	8.9
1964	1965	8.6	8.3	9.4	9.6	19.0	45.0	154.0	38.8	28.3	12.7	9.2	7.9	7.9
1965	1966	7.5	7.1	8.3	9.3	28.2	25.7	54.1	26.1	14.0	11.6	10.3	8.3	7.1
1966	1967	7.6	8.0	19.5	23.7	50.9	143.2	112.6	54.8	25.7	21.9	17.9	15.7	7.6
1967	1968	13.1	12.8	14.7	16.4	16.0	36.5	43.3	26.2	16.7	13.0	9.9	9.2	9.2
1968	1969	9.6	10.6	16.0	14.7	23.5	27.4	67.5	28.2	16.1	12.6	11.2	9.9	9.6
1969	1970	7.2	8.8	9.3	39.6	155.0	68.7	33.2	20.5	9.2	*	*	*	7.2
1970	1971	*	12.1	15.7	13.7	52.1	55.1	*	*	16.8	9.5	12.6	13.4	9.5
1971	1972	13.4	9.6	8.0	9.2	92.5	72.5	508.5	72.8	26.3	13.0	10.1	11.4	8.0
1972	1973	*	*	*	31.7	*	118.9	218.8	112.5	33.4	16.5	13.1	10.4	10.4
1973	1974	9.2	10.6	13.5	20.2	50.5	81.3	61.9	33.7	24.1	20.1	16.6	14.7	9.2
1974	1975	12.3	12.4	12.4	8.1	8.1	8.1	117.0	44.6	32.2	17.8	12.0	10.1	8.1
1975	1976	9.3	10.1	9.5	16.0	55.6	108.0	102.0	44.2	27.9	22.0	15.4	13.2	9.3
1976	1977	10.9	13.2	12.8	13.7	37.9	34.4	79.8	27.8	21.2	15.7	14.7	13.6	10.9
1977	1978	13.3	13.1	13.9	24.7	25.8	63.0	43.0	37.1	21.0	16.8	14.7	12.1	12.1
1978	1979	12.2	12.5	24.3	20.8	19.8	38.1	74.5	33.0	18.0	15.0	13.2	8.7	8.7
1979	1980	9.7	9.2	9.7	10.2	15.0	21.4	20.7	26.8	14.8	12.3	12.1	10.5	9.2
1980	1981	9.1	9.4	21.9	29.2	30.8	100.5	87.4	32.8	21.3	17.6	13.3	10.6	9.1
1981	1982	9.6	9.1	20.2	28.2	35.0	73.2	48.8	40.0	23.8	16.0	11.5	8.2	8.2
1982	1983	6.0	6.1	49.8	41.3	33.5	26.6	46.0	46.2	23.6	17.1	15.5	13.7	6.0

ANEXO 5 - PLANILLA DE METRADOS.

PLANILLA DE METRADOS

Item	Descripción	Cant	Largo	Ancho	Altura	Parcial	Total	Und
02.00.00	BARRAJE							
02.02.00	Movimiento de Tierras							
02.02.01	Excavación en Material sin Clasificar							
	Zapata Emboquillado Entrada	1.00	1.30	55.00	1.30	92.95		
	Emboquillado entrada	1.00	3.60	55.00	0.50	99.00		
	Barraje	1.00	1.50	55.00	4.00	330.00		
		1.00	2.65	55.00	3.00	437.25		
		1.00	2.00	55.00	3.50	385.00		
	Colchón disipador	1.00	13.60	55.00	2.50	1,870.00		
	Zapata colchón disipador	1.00	2.50	55.00	3.50	481.25		
	Mamposteria de piedra	1.00	7.85	55.00	0.50	215.88	3,911.33	m3
02.02.02	Eliminacion de Material Excedente	1.20		3,911.33		4,693.60	4,693.60	m3
02.02.03	Perfilado y compactado de subrasante							
	Emboquillado entrada	1.00	4.90	55.00		269.50		
	Barraje	1.00	6.15	55.00		338.25		
	Colchón disipador	1.00	16.10	55.00		885.50		
	Mamposteria de piedra	1.00	7.85	55.00		431.75	1,925.00	m2
02.03.00	Concreto Simple							
02.03.01	Encofrado y desencofrado normal							
	Emboquillado entrada	1.00	1.30	55.00		71.50		
		1.00	0.80	55.00		44.00		
	Barraje	1.00	5.80	55.00		319.00		
		1.00	1.00	55.00		55.00		
		1.00	0.50	55.00		27.50		
		1.00	2.00	55.00		110.00		
		2.00	22.90			45.80		
	Colchón disipador	2.00	1.00	55.00		110.00		
		2.00	13.60	1.00		27.20		
	Zapata Colchón disipador	1.00	3.50	55.00		192.50		
		1.00	2.50	55.00		137.50		
		1.00	2.00	6.29		12.58	1,152.58	m2
02.03.02	Concreto ciclopeof c=210 Kg/cm2 + 30% PG							
	Emboquillado entrada	1.00	55.00	3.16		173.80		
	Barraje	1.00	55.00	22.99		1,264.45		
	Colchón disipador	1.00	55.00	13.60		748.00		
	Zapata colchón disipador	1.00	55.00	6.29		345.95	2,532.20	m3
02.03.03	Mampostería de Piedra	1.00	7.85	55.00	0.50	215.88	215.88	m3
03.00.00	MURO GUIA							
03.02.00	Movimiento de Tierras							
03.02.01	Excavación en Material sin Clasificar							
	Muro Guia 1	1.00	14.65	4.50	0.80	52.74		
	Muro Guia 2	1.00	16.10	3.50	0.80	45.08	97.82	m3
03.02.02	Eliminacion de Material Excedente	1.20		97.82		117.38	117.38	m3
03.02.03	Perfilado y compactado de subrasante							
	Muro Guia 1	1.00	14.65	4.50		65.93		
	Muro Guia 2	1.00	16.10	3.50		56.35	122.28	m2
03.03.00	Concreto Armado							
03.03.02	Encofrado y desencofrado normal							
	Muro Guia 1	2.00	14.65	0.80		23.44		

PLANILLA DE METRADOS

Item	Descripción	Cant	Largo	Ancho	Altura	Parcial	Total	Und
		2.00	3.00	4.00		24.00		
		2.00	2.00	2.50		10.00		
		2.00	1.00	1.00		2.00		
	Pantalla Compuerta Pilar	4.00	2.90	1.80		20.88		
		4.00	0.25	1.80		1.80		
		2.00	0.25	2.90		1.45	101.13	m2
04.04.03	Concreto F'c=210 kg/cm2							
	Zapata Pilar	1.00	7.00	1.00	1.00	7.00		
		1.00	6.00	1.00	1.50	9.00		
	Pantalla Pilar	1.00	3.00	0.50	4.00	6.00		
		1.00	2.00	0.50	2.50	2.50		
		1.00	1.00	0.50	1.00	0.50		
	Pantalla Compuerta Pilar	2.00	2.00	1.80	0.25	1.80	26.80	m3
05.00.00	MUROS DE PROTECCION							
05.02.00	Movimiento de Tierras							
05.02.01	Excavación en Material sin Clasificar							
	Muro 1	1.00	43.00	1.95	5.00	419.25		
		1.00	43.00	0.80	1.00	34.40		
	Muro 2	1.00	40.00	1.75	4.80	336.00		
		1.00	40.00	0.80	1.00	32.00		
	Muro 3	1.00	56.00	1.60	4.35	389.76		
		1.00	56.00	0.50	0.95	26.60		
	Muro 4	1.00	46.00	1.50	3.90	269.10		
		1.00	46.00	0.40	0.70	12.88		
	Muro 5	1.00	51.00	1.40	3.45	246.33		
		1.00	51.00	0.30	0.65	9.95		
	Muro 6	1.00	58.00	1.25	3.00	217.50		
		1.00	58.00	0.30	0.60	10.44	2,004.21	m3
05.02.02	Relleno compactado con Material Propio							
	Muro 1	1.00	43.00	0.80	0.50	17.20		
		1.00	43.00	1.58	4.50	304.76		
	Muro 2	1.00	40.00	0.80	0.50	16.00		
		1.00	40.00	1.38	4.30	236.50		
	Muro 3	1.00	56.00	0.50	0.45	12.60		
		1.00	56.00	1.28	3.90	278.46		
	Muro 4	1.00	46.00	0.40	0.40	7.36		
		1.00	46.00	1.18	3.50	189.18		
	Muro 5	1.00	51.00	0.30	0.35	5.36		
		1.00	51.00	1.08	3.10	169.96		
	Muro 6	1.00	58.00	0.30	0.30	5.22		
		1.00	58.00	0.98	2.70	152.69	1,395.29	m3
05.02.03	Eliminacion de Material Excedente	1.20		608.92		730.70	730.70	m3
05.02.04	Perfilado y compactado de subrasante							
	Muro 1	1.00	43.00	2.75		118.25		
	Muro 2	1.00	40.00	2.55		102.00		
	Muro 3	1.00	56.00	2.10		117.60		
	Muro 4	1.00	46.00	1.90		87.40		
	Muro 5	1.00	51.00	1.70		86.70		
	Muro 6	1.00	58.00	1.55		89.90	601.85	m2
05.03.00	Concreto Armado							
05.03.02	Encofrado y desencofrado normal							
	Muro 1	2.00	43.00	5.00		430.00		

PLANILLA DE METRADOS

Item	Descripción	Cant	Largo	Ancho	Altura	Parcial	Total	Und
		2.00	3.06			6.12		
	Muro2	2.00	40.00	4.80		384.00		
		2.00	2.89			5.78		
	Muro3	2.00	56.00	4.35		487.20		
		2.00	2.21			4.42		
	Muro 4	2.00	46.00	3.90		358.80		
		2.00	1.90			3.80		
	Muro 5	2.00	51.00	3.45		351.90		
		2.00	1.60			3.20		
	Muro6	2.00	58.00	3.00		348.00		
		2.00	1.21			2.42	2,385.64	m2
05.03.03	Concreto F'c=210 kg/cm2							
	Muro1	1.00	43.00	3.06		131.58		
	Muro2	1.00	40.00	2.89		115.60		
	Muro3	1.00	56.00	2.21		123.76		
	Muro4	1.00	46.00	1.90		87.40		
	Muro5	1.00	51.00	1.60		81.60		
	Muro6	1.00	58.00	1.21		70.18	610.12	m3
06.00.00	TOMA							
06.02.00	Movimiento de Tierras							
06.02.01	Excavación en Material sin Clasificar							
	Canal desrriador	1.00	1.80	1.20	0.50	1.08		
		1.00	1.50	1.20	1.40	2.52		
		1.00	3.80	1.20	0.90	4.10		
		1.00	0.90	1.20	1.30	1.40		
	Camara de tranquilizacion	1.00	6.00	6.00	0.50	18.00		
	Canal de Derivacion	1.00	10.00	1.85	0.50	9.25		
		2.00	3.80	1.10	0.60	5.02		
	Pilar canal de Derivacion	1.00	0.90	3.80	0.60	2.05		
	Muro7	1.00	50.00	1.05	1.70	89.25		
		1.00	50.00	0.30	0.50	7.50	140.17	m3
06.02.02	Relleno compactado con Material Propio							
	Muro7	1.00	50.00	0.30	0.20	3.00		
		1.00	50.00	0.78	1.50	58.13	61.13	m3
06.02.03	Eliminacion de Material Excedente	1.20		79.04		94.85	94.85	m3
06.02.04	Perfilado y compactado de subrasante							
	Canal desrriador	1.00	18.00	1.20		21.60		
	Camara de Tranquilizacion	1.00	6.00	6.00		36.00		
	Canal de derivacion	1.00	3.80	2.70		10.26		
		1.00	3.80	1.85		7.03		
	Muro7	1.00	50.00	1.35		67.50	142.39	m2
06.03.00	Concreto Simple							
06.03.01	Encofrado y desencofrado normal							
	Canal desrriador	1.00	1.20	1.40		1.68		
		1.00	1.20	0.70		0.84		
		2.00	1.20	1.00		2.40		
		2.00	1.24			2.48		
		2.00	0.74			1.48		
	Canal derivacion	2.00	0.80	1.10		1.76		
		2.00	0.40	1.10		0.88		
		4.00	0.60	1.10		2.64		
		4.00	0.38			1.52		
		4.00	0.20			0.80	16.48	m2

PLANILLA DE METRADOS

Item	Descripción	Cant	Largo	Ancho	Altura	Parcial	Total	Und
06.03.02	Concreto ciclopeo f'c=210 Kg/cm2 + 30% PG							
	Canal desrripiador	1.00	1.20	1.24		1.49		
		1.00	1.20	0.76		0.91		
		1.00	1.20	0.74		0.89		
	Canal de derivacion	2.00	1.10	0.38		0.84		
		2.00	1.10	0.54		1.19		
		2.00	1.10	0.20		0.44	5.76	m3
06.04.00	Concreto Armado							
06.04.02	Encofrado y desencofrado normal							
	Canal desrripiador	2.00	1.20	2.60		6.24		
		2.00	2.60	0.15		0.78		
		1.00	1.20	0.15		0.18		
	Canal de derivacion	4.00	1.10	2.40		10.56		
		4.00	2.40	0.08		0.72		
		2.00	1.10	0.08		0.17		
	Pilar canal derivacion	2.00	0.90	0.60		1.08		
		2.00	3.80	0.60		4.56		
		2.00	0.50	1.40		1.40		
		2.00	1.90	1.40		5.32		
		2.00	1.90	0.70		2.66		
	Ventana de captación	2.00	3.00	2.40		14.40		
		2.00	2.40	0.25		1.20		
		1.00	3.00	0.25		0.75		
		2.00	3.00	1.00		6.00		
		2.00	1.00	0.25		0.50		
	Muro 7	2.00	50.00	1.70		170.00		
		2.00	0.56			1.12	227.64	m2
06.04.03	Concreto F'c=210 kg/cm2							
	Canal desrripiador	1.00	1.20	2.60	0.15	0.47		
	Canal de derivacion	2.00	1.10	2.40	0.08	0.40		
	Pilar canal de derivacion	1.00	3.80	0.90	0.60	2.05		
		1.00	1.90	0.50	1.40	1.33		
		1.00	1.90	0.50	0.70	0.67		
	Ventana de captación	1.00	3.00	2.40	0.25	1.80		
		1.00	3.00	1.00	0.25	0.75		
	Muro 7	1.00	50.00	0.56		28.00	35.47	m3

05.03.01 METRADO ACERO PARA MUROS DE PROTECCION

Descripcion	Long. Total	Longitud por metro lineal			Longitud Total			
		3/8"	1/2"	5/8"	3/8"	1/2"	5/8"	
Muro 1	43.00							
Pantalla								
Asp			8.00	35.20		344.00	1,513.60	
Ast		16.20	18.00		696.60	774.00		
Zapata								
Asp anterior			1.25	7.00		53.75	301.00	
Asp posterior			1.50	7.80		64.50	335.40	
Ast				9.00			387.00	
Muro 2	40.00							
Pantalla								
Asp			5.85	33.60		234.00	1,344.00	
Ast		15.30	17.10		612.00	684.00		
Zapata								
Asp anterior			1.25	5.00		50.00	200.00	
Asp posterior			1.30	7.00		52.00	280.00	
Ast			8.10			324.00		
Muro 3	56.00							
Pantalla								
Asp			20.45	15.20		1,145.20	851.20	
Ast		14.40	14.40		806.40	806.40		
Zapata								
Asp anterior			2.70	1.80		151.20	100.80	
Asp posterior			4.80	3.20		268.80	179.20	
Ast			7.20			403.20		
Muro 4	46.00							
Pantalla								
Asp			40.80			1,876.80		
Ast		12.60	12.60		579.60	579.60		
Zapata								
Asp anterior			3.75			172.50		
Asp posterior			7.25			333.50		
Ast			6.30			289.80		
Muro 5	51.00							
Pantalla								
Asp			36.00			1,836.00		
Ast		10.80	11.70		550.80	596.70		
Zapata								
Asp anterior			2.40			122.40		
Asp posterior			5.20			265.20		
Ast			6.30			321.30		
Muro 6	58.00							
Pantalla								
Asp		41.60			2,412.80			
Ast		9.00	9.90		522.00	574.20		
Zapata								
Asp anterior		3.85			223.30			
Asp posterior		8.05			466.90			
Ast		5.40			313.20			
					Peso especifico (Kg/m)	0.56	0.99	1.55
					Total en Kilogramos	4,022.82	12,199.82	8,512.91

06.04.01 METRADO ACERO PARA LA TOMA

Descripcion	N° veces	Longitud por metro lineal				Longitud Total				
		1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	1/4"	3/8"	1/2"	5/8"	
<u>Ventana de Captación</u>										
<u>Pantalla ventana</u>	1.00									
Asp	19.00				2.90				55.10	
Asp	11.00		2.90				31.90			
Ast	13.00			2.30				29.90		
<u>Canal desrripiador</u>										
<u>Pantalla compuerta</u>	1.00									
Asp	12.00		1.10				13.20			
Asp	14.00	1.10				15.40				
Ast	7.00		2.50				17.50			
<u>Muro 7</u>	50.00									
<u>Pantalla</u>										
Asp			23.60				1,180.00			
Ast			8.10	8.10			405.00	405.00		
<u>Zapata</u>										
Asp anterior			1.80				90.00			
Asp posterior			3.40				170.00			
Ast			5.40				270.00			
<u>Canal de derivacion</u>										
<u>Pantalla compuerta</u>	2.00									
Asp	16.00		1.00				32.00			
Asp	3.00	1.00				6.00				
Ast	6.00	2.30				27.60				
						Peso especifico (Kg/m)	0.25	0.56	0.99	1.55
						Total en Kilogramos.	12.25	1,237.38	430.55	85.41

ANEXO 6 – ANALISIS DE COSTOS UNITARIOS.

Análisis de precios unitarios

Presupuesto Subpresupuesto	0601001 001	CONSTRUCCION DE LA BOCATOMA UNIPAMPA CONSTRUCCION DE LA BOCATOMA UNIPAMPA				Fecha presupuesto	01/03/2007
Partida	01.01	DESVIO DEL RIO					
Rendimiento	glb/DIA	MO.	EQ.		Costo unitario directo por : glb	3,067.68	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
	Mano de Obra						
0147010004	PEON	hh		64.0000	3.75	240.00 240.00	
	Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	240.00	12.00	
0349080093	TRACTOR D6	hm		16.0000	175.98	2,815.68 2,827.68	
Partida	01.02	LIMPIEZA DEL TERRENO					
Rendimiento	glb/DIA	MO.	EQ.		Costo unitario directo por : glb	630.00	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
	Mano de Obra						
0147010004	PEON	hh		160.0000	3.75	600.00 600.00	
	Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		5.0000	600.00	30.00 30.00	
Partida	01.03	MOVILIZACION Y DESMOVILIZACION DE EQUIPO					
Rendimiento	est/DIA	MO.	EQ.		Costo unitario directo por : est	4,939.92	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
	Equipos						
0348040034	CAMION VOLQUETE 12 m3	hm		12.0000	154.34	1,852.08	
0348130006	CAMION PLATAFORMA 17 ton	hm		24.0000	128.66	3,087.84 4,939.92	
Partida	02.01.01	TRAZO Y REPLANTEO					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 900.0000	EQ. 900.0000		Costo unitario directo por : m2	5.06	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
	Mano de Obra						
0147010004	PEON	hh	3.0000	0.0267	3.75	0.10	
0147030093	OPERARIO TOPOGRAFO	hh	1.0000	0.0089	6.25	0.06 0.16	
	Materiales						
0229150009	OCRE	kg		1.0000	0.50	0.50	
0244010000	ESTACA DE MADERA TORNILLO TRATADA	p2		1.5100	2.50	3.78	
0254010001	PINTURA ESMALTE SINTETICO	gal		0.0100	35.00	0.35 4.63	
	Equipos						
0349190003	NIVEL TOPOGRAFICO CON TRIPODE	he	1.0000	0.0089	12.00	0.11	
0349880003	TEODOLITO	hm	1.0000	0.0089	18.00	0.16 0.27	
Partida	02.02.01	EXCAVACION NO CLASIFICADA PARA ESTRUCTURAS					
Rendimiento	m3/DIA	MO. 460.0000	EQ. 460.0000		Costo unitario directo por : m3	3.25	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
	Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.2000	0.0035	8.00	0.03	
0147010004	PEON	hh	2.0000	0.0348	3.75	0.13	

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0601001	CONSTRUCCION DE LA BOCATOMA UNIPAMPA							
Subpresupuesto	001	CONSTRUCCION DE LA BOCATOMA UNIPAMPA					Fecha presupuesto	01/03/2007	
0147010023	CONTROLADOR OFICIAL	hh	0.2000	0.0035	5.00			0.02 0.18	
	Equipos								
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.18			0.01	
0349080093	TRACTOR D6	hm	1.0000	0.0174	175.98			3.06 3.07	
Partida	02.02.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE (CARGUIO Y TRANSPORTE d<1km)							
Rendimiento	m3/DIA	MO. 900.0000	EQ. 900.0000	Costo unitario directo por : m3				5.67	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.		Parcial \$/.		
	Mano de Obra								
0147010023	CONTROLADOR OFICIAL	hh	1.0000	0.0089	5.00		0.04 0.04		
	Equipos								
0348040034	CAMION VOLQUETE 12 m3	hm	3.0000	0.0267	154.34		4.12		
0349040009	CARGADOR SOBRE LLANTAS 125 HP 2.5 yd3	hm	1.0000	0.0089	170.18		1.51 5.63		
Partida	02.02.03	PERFILADO Y COMPACTADO EN ZONA DE EXCAVACION							
Rendimiento	m2/DIA	MO. 1,600.0000	EQ. 1,600.0000	Costo unitario directo por : m2				1.35	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.		Parcial \$/.		
	Mano de Obra								
0147010001	CAPATAZ	hh	0.2000	0.0010	8.00		0.01		
0147010004	PEON	hh	3.0000	0.0150	3.75		0.06 0.07		
	Materiales								
0239050000	AGUA	m3		0.0050	1.00		0.01 0.01		
	Equipos								
0349030007 0.55	RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOPROPULSADO 101-135HP 10-12 ton	hm		1.0000	0.0050		109.76		
0349090003	MOTONIVELADORA DE 130-135 HP	hm	1.0000	0.0050	144.62		0.72 1.27		
Partida	02.03.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL							
Rendimiento	m2/DIA	MO. 12.0000	EQ. 12.0000	Costo unitario directo por : m2				22.40	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.		Parcial \$/.		
	Mano de Obra								
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0667	8.00		0.53		
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.6667	6.25		4.17		
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.6667	5.00		3.33 8.03		
	Materiales								
0202000008	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.3000	3.00		0.90		
0202010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.3100	00		0.93		
0245010001	MADERA TORNILLO INCLUYE CORTE PARA ENCOFRADO	p2		4.2400	2.90		12.30 14.13		
	Equipos								
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	8.03		0.24 0.24		
Partida	02.03.02	CONCRETO CICLOPEO f'c=210 kg/cm2 + 30 % PM.							
Rendimiento	m3/DIA	MO. 24.0000	EQ. 24.0000	Costo unitario directo por : m3				163.55	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.		Parcial \$/.		

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0601001	CONSTRUCCION DE LA BOCATOMA UNIPAMPA					Fecha presupuesto	01/03/2007
Subpresupuesto	001	CONSTRUCCION DE LA BOCATOMA UNIPAMPA						
Mano de Obra								
0147010001	CAPATAZ	hh	1 0000	0 3333	8 00	2 67		
0147010002	OPERARIO	hh	1 0000	0 3333	6 25	2 08		
0147010003	OFICIAL	hh	1 0000	0 3333	5 00	1 67		
0147010004	PEON	hh	10 0000	3 3333	75	12 50		
18 92								
Materiales								
0205000032	PIEDRA MEDIANA	m3		0 3000	30 00	9 00		
0221000001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bls		6 3000	16 00	100 80		
0238000000	HORMIGON (PUESTO EN OBRA)	m3		0 9700	30 00	29 10		
0239050000	AGUA	m3		0 1600	1 00	0 16		
139 06								
Equipos								
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3 0000	18 92	0 57		
0349100011	MEZCLADORA DE CONCRETO TROMPO 8 HP 9 p3	hm	1 0000	0 3333	15 00	5 00		
5 57								
Partida	02.03.03	MAMPOSTERIA DE PIEDRA						
Rendimiento	m3/DIA	MO. 25.0000	EQ. 25.0000	Costo unitario directo por : m3			74.25	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.		
Subpartidas								
900510010603	CONCRETO f'c=210 kg/cm2	m3		0 1500	218 02	32 70		
909701042702	ALBAÑILERIA DE PIEDRA R=6 m3/dia	m3		0 8500	48 88	41 55		
							74.25	
Partida	03.01.01	TRAZO Y REPLANTEO						
Rendimiento	m2/DIA	MO. 900.0000	EQ. 900.0000	Costo unitario directo por : m2			5.06	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.		
Mano de Obra								
0147010004	PEON	hh	3 0000	0 0267	3 75	0 10		
0147030093	OPERARIO TOPOGRAFO	hh	1 0000	0 0089	6 25	0 06		
							0 16	
Materiales								
0229150009	OCRE	kg		1 0000	0 50	0 50		
0244010000	ESTACA DE MADERA TORNILLO TRATADA	p2		1 5100	2 50	3 78		
0254010001	PINTURA ESMALTE SINTETICO	gal		0 0100	35 00	0 35		
							4 63	
Equipos								
0349190003	NIVEL TOPOGRAFICO CON TRIPODE	he	1 0000	0 0089	12 00	0 11		
0349880003	TEODOLITO	hm	1 0000	0 0089	18 00	0 16		
							0 27	
Partida	03.02.01	EXCAVACION NO CLASIFICADA PARA ESTRUCTURAS						
Rendimiento	m3/DIA	MO. 460.0000	EQ. 460.0000	Costo unitario directo por : m3			3.25	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.		
Mano de Obra								
0147010001	CAPATAZ	hh	0 2000	0 0035	8 00	0 03		
0147010004	PEON	hh	2 0000	0 0348	3 75	0 13		
0147010023	CONTROLADOR OFICIAL	hh	0 2000	0 0035	5 00	0 02		
							0 18	
Equipos								
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3 0000	0 18	0 01		
0349080093	TRACTOR D6	hm	1 0000	0 0174	175 98	3 06		
							3 07	
Partida	03.02.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE (CARGUIO) R= 675 m3/dia						

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0601001	CONSTRUCCION DE LA BOCATOMA UNIPAMPA					
Subpresupuesto	001	CONSTRUCCION DE LA BOCATOMA UNIPAMPA				Fecha presupuesto	01/03/2007
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3 0000	8 03		0 24 0.24
Partida	03.03.03	CONCRETO f'c=210 kg/cm2					
Rendimiento	m3/DIA	MO. 20.0000	EQ. 20.0000			Costo unitario directo por : m3	218.02
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
Mano de Obra							
0147010001	CAPATAZ	hh	1 0000	0 4000	8.00	3.20	
0147010002	OPERARIO	hh	2 0000	0 8000	6.25	5.00	
0147010003	OFICIAL	hh	2 0000	0.8000	5.00	4.00	
0147010004	PEON	hh	8 0000	3 2000	3.75	12.00	
						24.20	
Materiales							
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0 8500	30.00	25.50	
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.4200	30.00	12.60	
0221000001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bs		9 0000	16.00	144.00	
0239050000	AGUA	m3		0 1850	1.00	0.19	
						182.29	
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3 0000	24.20	0.73	
0349070001	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.35"	hm	1 0000	0.4000	12.00	4.80	
0349100011	MEZCLADORA DE CONCRETO TROMPO 8 HP 9 p3	hm	1 0000	0.4000	15.00	6.00	
						11.53	
Partida	04.01.01	TRAZO Y REPLANTEO					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 900.0000	EQ. 900.0000			Costo unitario directo por : m2	5.06
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
Mano de Obra							
0147010004	PEON	hh	3 0000	0 0267	3.75	0.10	
0147030093	OPERARIO TOPOGRAFO	hh	1 0000	0 0089	6.25	0.06	
						0.16	
Materiales							
0229150009	OCRE	kg		1 0000	0.50	0.50	
0244010000	ESTACA DE MADERA TORNILLO TRATADA	p2		1.5100	2.50	3.78	
0254010001	PINTURA ESMALTE SINTETICO	gal		0 0100	35.00	0.35	
						4.63	
Equipos							
0349190003	NIVEL TOPOGRAFICO CON TRIPOD	he	1 0000	0 0089	12.00	0.11	
0349880003	TEODOLITO	hm	1 0000	0 0089	18.00	0.16	
						0.27	
Partida	04.02.01	EXCAVACION NO CLASIFICADA PARA ESTRUCTURAS					
Rendimiento	m3/DIA	MO. 460.0000	EQ. 460.0000			Costo unitario directo por : m3	3.25
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
Mano de Obra							
0147010001	CAPATAZ	hh	0.2000	0.0035	8.00	0.03	
0147010004	PEON	hh	2 0000	0.0348	3.75	0.13	
0147010023	CONTROLADOR OFICIAL	hh	0 2000	0 0035	5.00	0.02	
						0.18	
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3 0000	0.18	0.01	
0349080093	TRACTOR D6	hm	1 0000	0.0174	175.98	3.06	
						3.07	
Partida	04.02.02	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE (CARGUIO) R= 675 m3/dia					

Análisis de precios unitarios

Presupuesto Subpresupuesto	0601001 001	CONSTRUCCION DE LA BOCATOMA UNIPAMPA CONSTRUCCION DE LA BOCATOMA UNIPAMPA		Fecha presupuesto	01/03/2007	
0238000000	HORMIGON (PUESTO EN OBRA)		m3	0.9700	30.00	29.10
0239050000	AGUA		m3	0.1600	1.00	0.16
	Equipos					139.06
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO	3.0000	18.92	0.57
0349100011	MEZCLADORA DE CONCRETO TROMPO 8 HP 9 p3	1.0000	hm	0.3333	15.00	5.00
						5.57
Partida	04.03.03	MAMPOSTERIA DE PIEDRA				
Rendimiento	m3/DIA	MO. 25.0000	EQ. 25.0000	Costo unitario directo por : m3		74.25
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	Subpartidas					
900510010603	CONCRETO f'c=210 kg/cm2	m3		0.1500	218.02	32.70
909701042702	ALBAÑILERIA DE PIEDRA R=6 m3/día	m3		0.8500	48.88	41.55
						74.25
Partida	04.04.01	ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60				
Rendimiento	kg/DIA	MO. 300.0000	EQ. 300.0000	Costo unitario directo por : kg		3.03
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	Mano de Obra					
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0027	8.00	0.02
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0267	6.25	0.17
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0267	5.00	0.13
						0.32
	Materiales					
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0600	3.00	0.18
0203020003	ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0500	2.40	2.52
						2.70
	Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.32	0.01
						0.01
Partida	04.04.02	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO NORMAL				
Rendimiento	m2/DIA	MO. 12.0000	EQ. 12.0000	Costo unitario directo por : m2		22.40
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	Mano de Obra					
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0667	8.00	0.53
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.6667	6.25	4.17
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.6667	5.00	3.33
						8.03
	Materiales					
0202000008	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg		0.3000	3.00	0.90
0202010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg		0.3100	3.00	0.93
0245010001	MADERA TORNILLO INCLUYE CORTE PARA ENCOFRADO	p2		4.2400	2.90	12.30
						14.13
	Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	8.03	0.24
						0.24
Partida	04.04.03	CONCRETO f'c=210 kg/cm2				
Rendimiento	m3/DIA	MO. 20.0000	EQ. 20.0000	Costo unitario directo por : m3		218.02
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	Mano de Obra					
0147010001	CAPATAZ	hh	1.0000	0.4000	8.00	3.20
0147010002	OPERARIO	hh	2.0000	0.8000	6.25	5.00

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0601001	CONSTRUCCION DE LA BOCATOMA UNIPAMPA			Fecha presupuesto	01/03/2007	
Subpresupuesto	001	CONSTRUCCION DE LA BOCATOMA UNIPAMPA					
0147010003	OFICIAL	hh	2.0000	0.8000	5.00	4.00	
0147010004	PEON	hh	8.0000	3.2000	3.75	12.00	
						24.20	
	Materiales						
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0.8500	30.00	25.50	
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0.4200	30.00	12.60	
0221000001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bbs		9.0000	16.00	144.00	
0239050000	AGUA	m3		0.1850	1.00	0.19	
						182.29	
	Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	24.20	0.73	
0349070001	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.35"	hm	1.0000	0.4000	12.00	4.80	
0349100011	MEZCLADORA DE CONCRETO TROMPO 8 HP 9 p3	hm	1.0000	0.4000	15.00	6.00	
						11.53	
Partida	05.01.01	TRAZO Y REPLANTEO					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 900.0000	EQ. 900.0000	Costo unitario directo por : m2		5.06	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
	Mano de Obra						
0147010004	PEON	hh	3.0000	0.0267	3.75	0.10	
0147030093	OPERARIO TOPOGRAFO	hh	1.0000	0.0089	6.25	0.06	
						0.16	
	Materiales						
0229150009	OCRE	kg		1.0000	0.50	0.50	
0244010000	ESTACA DE MADERA TORNILLO TRATADA	p2		1.5100	2.50	3.78	
0254010001	PINTURA ESMALTE SINTETICO	gal		0.0100	35.00	0.35	
						4.63	
	Equipos						
0349190003	NIVEL TOPOGRAFICO CON TRIPODE	he	1.0000	0.0089	12.00	0.11	
0349880003	TEODOLITO	hm	1.0000	0.0089	18.00	0.16	
						0.27	
Partida	05.02.01	EXCAVACION NO CLASIFICADA PARA ESTRUCTURAS					
Rendimiento	m3/DIA	MO. 460.0000	EQ. 460.0000	Costo unitario directo por : m3		3.25	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
	Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ	hh	0.2000	0.0035	8.00	0.03	
0147010004	PEON	hh	2.0000	0.0348	3.75	0.13	
0147010023	CONTROLADOR OFICIAL	hh	0.2000	0.0035	5.00	0.02	
						0.18	
	Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		0.0000	0.18	0.01	
0349080093	TRACTOR D6	hm	1.0000	0.0174	175.98	3.06	
						3.07	
Partida	05.02.02	RELLENO CON MATERIAL PROPIO					
Rendimiento	m3/DIA	MO. 60.0000	EQ. 60.0000	Costo unitario directo por : m3		17.16	
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.	
	Mano de Obra						
0147010004	PEON	hh	6.0000	0.8000	3.75	3.00	
						3.00	
	Materiales						
0239050000	AGUA	m3		0.0500	1.00	0.05	
						0.05	
	Equipos						
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	3.00	0.09	
0349030001	COMPACTADOR VIBRATORIO TIPO PLANCHA 4 HP	hm	2.0000	0.2667	10.00	2.67	

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0601001	CONSTRUCCION DE LA BOCATOMA UNIPAMPA					Fecha presupuesto	01/03/2007
Subpresupuesto	001	CONSTRUCCION DE LA BOCATOMA UNIPAMPA						
0349040009	CARGADOR SOBRE LLANTAS 125 HP 2.5 yd3	hm	0.5000	0.0667	170.18	11.35		14.11
Partida	05.02.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE (CARGUIO) R= 675 m3/dia						
Rendimiento	m3/DIA	MO. 900.0000	EQ. 900.0000	Costo unitario directo por : m3		5.67		
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.		
	Mano de Obra							
0147010023	CONTROLADOR OFICIAL	hh	1.0000	0.0089	5.00	0.04		0.04
	Equipos							
0348040034	CAMION VOLQUETE 12 m3	hm	3.0000	0.0267	154.34	4.12		
0349040009	CARGADOR SOBRE LLANTAS 125 HP 2.5 yd3	hm	1.0000	0.0089	170.18	1.51		5.63
Partida	05.02.04	PERFILADO Y COMPACTADO EN ZONA DE EXCAVACION						
Rendimiento	m2/DIA	MO. 1,600.0000	EQ. 1,600.0000	Costo unitario directo por : m2		1.35		
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.		
	Mano de Obra							
0147010001	CAPATAZ	hh	0.2000	0.0010	8.00	0.01		
0147010004	PEON	hh	3.0000	0.0150	3.75	0.06		0.07
	Materiales							
0239050000	AGUA	m3		0.0050	1.00	0.01		0.01
	Equipos							
0349030007	RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOPROPULSADO 101-135HP 10-12	hm		1.0000	0.0050	109.76		
0.55	ton							
0349030003	MOTONIVELADORA DE 130-135 HP	hm	1.0000	0.0050	144.62	0.72		1.27
Partida	05.03.01	ACERO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60						
Rendimiento	kg/DIA	MO. 300.0000	EQ. 300.0000	Costo unitario directo por : kg		3.03		
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.		
	Mano de Obra							
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0027	8.00	0.02		
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.0267	6.25	0.17		
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.0267	5.00	0.13		0.32
	Materiales							
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg		0.0600	3.00	0.18		
0203020003	ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg		1.0500	2.40	2.52		2.70
	Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3.0000	0.32	0.01		0.01
Partida	05.03.02	ENCOFRADO Y DEENCOFRADO NORMAL						
Rendimiento	m2/DIA	MO. 12.0000	EQ. 12.0000	Costo unitario directo por : m2		22.40		
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.		
	Mano de Obra							
0147010001	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0667	8.00	0.53		
0147010002	OPERARIO	hh	1.0000	0.6667	6.25	4.17		
0147010003	OFICIAL	hh	1.0000	0.6667	5.00	3.33		8.03

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0601001	CONSTRUCCION DE LA BOCATOMA UNIPAMPA					
Subpresupuesto	001	CONSTRUCCION DE LA BOCATOMA UNIPAMPA				Fecha presupuesto	01/03/2007
Materiales							
020200008	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8		kg	0.3000	3.00		0.90
020201005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"		kg	0.3100	3.00		0.93
0245010001	MADERA TORNILLO INCLUYE CORTE PARA ENCOFRADO		p2	4.2400	2.90		12.30
							14.13
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO	3.0000	8.03		0.24
							0.24
Partida	05.03.03	CONCRETO f'c=210 kg/cm2					
Rendimiento	m3/DIA	MO. 20.0000	EQ. 20.0000			Costo unitario directo por : m3	218.02
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ		hh	1.0000	0.4000	8.00	3.20
0147010002	OPERARIO		hh	2.0000	0.8000	6.25	5.00
0147010003	OFICIAL		hh	2.0000	0.8000	5.00	4.00
0147010004	PEON		hh	8.0000	3.2000	3.75	12.00
							24.20
Materiales							
0205000003	PIEDRA CHANCADA D 1/2"		m3		0.8500	30.00	25.50
0205010004	ARENA GRUESA		m3		0.4200	30.00	12.60
0221000001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)		bls		9.0000	16.00	144.00
0239050000	AGUA		m3		0.1850	1.00	0.19
							182.29
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		3.0000	24.20	0.73
0349070001	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.35"		hm	1.0000	0.4000	12.00	4.80
0349100011	MEZCLADORA DE CONCRETO TROMPO 8 HP 9 p3		hm	1.0000	0.4000	15.00	6.00
							11.53
Partida	06.01.01	TRAZO Y REPLANTEO					
Rendimiento	m2/DIA	MO. 900.0000	EQ. 900.0000			Costo unitario directo por : m2	5.06
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	Mano de Obra						
0147010004	PEON		hh	3.0000	0.0267	3.75	0.10
0147030093	OPERARIO TOPOGRAFO		hh	1.0000	0.0089	6.25	0.06
							0.16
Materiales							
0229150009	OCRE		kg		1.0000	0.50	0.50
0244010000	ESTACA DE MADERA TORNILLO TRATADA		p2		1.5100	2.50	3.78
0254010001	PINTURA ESMALTE SINT TICO		gal		0.0100	35.00	0.35
							4.63
Equipos							
0349190003	NIVEL TOPOGRAFICO CON TRIPODE		he	1.0000	0.0089	12.00	0.11
0349880003	TEODOLITO		hm	1.0000	0.0089	18.00	0.16
							0.27
Partida	06.02.01	EXCAVACION NO CLASIFICADA PARA ESTRUCTURAS					
Rendimiento	m3/DIA	MO. 460.0000	EQ. 460.0000			Costo unitario directo por : m3	3.25
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio \$/.	Parcial \$/.
	Mano de Obra						
0147010001	CAPATAZ		hh	0.2000	0.0035	8.00	0.03
0147010004	PEON		hh	2.0000	0.0348	3.75	0.13
0147010023	CONTROLADOR OFICIAL		hh	0.2000	0.0035	5.00	0.02
							0.18
Equipos							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES		%MO		3.0000	0.18	0.01

Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0601001	CONSTRUCCION DE LA BOCATOMA UNIPAMPA			
Subpresupuesto	001	CONSTRUCCION DE LA BOCATOMA UNIPAMPA		Fecha presupuesto	01/03/2007
Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3 0000	8 03
					0 24
					0 24
Partida					
	06.04.03	CONCRETO f'c=210 kg/cm2			
Rendimiento					
	m3/DIA	MO 20.0000	EQ. 20.0000	Costo unitario directo por : m3	218.02
Código Descripción Recurso Unidad Cuadrilla Cantidad Precio \$/ Parcial \$/					
Mano de Obra					
0147010001	CAPATAZ	hh	1 0000	0 4000	8 00
0147010002	OPERARIO	hh	2 0000	0 8000	6 25
0147010003	OFICIAL	hh	2 0000	0 8000	5 00
0147010004	PEON	hh	8 0000	3 2000	3 75
					24 20
Materiales					
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3		0 8500	30 00
0205010004	ARENA GRUESA	m3		0 4200	30 00
0221000001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bls		9 0000	16 00
0239050000	AGUA	m3		0 1850	1 00
					0 19
					182.29
Equipos					
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO		3 0000	24 20
0349070001	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.35"	hm	1 0000	0 4000	12 00
0349100011	MEZCLADORA DE CONCRETO TROMPO 8 HP 9 p3	hm	1 0000	0 4000	15 00
					0 73
					4 80
					6 00
					11 53

ANEXO 7 – CANTIDADES DE INSUMOS.

Precios y cantidades de recursos requeridos

Obra **0601001 CONSTRUCCION DE LA BOCATOMA UNIPAMPA**
 Fecha **01/03/2007**
 Lugar **150501 LIMA - CAÑETE - SAN VICENTE DE CAÑETE**
 Código **Recurso**

Código	Recurso	Unidad	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	Presupuestado S/.	
MANO DE OBRA							
0147010001	CAPATAZ	hh	1,626.6800	8.00	13,013.42	12,977.01	
0147010002	OPERARIO	hh	5,543.2800	6.25	34,645.49	34,746.59	
0147010003	OFICIAL	hh	5,270.0600	5.00	26,350.31	26,236.38	
0147010004	PEON	hh	13,895.2900	3.75	52,107.33	52,115.23	
0147010023	CONTROLADOR OFICIAL	hh	76.8000	5.00	384.02	373.00	
0147030093	OPERARIO TOPOGRAFO	hh	24.2700	6.25	151.71	163.65	
					126,652.29	126,611.86	
MATERIALES							
0202000007	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 16	kg	1,854.2200	3.00	5,562.67	5,562.67	
0202000008	ALAMBRE NEGRO RECOCIDO # 8	kg	1,291.7700	3.00	3,875.32	3,875.33	
0202010005	CLAVOS PARA MADERA CON CABEZA DE 3"	kg	1,334.8300	3.00	4,004.50	4,004.51	
0203020003	ACERO CORRUGADO fy=4200 kg/cm2 GRADO 60	kg	32,448.9100	2.40	77,877.37	77,877.38	
0205000003	PIEDRA CHANCADA DE 1/2"	m3	730.8500	30.00	21,925.46	21,925.47	
0205000032	PIEDRA MEDIANA	m3	1,002.6900	30.00	30,080.70	30,080.70	
0205010004	ARENA GRUESA	m3	361.1300	30.00	10,833.76	10,833.75	
0221000001	CEMENTO PORTLAND TIPO I (42.5 kg)	bls	24,491.6100	16.00	391,865.76	391,865.76	
0229150009	OCRE	kg	2,727.4300	0.50	1,363.72	1,363.72	
0238000000	HORMIGON (PUESTO EN OBRA)	m3	2,579.4600	30.00	77,383.88	77,383.89	
0239050000	AGUA	m3	672.2800	1.00	672.28	691.47	
0244010000	ESTACA DE MADERA TORNILLO TRATADA	p2	4,118.4200	2.50	10,296.05	10,309.69	
0245010001	MADERA TORNILLO INCLUYE CORTE PARA ENCOFRADO	p2	18,257.0600	2.90	52,945.47	52,962.68	
0254010001	PINTURA ESMALTE SINTETICO	gal	27.2700	35.00	954.60	954.60	
					689,641.53	689,691.62	
EQUIPOS							
0337010001	HERRAMIENTAS MANUALES	%MO			3,836.80	3,836.80	
0348040034	CAMION VOLICUETE 12 m3	hm	174.0200	154.34	26,858.83	26,853.51	
0348130006	CAMION PLATAFORMA 17 ton	hm	24.0000	128.66	3,087.84	3,087.84	
0349030001	COMPACTADOR VIBRATORIO TIPO PLANCHA 4 HP	hm	388.4300	10.00	3,884.27	3,888.64	
0349030007	RODILLO LISO VIBRATORIO AUTOPROPULSADO	hm		14.9100	109.76	1,636.76	
1,640.32	101-135HP 10-12 ton						
0349040009	CARGADOR SOBRE LLANTAS 125 HP 2.5 yd3	hm	151.1500	170.18	25,722.89	25,693.52	
0349070001	VIBRADOR DE CONCRETO 4 HP 1.35"	hm	343.9300	12.00	4,127.15	4,127.15	
0349080093	TRACTOR D6	hm	129.3300	175.98	22,759.92	22,746.53	
0349090003	MOTONIVELADORA DE 130-135 HP	hm	14.9100	144.62	2,156.60	2,147.33	
0349100011	MEZCLADORA DE CONCRETO TROMPO 8 HP 9 p3	hm	1,230.2500	15.00	18,453.80	18,455.13	
0349190003	NIVEL TOPOGRAFICO CON TRIPODE	he	24.2700	12.00	291.29	300.02	
0349880003	TEODOLITO	hm	24.2700	18.00	436.94	436.39	
					113,253.09	113,213.18	
				TOTAL	S/.	929,546.92	929,516.66
					S/.	929,516.66	

La columna parcial es el producto del precio por la cantidad requerida; y en la última columna se muestra el Monto Real que se está utilizando

ANEXO 8 – ANALISIS DE GASTOS GENERALES.

Gastos generales

Presupuesto **0601001 CONSTRUCCION DE LA BOCATOMA UNIPAMPA**
 Fecha **01/03/2007**
 Moneda **01 NUEVOS SOLES**

GASTOS VARIABLES**146,328.00****PERSONAL PROFESIONAL Y AUXILIAR**

Código	Descripción	Unidad	Personas	%Particip.	Tiempo	Sueldo/Jornal	Parcial
01003	Residente principal	mes	1.00	100.00	4.00	4,500.00	18,000.00
01005	Asistente de Ingeniería Costos	mes	1.00	100.00	4.00	3,000.00	12,000.00
01006	Administrador de Obra	mes	1.00	100.00	4.00	2,000.00	8,000.00
01008	Asistente-Metrador-Dibujante	mes	1.00	100.00	4.00	2,400.00	9,600.00
01010	Tareador	mes	1.00	100.00	4.00	1,200.00	4,800.00

Subtotal**52,400.00****PERSONAL TECNICO**

Código	Descripción	Unidad	Personas	%Particip.	Tiempo	Sueldo/Jornal	Parcial
02003	Almacenero	mes	1.00	100.00	4.00	900.00	3,600.00
02006	Guardianes	mes	1.00	100.00	4.00	900.00	3,600.00
02009	Choferes	mes	2.00	100.00	4.00	1,200.00	9,600.00

Subtotal**16,800.00****ALQUILER DE EQUIPO MENOR**

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tiempo	Costo	Parcial
03001	Camioneta Cabina simple 2 tn.	u	1.00	120.00	121.00	14,520.00
03006	Camion de baranda	u	1.00	120.00	150.00	18,000.00
03007	Equipo de oficina	u	1.00	4.00	1,200.00	4,800.00

Subtotal**37,320.00****HOSPEDAJE Y SERVICIOS**

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tiempo	Costo	Parcial
04001	Alimentación diaria	mes	15.00	4.00	450.00	27,000.00
04002	Consumo de agua potable	mes	1.00	4.00	50.00	200.00
04003	Consumo de energía eléctrica	mes	1.00	4.00	50.00	200.00
04004	Telefono	mes	2.00	4.00	64.50	516.00
04007	Hospedaje	mes	1.00	4.00	500.00	2,000.00
04009	Combustibles	d	5.00	120.00	9.82	5,892.00
04010	Movilización y Desmovilización de personal	glb	1.00	2.00	2,000.00	4,000.00

Subtotal**39,808.00****Total gastos generales****146,328.00**