

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN
CRISTÓBAL DE HUAMANGA**

FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS

ESCUELA DE FORMACIÓN PROFESIONAL DE AGRONOMIA



**“DISEÑO DE UN SISTEMA DE BOMBEO PARA EL
APROVECHAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS
TRATADAS CON FINES DE RIEGO, CULTIVO DE
TARA (*Caesalpinia spinosa*). AYACUCHO – 2760
msnm.”**

Tesis para optar el título profesional de:

INGENIERO AGRÓNOMO

Presentado por:

ALEX RONALD CAMPOS CONDE

AYACUCHO-PERU

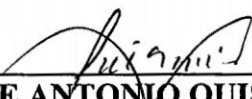
2014

Tesis
Ag 1055
Cam

**“DISEÑO DE UN SISTEMA DE BOMBEO PARA EL
APROVECHAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS TRATADAS CON
FINES DE RIEGO, CULTIVO DE TARA (*Caesalpinia spinosa*),
AYACUCHO – 2760 msnm.”**

Recomendado : 18 de agosto de 2014
Aprobado : 05 de setiembre de 2013

Dr. RÓMULO AGUSTÍN SOLANO RAMOS
Presidente del Jurado



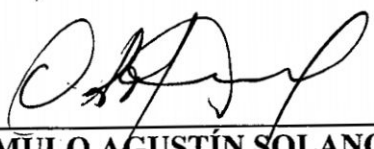
M.Sc. JOSE ANTONIO QUISPE TENORIO
Miembro del Jurado



M.Sc. RUBEN ALFREDO MENESES ROJAS
Miembro del Jurado



Ing. MOISES ANATOLIO QUISPE CADENAS
Miembro del Jurado



Dr. ROMULO AGUSTÍN SOLANO RAMOS
Decano de la Facultad de Ciencias Agrarias

DEDICATORIA

Con todo cariño a mis padres quienes me brindaron apoyo incondicional, en todo momento de mi vida, por sus enseñanzas y consejos, para ustedes en reconocimiento a su sacrificio.

A mis hermanos por ser el motor que me impulsa a seguir adelante en este largo proceso de mi formación profesional.

AGRADECIMIENTOS

- A mi Alma Mater la Universidad Nacional de San Cristóbal de Huamanga, a la Facultad de Ciencias Agrarias y a la Escuela de Formación Profesional de Agronomía, pilar de mi formación profesional.
- A los Señores Docentes de la Facultad de Ciencias Agrarias, por sus valiosas enseñanzas y orientaciones que condujeron al logro de mis objetivos.
- Al ingeniero Ing. Moisés A. Quispe Cadenas, por su asesoramiento, aporte y colaboración en el desarrollo y conducción del presente trabajo.
- A mis amigos quienes sin esperar nada a cambio compartieron sus conocimientos, alegrías y tristezas. Por su apoyo constante en los momentos difíciles de mi vida.

INDICE

CAPITULO I	3
1.1 INTRODUCCIÓN	3
CAPITULO II	5
REVISION DE LITERATURA	5
2.1 MECÁNICA DE LOS FLUIDOS	5
2.2 PROPIEDADES DE LOS FLUIDOS	5
2.2.1 <i>Que es un fluido</i>	5
2.2.2 <i>Líquido</i>	5
2.2.3 <i>Gases</i>	6
2.2.4 <i>Fluido Ideal</i>	6
2.2.5 <i>Densidad específica o absoluta</i>	6
2.2.6 <i>Peso específico</i>	7
2.2.7 <i>Densidad relativa</i>	7
2.2.8 <i>Volumen específico</i>	8
2.2.9 <i>Compresibilidad</i>	8
2.2.10 <i>Viscosidad</i>	9
2.2.11 <i>Viscosidad dinámica o absoluta</i>	9
2.2.12 <i>Viscosidad cinemática</i>	12
2.2.13 <i>Tensión Superficial</i>	13
2.2.14 <i>Consideremos 5 propiedades de la presión</i>	14
2.2.15 <i>Presión atmosférica</i>	15
2.2.16 <i>Presión absoluta y presión relativa</i>	16
2.2.17 <i>Presión positiva: Es aquella presión que está por arriba de la presión local</i>	17
2.2.18 <i>Presión negativa: Es aquella presión que está por debajo de la presión del local</i>	17
2.2.19 <i>Presión de vacío</i>	17
2.2.20 <i>Presión de vapor</i>	17
2.2.21 <i>Presión de saturación</i>	18
2.3 HIDRODINÁMICA	19
2.3.1 <i>Corriente Permanente</i>	19
2.3.2 <i>Corriente no permanente</i>	20
2.3.3 <i>Corriente uniforme</i>	20
2.3.4 <i>Corriente no uniforme</i>	20
2.3.5 <i>Corriente laminar</i>	20
2.3.6 <i>Corriente turbulenta</i>	20
2.3.7 <i>Tubo de corriente</i>	21
2.3.8 <i>Concepto de caudal o gasto volumétrico</i>	22
2.3.9 <i>Ecuación de continuidad (balance de masas)</i>	22
2.3.10 <i>Ecuación de energía o ecuación de Bernoulli</i>	23

2.3.11	<i>Energía potencial geodésica</i>	24
2.3.12	<i>Ecuación de Bernoulli generalizada</i>	25
2.3.13	<i>Ecuación de la cantidad de movimiento</i>	26
2.4	CASETA DE BOMBEO	27
2.5	MÁQUINAS DE FLUIDO	30
2.5.1	<i>Definición y comprensión de la máquina</i>	31
2.5.2	<i>Teoría de bombeo</i>	31
2.5.3	<i>Cómo seleccionar una bomba hidráulica</i>	31
2.5.4	<i>Control requerido en la fase de arranque</i>	32
2.5.5	<i>Clasificación de las bombas hidráulicas</i>	32
2.5.6	<i>bombas de agua Según el principio de funcionamiento</i>	33
2.5.7	<i>Según el tipo de accionamiento</i>	35
2.6	TUBERÍAS A PRESIÓN	35
2.6.1	<i>Localización de las tuberías</i>	36
2.6.2	<i>Cargas de diseño</i>	37
2.6.3	<i>Diámetro económico</i>	37
2.6.4	<i>Cálculo de pérdidas de carga en tuberías</i>	39
2.6.5	<i>Pérdida de carga en singularidades</i>	45
2.7	APOYOS EN LAS TUBERÍAS	46
2.7.1	<i>Fuerzas en los bloques de anclaje</i>	49
2.8	RESERVORIO	50
2.8.1	<i>Exigencias técnicas mínimas</i>	51
2.9	PRINCIPALES ASPECTOS CONSTRUCTIVOS A TOMAR EN CUENTA EN RESERVORIOS DE C°A°	52
2.9.1	<i>Revestimiento para aislamiento e impermeabilidad</i>	52
2.9.2	<i>Revestimientos exteriores</i>	52
2.9.3	<i>Revestimientos interiores</i>	54
2.9.4	<i>Juntas</i>	55
CAPITULO III		56
MATERIALES Y METODOS		56
3.1	DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	56
3.1.1	<i>Antecedentes</i>	56
3.1.2	<i>Ubicación política</i>	57
3.1.3	<i>Ubicación Geográfica</i>	58
3.1.4	<i>Límites y/o linderos</i>	58
3.1.5	<i>Ubicación hidrográfica</i>	58
3.1.6	<i>El espacio</i>	58
3.1.7	<i>Parámetros climáticos</i>	59
3.1.8	<i>Recursos disponibles</i>	59
3.1.9	<i>Vías de acceso</i>	59
3.1.10	<i>Fisiografía</i>	59
3.2	EQUIPOS Y MATERIALES	60
3.2.1	<i>Materiales de escritorio</i>	60
3.3	METODOLOGÍA	60

3.4 FASE DE CAMPO	61
3.5 FASE DE GABINETE	61
3.6 DEMANDA DE AGUA	61
3.7 SISTEMA DE BOMBEO	63
3.7.1 <i>Condiciones de operación de una bomba</i>	<i>63</i>
3.7.2 <i>Datos requeridos para la selección de bomba</i>	<i>63</i>
3.7.3 CURVA MOTRIZ DE LA BOMBA.....	63
3.7.4 <i>Metodología de diseño</i>	<i>67</i>
3.7.5 <i>Área de riego</i>	<i>67</i>
3.7.6 <i>Determinación del diámetro óptimo</i>	<i>67</i>
3.7.7 <i>Requerimientos de energía (H)</i>	<i>68</i>
3.7.8 <i>Altura estática</i>	<i>68</i>
3.7.9 <i>Pérdidas de carga por fricción (h)</i>	<i>69</i>
3.7.10 <i>Pérdida de carga por accesorios (Hm)</i>	<i>69</i>
3.7.11 <i>Requerimientos de presión (P)</i>	<i>70</i>
3.7.12 <i>Altura de velocidad o Energía cinética (Hc).....</i>	<i>70</i>
3.7.13 <i>Aspiración</i>	<i>71</i>
3.7.14 <i>Calculo de potencia de referencia.....</i>	<i>72</i>
3.7.15 <i>Número de bombas.....</i>	<i>72</i>
3.7.16 <i>Golpe de ariete</i>	<i>73</i>
3.7.17 <i>Sistema de protección para golpe de ariete</i>	<i>77</i>
3.7.18 <i>Cálculo de caudales y presiones en la tubería matriz</i>	<i>77</i>
3.9 DISEÑO DEL RESERVORIO DE IMPULSIÓN	77
3.9.1 <i>Diseño geométrico del reservorio</i>	<i>77</i>
3.9.2 <i>Diseño de la toma, y limpia del reservorio</i>	<i>78</i>
3.9.3 <i>Vertedor de excedencias.....</i>	<i>78</i>
3.10 BLOQUES DE CONCRETO	78
3.11 DISEÑO DEL RESERVORIO NOCTURNO	79
CAPITULO IV.....	80
RESULTADOS Y DISCUSIÓN.....	80
4.1 NECESIDAD DE AGUA POR PLANTA	80
4.2 DISEÑO DE LA BOMBA N°- 01	84
4.2.1 <i>Perdidas menores (succión y salida).....</i>	<i>85</i>
4.2.2 <i>Perdidas menores por impulsión.....</i>	<i>85</i>
4.2.3 <i>Calculo de perdida de energía por Darcy – Wesbach.....</i>	<i>87</i>
4.2.4 <i>Perdida de altura por accesorios</i>	<i>87</i>
4.2.5 <i>Perdida de altura total</i>	<i>87</i>
4.2.6 <i>Calculo de potencia de la bomba.....</i>	<i>88</i>
4.2.7 <i>Características de la bomba.....</i>	<i>88</i>
4.3 DISEÑO DE LA BOMBA N°- 2.....	89
4.3.1 <i>Perdidas menores por succión.....</i>	<i>89</i>
4.3.2 <i>Perdidas menores por impulsión.....</i>	<i>89</i>
4.3.3 <i>Calculo de perdida de energía por Darcy – Wesbach.....</i>	<i>90</i>
4.3.4 <i>Calculo de potencia de la bomba.....</i>	<i>90</i>

4.3.5 Características de la bomba.....	91
4.4 DISEÑO DE LA BOMBA N°3.....	92
4.4.1 Perdidas menores por succión.....	92
4.4.3 Calculo de perdida de energía por Darcy – Wesbach.....	93
4.4.4 Calculo de potencia de la bomba.....	93
4.4.5 Características de la bomba.....	94
4.5 DISEÑO DE LA BOMBA N°4.....	95
4.5.1 Perdidas menores por succión.....	95
4.5.2 Perdidas menores por impulsión.....	95
4.5.3 Calculo de perdida de energía por Darcy – Wesbach.....	96
4.5.4 Calculo de potencia de la bomba.....	96
4.6 DISEÑO DE LA BOMBA N°5.....	97
4.6.1 Perdidas menores por succión.....	98
4.6.2 Perdidas menores por impulsión.....	98
4.6.3 Calculo de perdida de energía por Darcy – Wesbach.....	98
4.6.4 Calculo de potencia de la bomba.....	99
4.6.5 Características de la bomba.....	100
4.7 CALCULO DE SOBREPRESIONES – GOLPE DE ARIETE	101
4.7.1 Calculo de celeridad.....	101
4.7.2 Calculo del tiempo de cierre.....	101
4.8 PARA LA BOMBA N°01	101
4.8.1 Carga de sobrepresión.....	101
4.9 PARA LA BOMBA N°02	102
4.9.1 Carga de sobrepresión.....	102
4.10 PARA LA BOMBA N°03	102
4.10.1 Carga de sobrepresión.....	103
4.11 PARA LA BOMBA N°04	103
4.11.1 Por energía cinética.....	103
4.12 PARA LA BOMBA N°05	104
4.12.1 Por energía cinética.....	104
4.13 DISEÑO DE BLOQUES DE ANCLAJE.....	107
4.14. PARA LA BOMBA N°01	107
4.14.1 Fuerzas actuantes.....	108
4.14.2 Momento resistente.....	108
4.14.3 Verificación al volteo.....	109
4.14.4 Verificación al deslizamiento.....	109
4.14.5 Verificación al hundimiento.....	109
4.15 PARA LA BOMBA N°02	110
4.15.1 Fuerzas actuantes.....	111
4.15.2 Momento resistente.....	111
4.15.3 Verificación al volteo.....	112
4.15.4 Verificación al deslizamiento.....	112
4.15.5 Verificación al hundimiento.....	112
4.16 PARA LA BOMBA N°03	113
4.16.1 Fuerzas actuantes.....	114
4.16.2 Momento resistente.....	114

4.16.3 Verificación al volteo.....	114
4.16.4 Verificación al deslizamiento.....	115
4.16.5 Verificación al hundimiento.....	115
4.17 DISEÑO DEL RESERVORIO DE IMPULSIÓN.....	116
4.17.1 Diseño del reservorio de succión e impulsión.....	118
4.17.2 Por flexión:.....	118
4.17.3 Verificación al hundimiento.....	120
4.17.4 Calculo de presiones.....	120
4.17.5 Calculo de acero en el muro.....	121
4.17.6 Verificación al corte.....	122
4.18 SISTEMA DE LIMPIA RESERVORIO.....	123
4.18.1 Tiempo de vaciado.....	124
4.18.2 Vertedor de excedencias.....	124
4.19 DISEÑO DEL RESERVORIO NOCTURNO.....	125
4.19.1 Tiempo de llenado.....	126
4.19.2 Vertedor de excedencias.....	127
4.19.3 Sistema de salida.....	128
CAPITULO V.....	132
5.1 CONCLUSIONES.....	132
5.2 RECOMENDACIONES.....	134
ANEXO I.....	136
TABLAS.....	136
ANEXO II.....	140
ANÁLISIS DE AGUA.....	140
ANEXO III.....	141
ANÁLISIS DE SUELO.....	141
ANEXO IV.....	142
PANEL FOTOGRÁFICO.....	142
ANEXO V.....	162
PLANOS.....	162

ÍNDICE DE TABLAS

Cuadro N° 1 Coeficientes de rugosidad	43
Cuadro N° 2 Valores que toma el coeficiente de rugosidad "K" para distintos materiales:.....	44
Cuadro N° 3 valores del coeficiente k en pérdidas singulares	46
Cuadro N° 4 Fórmula a utilizar para el cálculo de golpe de ariete, en función del tiempo de cierre.	76

ÍNDICE DE GRAFICOS

Grafico N° 1 Placas paralelas	10
Grafico N° 2 Presiones absolutas, manométrica y de vacío.	17
Grafico N° 3 Tubo de corriente	21
Grafico N° 4 Ecuación de continuidad.....	23
Grafico N° 5 Disposición de bombas centrífugas de eje horizontal en un sistema de bombeo	29
Grafico N° 6 Diagrama de moody	42
Grafico N° 7 Descomposición de fuerzas.....	49
Grafico N° 8 Curva de altura caudal y caudal eficiencia	67
Grafico N° 9 Esquema de cargas estáticas en un sistema de bomba.	68
Grafico N° 10 Bloques de anclaje.....	78

RESUMEN

Hoy en día el agua es un recurso cada vez más escaso por lo que debemos hacer uso racional de este recurso tan importante para los seres vivos, buscando alternativas de solución se plantea diseñar un sistema de bombeo de aguas servidas tratadas y las estructuras hidráulicas del sistema como: red de tuberías, dados de concreto, reservorios de impulsión y reservorio nocturno. Para estos diseños se aplican los fundamentos teóricos y prácticos de la mecánica de fluidos y la hidráulica, se realizaron consideraciones que soporten el diseño y la selección del sistema de bombeo correcto, la metodología empleada se basa en la investigación de campo y gabinete, el diseño se realizó mediante métodos determinísticos, usados para estas prácticas, y fueron comprobadas con simulaciones que obedecen a iteraciones computacionales. Las aguas residuales colectadas y tratadas en la planta de tratamiento de Totorá están dentro de los límites máximos permisibles para riego, el cual será conducido por medio de tuberías de 6 pulgadas, capaces de soportar altas presiones, estas tuberías

serán de clases: c-15,c-25,c-c-35,c-150,y c-200, que estarán sostenidas por bloques de anclaje de concreto para soportar las fuerzas resultantes de la presión interna de la tubería, la línea de impulsión estará compuesta por bombas de 21 Hp, 82 Hp, 68 Hp, 80 Hp y 53 Hp, los cuales tendrán 5 reservorios(cámara) de impulsión de concreto armado de 63 m³ y finalmente se plantea la construcción de un reservorio nocturno de 500 m³ impermeabilizado con geomembrana.

CAPITULO I

1.1 INTRODUCCIÓN

Las poblaciones de las localidades de: Huichccana, Totorá, Santo Domingo y San Miguel de Ayacucho. Son de vocación agrícola, la producción en su mayoría es de autoconsumo, contando con tierras parceladas para el cultivo, la falta de agua y los problemas de manejo de suelos en laderas con fuertes pendientes, impiden la producción de cultivos aptos para este tipo de suelos, este trabajo reviste importancia porque la investigación contribuye al uso de las aguas servidas tratadas con fines de riego, considerando además que hay que vencer el desnivel en contra, entre la fuente de agua y la zona de riego; siendo su principal objetivo, diseñar el sistema de bombeo de aguas servidas tratadas y las estructuras hidráulicas del sistema; y como objetivos secundarios, diseñar el sistema de bombeo de aguas servidas tratadas con fines de riego y las diferentes estructuras hidráulicas del sistema como: red de tuberías ,dados de concreto, reservorio de impulsión y reservorio nocturno.

A través de este proyecto seleccionaremos el equipo de bombeo más adecuado, el cual se espera lograr aplicando la ingeniería de bombas, el equipo seleccionado estará en condiciones de satisfacer la demanda de agua para riego necesarias para ser aprovechados al máximo por el cultivo. Además proporcionar al estudiante y/o profesional interesado en el tema, el conocimiento, pasos y/o metodología para el diseño; se proporciona información suficiente, para poder llevar a cabo el proyecto

1.2 OBJETIVO GENERAL

Diseñar el sistema de bombeo para el aprovechamiento de aguas servidas tratadas y las estructuras hidráulicas del sistema, para dotar de agua a las áreas que están por encima de la oferta de agua.

2.3 OBJETIVOS ESPECIFICOS

1. Diseñar el sistema de bombeo de aguas servidas tratadas con fines de riego.
2. Diseñar las estructuras hidráulicas para el aprovechamiento de las aguas servidas tratadas:
 - Red de tuberías
 - Bloques de anclaje
 - Reservorio (cámara) de impulsión
 - Reservorio nocturno

CAPITULO II

REVISION DE LITERATURA

2.1 MECÁNICA DE LOS FLUIDOS

(Mataix, 1993) Señala que es la parte de la mecánica que estudia las leyes del comportamiento de los fluidos en equilibrio, hidrostática, y en movimiento, (hidrodinámica).

2.2 PROPIEDADES DE LOS FLUIDOS

2.2.1 Que es un fluido

(Giles, 1999) Menciona que son sustancias capaces de fluir, que debido a su poca cohesión intermolecular carece de forma propia, adoptando la forma del recipiente que lo contiene y este no es capaz de soportar fuerzas cortantes (se deforma con facilidad).y se dividen en:

2.2.2 Liquido

Sustancia con poca cohesión, intermolecular e incomprensible. A una presión y temperatura determinadas ocupan un volumen determinado.

Introducido el líquido en un recipiente adopta la forma del mismo, pero llenando solo el volumen que le corresponde.

2.2.3 Gases

Soportan todos los esfuerzos (tensión, corte, compresión). Los gases a una presión y temperatura determinada tienen también un volumen determinado, pero puestos en libertad se expansionan hasta ocupar el volumen completo del recipiente que lo contiene, y no presentan superficie libre.

2.2.4 Fluido Ideal

(Mataix, 1993) Menciona que en Mecánica de Fluidos se define un fluido ideal que no existe en la naturaleza: a ningún precio puede comprarse en el comercio un litro de fluido ideal, es una hipótesis análoga a la hipótesis del gas perfecto en Termodinámica que simplifica las ecuaciones matemáticas.

Fluido ideal es aquel fluido cuya viscosidad es nula.

2.2.5 Densidad específica o absoluta

La densidad es la masa por unidad de volumen, La unidad de densidad específica es el kg/m^3 y para las condiciones del agua a nivel del mar a $4^{\circ}C$ ($39.2^{\circ}F$) y una densidad de $1000\text{ Kg.}/m^3$

$$\rho = \frac{m}{V}$$

Donde en el sistema internacional de unidades es:

m : Masa (kg),

V : Volumen (m^3)

La densidad absoluta es función de la temperatura y de la presión.

2.2.6 Peso específico

Peso específico es el peso por unidad de volumen

$$\gamma = \frac{W}{V}$$

Donde en el sistema internacional de unidades es:

W : Peso (Newton)

V : volumen en (m³)

El peso específico es función de la temperatura y de la presión aunque en los líquidos no varía prácticamente con esta última.

Como $W = m g$, se deduce que:

$$\gamma = \frac{m \cdot g}{V} = \rho \cdot g \left(\frac{N}{m^3} \right)$$

Tanto el peso específico como la densidad varían de acuerdo a la temperatura, ya que al haber un aumento de temperatura habrá una disminución del peso específico y la densidad.

2.2.7 Densidad relativa

Densidad relativa es la relación entre la masa del cuerpo a la masa de un mismo volumen de agua destilada a la presión atmosférica y 4° C. En virtud esta relación es igual a la de los pesos específicos del cuerpo en cuestión y del agua en las mismas condiciones. Es evidente que la densidad relativa es una magnitud adimensional.

La densidad relativa es función de la temperatura y de la presión.

$$\rho_r = \frac{\rho_{\text{sus}}}{\rho_{\text{H}_2\text{O}}}$$

Donde en el sistema internacional de unidades es:

ρ_r : Densidad relativa

$\rho_{\text{sustancia}}$: Densidad de la sustancia

$\rho_{\text{H}_2\text{O}}$: Densidad del agua

2.2.8 Volumen específico

El volumen específico es el recíproco de la densidad absoluta:

$$v = \frac{1}{\rho} \left(\frac{\text{m}^3}{\text{Kg}} \right)$$

O sea, el volumen que ocupa 1 Kg. de masa de la sustancia

2.2.9 Compresibilidad

En los fluidos lo mismo que en los sólidos se verifica la ley fundamental de la elasticidad:

El esfuerzo unitario es proporcional a la deformación unitaria.

$$\Delta P = -E \frac{\Delta v}{v}$$

Donde en el sistema internacional de unidades es:

Δp : Esfuerzo unitario de compresión (N/m^2)

v : Volumen específico (m^3/Kg)

Δv : Incremento del volumen específico (m^3/Kg) =

E : Modulo de elasticidad volumétrica (N/m^2)

El signo “-” expresa que aun incremento de presión corresponde un decremento de volumen

Para el agua $E \approx 20.0 \text{ BAR}$ al aumentar la temperatura y la presión aumenta también E.

2.2.10 Viscosidad.

Es la medida de la resistencia que ofrece un líquido cualquiera a fluir.

2.2.11 Viscosidad dinámica o absoluta

La viscosidad, como cualquier otra propiedad del fluido, depende del estado del fluido caracterizado por la presión y la temperatura.

Un sólido puede soportar esfuerzos normales de dos clases: De compresión y de tracción. Un líquido puede soportar esfuerzos de compresión pero no de tracción. Los sólidos y fluidos pueden estar sometidos también a esfuerzos cortantes o esfuerzos tangenciales. En ellos la fuerza es paralela al área sobre la que actúa. Todos los cuerpos se deforman bajo la acción de las fuerzas tangenciales a que están sometidos. En los cuerpos elásticos la deformación desaparece cuando deja de actuar la fuerza. En la deformación plástica subsiste la deformación aunque desaparezca la fuerza deformadora.

En los fluidos la deformación aumenta constantemente bajo la acción del esfuerzo cortante, por pequeño que éste sea.

El estudio de la viscosidad y de sus unidades se hace convenientemente mediante la ley de Newton, que cumplen los fluidos llamados newtonianos (entre los cuales se encuentran muchos de los fluidos técnicamente más importantes como el agua, aire, etc.).

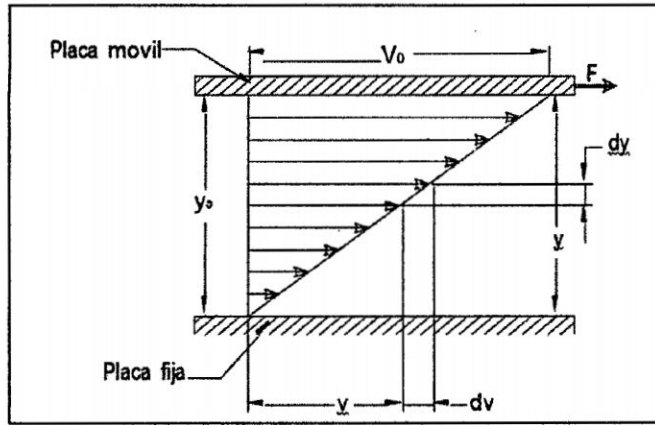


Grafico N° 1 Placas paralelas

Fluido comprendido entre dos placas paralelas de las cuales la inferior es fija. La placa superior se mueve al estar sometida a una fuerza F paralela a las placas por pequeña que sea la fuerza del fluido, en contraposición con el sólido, no puede soportar esfuerzo tangencial alguno.

La ley experimental descubierta por Newton que rige este fenómeno afirma que la fuerza F es proporcional a la superficie A de la placa en movimiento, al gradiente de velocidad y a un coeficiente μ que se denomina viscosidad absoluta o viscosidad dinámica.

$$F = A\mu \frac{dv}{dy}$$

O bien siendo por definición, F / A esfuerzo unitario cortante que llamaremos τ .

$$\tau = \mu \frac{dv}{dy}$$

Donde en el sistema internacional de unidades es:

F : Fuerza

A : Área (m^2)

- τ : Esfuerzo unitario cortante (F/L^2)
- μ : Viscosidad absoluta ($\text{kgf}\cdot\text{s}/\text{m}^2$)
- v : Velocidad constante en dirección x (m/s)
- y : Profundidad o altura (h)

Esta ecuación se cumple en todos los fluidos newtonianos.

Un fluido no ofrece resistencia a la deformación por esfuerzo cortante esta es la característica que distingue esencialmente un fluido de un sólido.

En un sólido rígido $= \infty$ porque el cuerpo sólido rígido es capaz de resistir al esfuerzo cortante sin que se origine un gradiente de velocidades en su interior, en un fluido ideal $= 0$

En un fluido real la viscosidad dinámica tiene un valor finito distinto de cero.

La viscosidad produce una resistencia, que se llama resistencia a la deformación, o resistencia a que unas capas de fluido resbalen sobre las otras tanto, una pérdida de energía en la corriente, cuyo estudio constituye una parte muy importante de la mecánica de fluidos.

- **En el fluido ideal**, no existe resistencia alguna, en los fluidos en reposo $v = 0$, $dy = 0$, y $\tau = 0$. El esfuerzo cortante es nulo y el Único esfuerzo existente es el normal o presión.

- **Fluido newtoniano**, es aquel fluido, cuya viscosidad dinámica μ depende de la presión y de la temperatura, pero no de la gradiente de velocidad.

Fluidos newtonianos son el agua el aire, la mayor parte de los gases y en general los fluidos de pequeña viscosidad.

Por lo tanto la ecuación fundamental de la viscosidad dinámica es:

$$\mu = \frac{\tau}{dv/dy}$$

Donde en el sistema internacional de unidades es:

μ : Viscosidad absoluta ($\text{kgf} \cdot \text{s}/\text{m}^2$)

τ : Esfuerzo cortante (kg/m^2)

dv/dy : Gradiente de velocidad (s^{-1})

2.2.12 Viscosidad cinemática

En hidrodinámica intervienen junto con las fuerzas debidas a la viscosidad las fuerzas de inercia, que dependen de la densidad. Por eso tiene un significado importante la viscosidad dinámica referida a la densidad, o sea la relación de la viscosidad dinámica μ a la densidad ρ , que se denomina viscosidad cinemática.

$$\nu = \frac{\mu}{\rho}$$

Dónde: ν puede estar expresada en:

$$\nu = \frac{\text{m}^2}{\text{s}} (\text{MKS}) \quad , \quad \nu = \frac{\text{cm}^2}{\text{s}} (\text{CGS})$$

Conversiones:

$$1 \frac{\text{cm}^2}{\text{s}} \text{Stokes} \quad , \quad 1 \frac{\text{m}^2}{\text{s}} = 10^4 \cdot \text{Stokes} = 10^6 \cdot \text{Ct stokes}$$

La viscosidad dinámica de los fluidos varía mucho con la temperatura, aumentando con la temperatura en los gases y disminuyendo en los líquidos: pero en unos y otros prácticamente es independiente de la presión. Por el contrario la viscosidad cinemática los gases varían mucho

con la presión y la temperatura mientras que la de los líquidos prácticamente solo varía con la temperatura.

2.2.13 Tensión Superficial

Es una fuerza que, como su nombre indica, produce efectos de tensión en la superficie de los líquidos, allí donde el fluido entra en contacto con otro fluido no miscible, particularmente un líquido con un gas o con un contorno sólido (vasija, tubo, etc.). El origen de esta fuerza es la cohesión intermolecular y la fuerza de adhesión del fluido al sólido.

Es la fuerza que ejerce un fluido por unidad de área. La presión solo se emplea cuando se trata con un gas o un líquido. La contraparte de la presión en los sólidos es el esfuerzo. Puesto que la presión se define como fuerza por unidad de área, usa la unidad de Newton por metro cuadrado la cual se llama Pascal (Pa).

Así.

$$P = \frac{F}{A} \quad , \quad 1\text{Pa} = \text{N}/\text{m}^2$$

La Presión es igual a una fuerza aplicada por el Área. Ó

$$P = \frac{W}{A} \quad \left[\text{psi}, \text{kg}/\text{cm}^2, \text{Pa}, \text{Ba}, \text{N}/\text{m}^2, \text{mmHg}, \text{mca}, \text{etc.} \right]$$

$$P = \frac{W}{A} = \frac{V\rho g}{A} = \frac{Ah\rho g}{A} = h\rho g \rightarrow P = h\rho g$$

La unidad de presión Pascal es demasiado pequeña para presiones que se encuentran en la Práctica; por tanto sus múltiplos kilopascal (1kPa = 10^3 Pa), megapascal (1MPa = 10^6 Pa) Se emplean comúnmente. Otras

tres unidades de presión con frecuencia utilizadas en la práctica, son el Bar, la atmósfera estándar y el kilogramo por centímetro cuadrado.

$$1 \text{ Bar} = 10^5 \text{ Pa} = 0.1 \text{ MPa} = 100 \text{ kPa}$$

$$1 \text{ Atm} = 101325 \text{ Pa} = 101.325 \text{ kPa} = 1.01325 \text{ bars}$$

$$1 \text{ kgf/cm}^2 = 9.807 \text{ N/cm}^2 = 9.807 \times 10^4 \text{ N/m}^2 = 9.807 \times 10^4 \text{ Pa} = 0.9807 \text{ bar} = .96788 \text{ atm}$$

Equivalencias de la presión atmosférica o barométrica a nivel del mar:

$$1 \text{ Atm.} = 101.325 \text{ Pa} \text{ ó } \text{N/m}^2$$

$$1 \text{ Atm.} = 0.760 \text{ Hg.}$$

$$1 \text{ Atm.} = 10.33 \text{ m.c.a}$$

$$1 \text{ Atm.} = 1.033 \text{ Kg./cm}^2$$

$$1 \text{ Atm.} = 14.7 \text{ Lb/pul}^2$$

$$1 \text{ Atm.} = 0.29.92 \text{ in. Hg.}$$

$$1 \text{ Atm.} = 33.91 \text{ ft.c.a.}$$

$$1 \text{ Atm.} = 2116 \text{ lb. /ft}^2$$

$$1 \text{ Pa.} = 0.760 \text{m de altura de mercurio}$$

m.c.a. = metros de columna de agua.

2.2.14 Consideremos 5 propiedades de la presión

a) Primera propiedad

La presión en un punto de un fluido en reposo es igual en todas direcciones (principio de Pascal).

b) Segunda propiedad

La presión en todos los puntos situados en un mismo plano horizontal en

el seno de un fluido en reposo es la misma

La presión en cualquier sistema de unidades se puede expresar como presión absoluta, P_{abs} , o como presión excedente o relativa, p_e . Esta denominación no afecta a la unidad, sino al cero de la escala.

c) Tercera propiedad

En un fluido en reposo la fuerza de contacto que ejerce en el interior de un fluido una parte del fluido sobre la otra contigua al mismo tiene la dirección normal a la superficie de contacto.

d) Cuarta propiedad

La fuerza de la presión en un fluido en reposo se dirige siempre hacia el interior del fluido, es decir, es una compresión, jamás una tracción. Tomando como positivo el signo de compresión, la presión absoluta no puede ser jamás negativa.

e) Quinta propiedad

La superficie libre de un líquido en reposo es siempre horizontal

2.2.15 Presión atmosférica

Sobre la superficie libre de un líquido reina la presión del aire o gas que sobre ella existe. Esta presión puede adquirir un valor cualquiera en un recipiente cerrado; pero si el recipiente está abierto, sobre la superficie libre del líquido reina la presión atmosférica P_{amt} , debida al peso de la columna de aire que gravita sobre el fluido.

La presión atmosférica varía con la temperatura y la altitud. La presión media normal a 0°C y al nivel del mar es de $760 \text{ Torr} = 1,01396 \text{ bar}$ y se

llama atmósfera normal. En la técnica se utiliza mucho la atmósfera técnica, que es igual a 1 bar. Por tanto, hay tres atmósferas:

Atmósfera normal	1,0 1396 bar
Atmósfera técnica	1 bar
Atmósfera local y temporal	presión atmosférica reinante en un lugar y tiempo determinados.

2.2.16 Presión absoluta y presión relativa

La presión en cualquier sistema de unidades se puede expresar como presión absoluta, P_{abs} , o como presión excedente o relativa, p_e . Esta denominación no afecta a la unidad, sino al cero de la escala

Las presiones absolutas se miden con relación al 0 absoluto (vacío total o 100 % de vacío) y las presiones relativas con relación a la atmósfera.

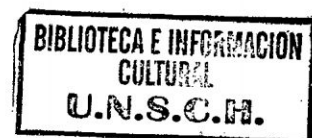
La mayoría de los manómetros, están contruidos de manera que miden presiones relativas con relación a la atmósfera local. Para hallar la presión absoluta con exactitud habrá que sumar a la presión leída en el manómetro la presión atmosférica local medida exactamente con un barómetro. Muchas veces no se necesita gran precisión y entonces se suma a la lectura del manómetro (presión relativa) la atmósfera técnica, que es igual a 1 bar.

De aquí resulta la ecuación fundamental:

$$P_{abs} = P_e + P_{atm}$$

Donde:

P_{abs} : presión absoluta, Pa.



P_e : presión relativa, Pa, SI (medida con manómetro)

P_{atm} : presión atmosférica, presión ambiente o presión Pa (medida con un barómetro).

2.2.17 Presión positiva: Es aquella presión que está por arriba de la presión local.

2.2.18 Presión negativa: Es aquella presión que está por debajo de la presión del local.

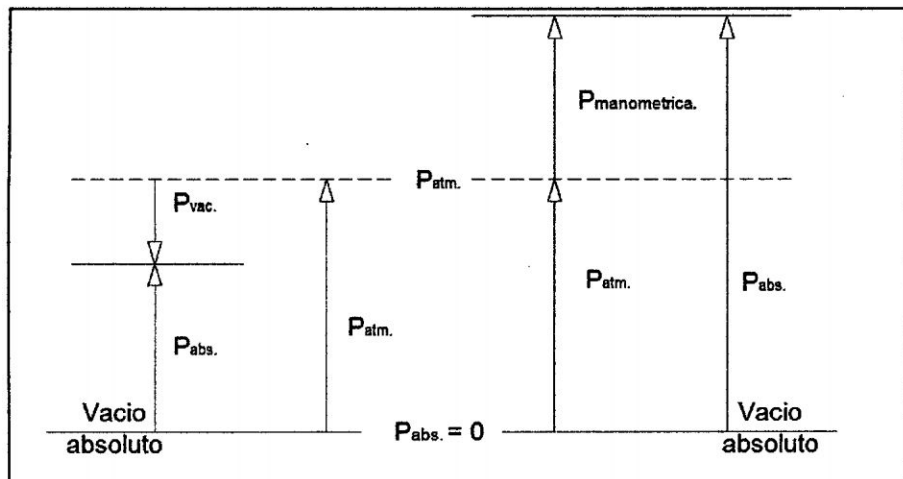


Grafico N°2 Presiones absolutas, manométrica y de vacío.

2.2.19 Presión de vacío

Es la presión que está por debajo de la atmosférica y se mide con vacuómetros que indica la diferencia entre la presión atmosférica y la presión absoluta.

2.2.20 Presión de vapor

A la presión parcial del vapor del agua se le conoce como presión de vapor.

Es la presión que el vapor de agua ejercería si existiera solo a la temperatura y volumen del aire atmosférico.

El agua a 100°C entra en ebullición, si la presión es igual a 101.325 pascal ó 1.01325 bar ó 10.33 m.c.a. pero a 25°C puede también hervir para ello basta que la presión absoluta baje hasta el valor de 3165.6 pascal, 0.03167 bar ó 0.3229 m.c.a. En muchas situaciones donde ocurre el flujo de líquidos, es posible que se generen presiones muy bajas en ciertos sitios del sistema. Bajo tales circunstancias las presiones pueden llegar al valor de la presión de vapor del fluido bombeado, ocasionando que éste entre en ebullición formando burbujas de vapor que generalmente al ser trasladadas a regiones donde la presión es mayor que la presión de vapor, las burbujas explotan, provocando la erosión de las partes metálicas. Este fenómeno de crecimiento y de descomposición de las burbujas de vapor es conocido como cavitación el cual afecta el desempeño operativo y reduce la vida útil de bombas y turbinas. Para el agua la presión de evaporación tiene un valor definido por una cierta temperatura y tablas tales como las de vapor de Keenan dan estos valores.

2.2.21 Presión de saturación

A una presión dada, la temperatura a que una sustancia pura cambia de fase se le llama temperatura de saturación T_{sat} . Del mismo modo a una temperatura determinada la presión a que una sustancia pura cambia de fase recibe el nombre de presión de saturación P_{sat} . A una presión de 101.325kPa, T_{sat} es 100°C . En sentido inverso, a una temperatura de 100°C , P_{sat} Es 101.325kPa.

2.3 HIDRODINÁMICA

La ecuación de Bernoulli es uno de los pilares fundamentales de la hidrodinámica: son innumerables los problemas prácticos que se resuelven mediante esta ecuación:

- Con ella se determina la altura de suspensión a que debe instalarse una bomba.
- Ella es necesaria para el cálculo de la altura efectiva o altura útil que se necesita en una bomba.
- Con ella se estudia el problema de la cavitación.
- Con ella se estudia el tubo de aspiración de una turbina.
- Ella interviene en el cálculo de las tuberías de agua, oleoductos, tuberías de refrigeración y aire acondicionado, tuberías forzadas en centrales hidroeléctricas, etc.

El movimiento de cada partícula de fluido obedece a la ley fundamental de la dinámica: Fuerza = masa x aceleración.

$$F = ma$$

Conviene distinguir los siguientes regímenes de corriente:

2.3.1 Corriente Permanente

El flujo permanente tiene lugar cuando en un punto cualquiera de un fluido en movimiento no varía con el tiempo las características de este (velocidad, densidad, presión y temperatura).

Muchos problemas se pueden estudiar con efectividad bajo el concepto de flujo permanente, aun cuando en realidad ocurran pequeñas fluctuaciones de velocidad y de las otras características con el paso del tiempo, tomando

el valor promedio a través de un intervalo de tiempo razonable.

2.3.2 Corriente no permanente

El flujo de un fluido se desarrolla a un régimen no permanente cuando las condiciones de velocidad, presión, densidad y temperatura cambian con el tiempo.

2.3.3 Corriente uniforme

El flujo, uniforme se presenta cuando el fluido circula en cualquier sección transversal a la corriente, la velocidad en puntos homólogos es igual en magnitud y dirección.

2.3.4 Corriente no uniforme

El flujo no uniforme ocurre cuando en todos los puntos la velocidad varía de posición a posición en cualquier instante.

2.3.5 Corriente laminar

Se define como flujo laminar cuando el movimiento del fluido se lleva a cabo en forma perfectamente ordenada de manera que el fluido se mueva a capas o láminas paralelas entre sí, Este se presenta generalmente con velocidades bajas en donde la acción de la viscosidad amortigua la tendencia a la turbulencia.

2.3.6 Corriente turbulenta

En la práctica se presenta con mayor frecuencia el flujo turbulento, en este las partículas se mueven en forma desordenada en todas direcciones, además de existir variaciones continuas de sus características por lo que es imposible hacer un análisis rígido del flujo turbulento, de ahí

que pasa su estudio se recurre a la obtención de valores experimentales así por tener en cuenta algunas consideraciones: como a tomar los valores promedios de velocidad y presión si se conservan constantes a través de un intervalo de tiempo razonables (flujo permanente) lo que facilita su estudio.

El camino que recorre una partícula de fluido en su movimiento se llama trayectoria de la partícula. En régimen permanente la trayectoria coincide con la llamada línea de corriente, que es la curva tangente a los vectores de velocidad en cada punto.

2.3.7 Tubo de corriente

Es un tubo imaginario o real cuya pared lateral está formada por líneas de corriente. Así en una tubería de agua de 250 mm. Un tubo de corriente puede ser un cilindro circular imaginario de 100 mm y concéntrico con el eje de la tubería, o también la tubería misma de 250 mm. Que por definición de línea de corriente está formada también por líneas de corriente (la velocidad del fluido en la tubería es tangente a la tubería; de lo contrario el líquido se despegaría de la tubería o se saldría de la misma).

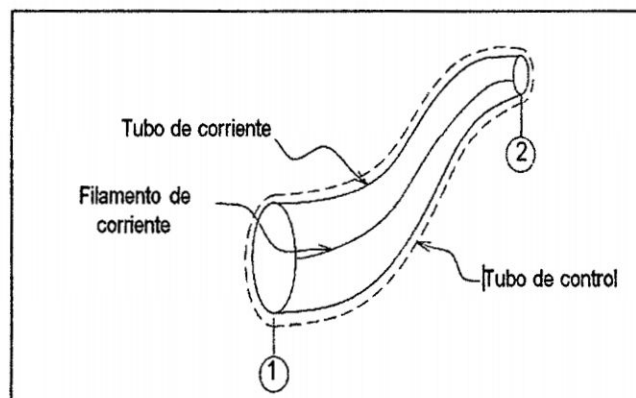


Grafico N°3 Tubo de corriente

El hilo o filamento de corriente es un tubo de corriente infinitesimal.

Si el área transversal de un tubo de corriente es infinitesimal el tubo de corriente se llama hilo o filamento de corriente.

2.3.8 Concepto de caudal o gasto volumétrico

Caudal Q es el volumen de fluido por unidad de tiempo que pasa a través de una sección transversal a la corriente. Así, por ejemplo, en una tubería de agua los litros por hora que circulan a través de un plano transversal a la tubería.

$$Q = \frac{V}{T}; \text{ m}^3/\text{s}, \text{ lps}, \text{ GPM}$$

2.3.9 Ecuación de continuidad (balance de masas)

La ecuación de continuidad no es más que un caso particular del principio de conservación de la masa. Se basa en que el caudal (Q) del fluido ha de permanecer constante a lo largo de toda la conducción.

Dado que el caudal es el producto de la superficie de una sección del conducto por la velocidad con que fluye el fluido, tendremos que en dos puntos de una misma tubería se debe cumplir que:

$$Q_1 = Q_2 \rightarrow S_1 \cdot V_1 = S_2 \cdot V_2$$

Donde en el sistema internacional de unidades es:

Q_1 y Q_2 : Caudal en los puntos 1 y 2 de la tubería

S_1 y S_2 : Es la superficie de las secciones transversales de los puntos 1 y 2 del conducto.

V_1 y V_2 : Es la velocidad del flujo en los puntos 1 y 2 de la tubería.

Se puede concluir que puesto que el caudal debe mantenerse constante a lo largo de todo el conducto, cuando la sección disminuye, la velocidad del flujo aumenta en la misma proporción y viceversa.

En la figura N°5 se puede ver como la sección se reduce de A_1 a A_2 . Teniendo en cuenta la ecuación anterior, se obtiene la ecuación de continuidad:

$$v_2 = v_1 \cdot \frac{A_1}{A_2}$$

Es decir la velocidad en el estrechamiento aumenta de forma proporcional a lo que se reduce la sección.

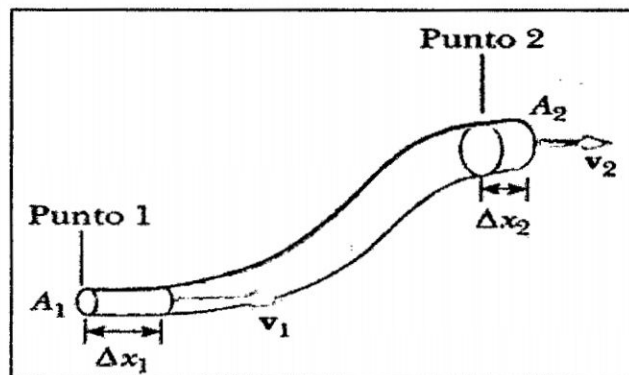


Grafico N°4 Ecuación de continuidad

2.3.10 Ecuación de energía o ecuación de Bernoulli

La energía antiguamente se definía como capacidad de un cuerpo de realizar trabajo mecánico. Posteriormente se demostró la equivalencia del calor y trabajo mecánico. La energía puede revestir formas muy diversas, que según la ley universal de la conservación de la energía o primer principio de la termodinámica, pueden transformarse unas en otras.

La técnica estudia los cambios de unas formas de energía en otra, así como su intercambio con el trabajo mecánico y calor, llamadas estas dos últimas

formas de energía, energías de tránsito, porque solo existen cuando pasa energía de un cuerpo a otro.

El estudio se simplifica porque la Mecánica del Fluido incompresible:

- a) No se ocupa del calor ni de su transformación en otras formas de energía, lo cual pertenece al dominio de la Termodinámica.
- b) No se ocupa de la energía atómica liberada en la fisión o fusión del átomo, de la energía química liberada o absorbida en las reacciones químicas, ni de otras muchas formas de energía como la eléctrica, magnética, etc.
- c) Se ocupa solo de las tres formas siguientes de energía del fluido: energía potencial geodésica, energía de presión y energía cinética.
- d) Estudia las transformaciones de estas tres formas entre sí y de su intercambio con el trabajo mecánico.

En las transformaciones reales del fluido viscoso tiene lugar una fricción que origina un aumento de la temperatura del fluido y por tanto de su energía interna.

2.3.11 Energía potencial geodésica

Energía geodésica o de posición es igual al trabajo que la fuerza de la gravedad puede ejercer cuando su altura desciende de z_2 a z_1 . Cuando el líquido se remonta, con una bomba por ejemplo, del nivel inferior z_1 al superior z_2 , es preciso ejercer sobre él un trabajo contra la fuerza de la gravedad igual y de sentido contrario que se transforma en la susodicha energía potencial. Las alturas se refieren, lo mismo que en

hidrostática, a un plano de referencia, $z = 0$.

(z) energía de posición

Energía de presión $\frac{P}{\rho g}$

Energía de velocidad $\frac{v^2}{2g}$

Es aplicable para un fluido ideal, por lo tanto la ecuación de la energía es:

$$\frac{P}{\rho g} + z + \frac{v^2}{2g} = cte$$

2.3.12 Ecuación de Bernoulli generalizada

Si la corriente atraviesa una máquina que le suministran de energía (bomba) experimenta un incremento de energía que, expresada en forma de altura, la llamaremos Hb.

La energía del fluido en el punto 1 menos la energía perdida entre el punto 1 y el punto 2 más la energía suministrada al fluido por la bomba que haya entre el punto 1 y el punto 2 menos la energía cedida por el fluido al motor que haya entre el punto 1 y el punto 2 ha de ser igual a la energía en el punto 2. En Hidráulica se prefiere se expresan todas estas Energías en forma de alturas equivalentes (dividiendo todos los términos por g).

Por lo tanto:

$$\frac{P_1}{\rho g} + Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} + Hb = \frac{P_2}{\rho g} + Z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + Hr_{1-2}$$

Donde en el sistema internacional de unidades es:

P : Es la presión estática a la que está sometido el fluido, debida a las moléculas que lo rodean (kgf/m^2)

- ρ : Densidad del fluido (kg/m^3)
- V : Velocidad de flujo del fluid (m/s)
- g : Valor de la aceleración de la gravedad ($9.81 \text{ m}/\text{s}^2$ en la superficie de la Tierra).
- H_b : Altura sobre un nivel de referencia (m)

2.3.13 Ecuación de la cantidad de movimiento

El principio de cantidad de movimiento tiene importancia especial en problemas de flujo donde hay que determinar las fuerzas que actúan, dichas fuerzas existen siempre que la velocidad de una corriente de fluido cambie de dirección y magnitud.

Impulso= variación de la cantidad de movimiento

Deducción

Segunda ley de newton.

$$\sum F = \frac{d(v.m)}{dt} \rightarrow F \Delta t = m \cdot \Delta v \rightarrow \text{impulso} \dots \dots \dots 1$$

Sabemos:

$$\rho = \frac{m}{V}; Q = \frac{V}{t} \rightarrow m = \rho \cdot Q \cdot \Delta t \rightarrow \text{reemplazando en (1)}$$

$$F = \rho \cdot Q \cdot \Delta \vec{v} \rightarrow F = \rho \cdot Q \cdot (\vec{v}_2 - \vec{v}_1); \rho = \frac{\gamma}{g}$$

$$\rightarrow \sum F = \frac{\gamma \cdot Q \cdot (\vec{v}_2 - \vec{v}_1)}{g}$$

Donde en el sistema internacional de unidades es:

- F : Fuerza (Newton)
- γ : Peso específico (kgf/m^3)

Q : Caudal (m^3/s)

2.4 CASETA DE BOMBEO

(Rodríguez, 2001) Menciona que el dimensionamiento de la caseta de bombeo debe ser adecuado para albergar el total de los equipos necesarios para la elevación del agua. Cuando fuese necesario, la caseta albergará los dispositivos de maniobra y desinfección. Debe permitir facilidad de movimientos, mantenimiento, montaje, desmontaje, entrada y salida de los equipos.

El dimensionamiento de la caseta dependerá del tipo de bomba que se emplee.

Los casos más comunes son:

a) Cuando se emplean bombas estacionarias de eje horizontal y de eje vertical: estarán albergadas en la caseta de bombeo, junto con los motores, generadores, tableros, circuitos y válvulas de accionamiento necesarias.

b) Cuando se empleen bombas sumergibles: la caseta de bombeo servirá para alojar los circuitos y tablero de control, eventualmente el generador y válvulas de accionamiento de la línea de impulsión.

Las dimensiones de la sala de bombas deben permitir igualmente facilidad de movimiento, mantenimiento, montaje, desmontaje, entrada y salida de los equipamientos y además abrigar, cuando fuere el caso, los dispositivos de servicio para maniobra y movilización de las unidades instaladas. Se debe considerar:

a) El espacio libre para la circulación en torno a cada bomba, debe preverse de preferencia con un valor mayor a 1,50 m pero no menor a 1,0 m. En el caso de bombas de escurrimiento axial, la distancia mínima es de tres diámetros de la bomba.

b) Todos los accesos a la sala de bombas deben situarse a un mínimo de 1,0 m por encima de nivel máximo del pozo de succión, si fuera el caso.

c) Cuando la sobre elevación del piso de la sala de bombas fuera menor que 1,0 m con relación al nivel máximo de agua en el pozo de succión, el asentamiento de la misma debe ser hecho como para una instalación sujeta a inundación.

d) En el caso que el piso de la sala de bombas se localizase por debajo del nivel máximo de agua en el pozo de succión, deben ser previstas bombas de drenaje.

La disposición de los grupos moto-bombas, siendo éstas del tipo horizontal, debe obedecer, tanto como sea posible, las disposiciones en zigzag o en diagonal (véase figura).

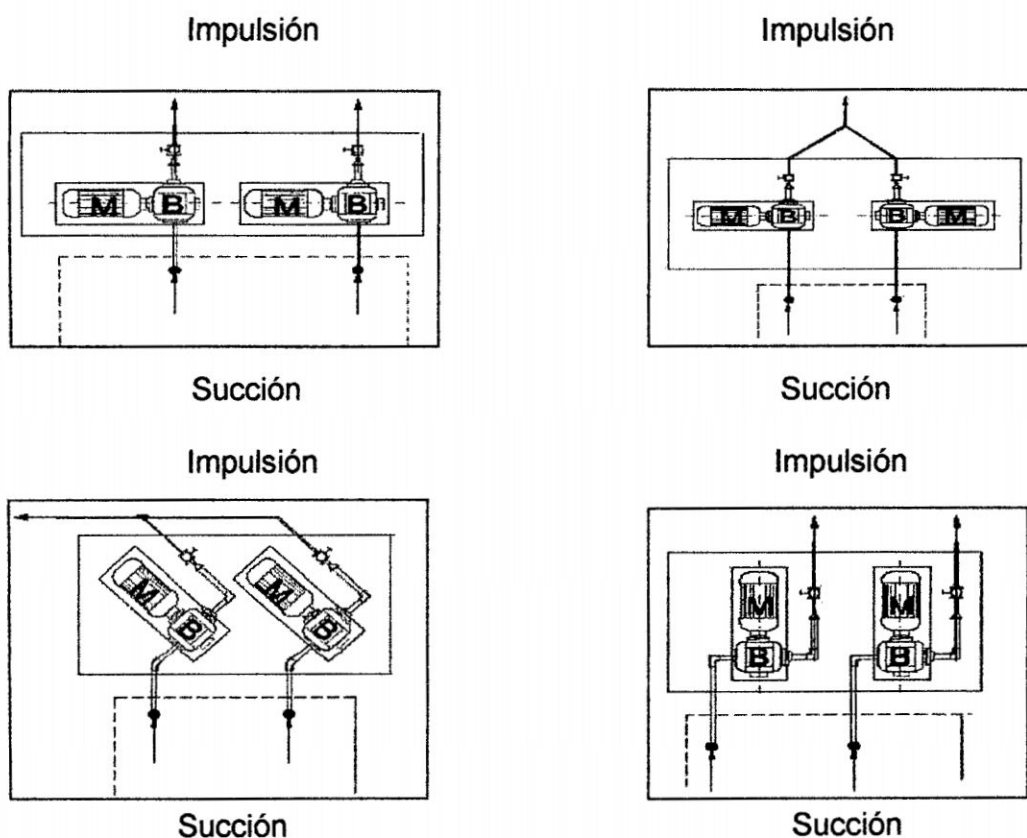


Grafico N° 5 Disposición de bombas centrífugas de eje horizontal

El diseño estructural se realizara con la finalidad de que los esfuerzos a los que están sometidos los diferentes elementos estructurales de la edificación, cumplan con lo especificaciones de las Normas Peruanas.

Norma E-20 (Cargas)

Norma E-030 (Diseño Sismo resistente)

Norma E-060 (Concreto Armado)

Norma E-70 (Albañilería)

Norma ASTM-A-615 y ASTM-A-706 para el Acero de refuerzo.

Es necesario, para cumplir con lo antes mencionado, combinar pórticos con muros de albañilería para lograr disminuir los desplazamientos que pudiera desarrollar la estructura. Se buscó también seguir ciertos criterios de estructuración, tales como:

- Simplicidad y simetría
- Resistencia y Ductilidad
- Uniformidad y continuidad en la estructura
- Rigidez Lateral.

La simplicidad y la simetría de las estructuras ayudan a que estas tengan una mejor respuesta ante los sismos, debido a que, se hará más fácil el poder predecir su comportamiento, así como idealizar los elementos estructurales.

Otro aspecto importante es que al tener una estructuración uniforme y continua, se evitan los cambios bruscos de rigidez.

Adicionalmente, se buscó que la estructura tenga una resistencia adecuada pero a la vez se trata de que esta tenga un comportamiento dúctil y no frágil. Ya que no solo interesa que los elementos cumplan con poseer una determinada resistencia, sino que presenten un buen comportamiento en el cual se permita tener fallas controladas, evitando fallas frágiles.

2.5 MÁQUINAS DE FLUIDO

(Mendoza y Villanueva, 1990) Señalan que en las máquinas llamadas motoras se transforma la energía de un fluido en energía mecánica en el eje, para producir, por ejemplo, mediante un generador acoplado, energía eléctrica. Las máquinas generadoras, por el contrario, absorben energía mecánica e incrementan la energía del fluido. A este grupo pertenecen las bombas, ventiladores y compresores.

Sustancia que con poca cohesión, intermolecular e incomprensible. A una

presión y temperatura determinadas ocupan un volumen determinado. Introducido el líquido en un recipiente adopta la forma del mismo, pero llenando solo el volumen que le corresponde.

2.5.1 Definición y comprensión de la máquina

a) Definición de bomba hidráulica

La definición de una bomba hidráulica es la siguiente: "Una bomba hidráulica convierte energía mecánica en energía fluida o hidráulica". Las bombas agregan energía al agua.

b) La fuerza de las bombas hidráulicas genera presión

Las bombas no generan presión, esta es debida al propósito de crear caudal, comprimiendo así el fluido y generando la fuerza necesaria para una determinada presión. Esto condiciona la selección de la bomba para un determinado trabajo.

2.5.2 Teoría de bombeo

Al ser alimentada una bomba las espas giran creando una corriente de succión a la entrada, introduciendo el fluido en su interior y creando al mismo tiempo una impulsión al circuito hidráulico.

2.5.3 Cómo seleccionar una bomba hidráulica

Las bombas deben seleccionarse según el concepto del trabajo a realizar, con base a:

- Presión máxima de trabajo.
- Rendimiento de la bomba.
- Precisión y seguridad de operación.

- Fácil mantenimiento.
- Máximo flujo.

2.5.4 Control requerido en la fase de arranque

Las características mecánicas de las bombas son definidas por las condiciones de la operación, como presión, temperaturas, condiciones de succión y el material bombeado.

Las características hidráulicas son inherentes a cada tipo de bomba y están influidos por la densidad, viscosidad, tipo de accionamiento y tipo de control.

2.5.5 Clasificación de las bombas hidráulicas

Para una clasificación de los diferentes tipos de bombas hidráulicas, debemos conocer los términos más importantes para evaluar sus méritos.

Estos términos son los siguientes:

- **Amplitud de presión:** Son los límites máximos de presión con los cuales una bomba puede funcionar adecuadamente. Las unidades son Lb/plg².
- **Volumen:** Es la cantidad de fluido que una bomba puede entregar a la presión de operación. Las unidades son gal/min.
- **Amplitud de la velocidad:** Se constituyen en los límites máximo y mínimo en los cuales las condiciones a la entrada y soporte de la carga permitirán a la bomba funcionar satisfactoriamente. Las unidades son r.p.m.
- **Eficiencia mecánica:** Se puede determinar mediante la relación entre

el caballaje teórico a la entrada, necesario para un volumen específico en una presión específica y el caballaje real a la entrada necesario para el volumen específico a la presión específica.

- **Eficiencia volumétrica:** Se puede determinar mediante la relación entre el volumen teórico de salida a lb/plg² y el volumen real a cualquier presión asignada.
- **Eficiencia total:** Se puede determinar mediante el producto entre la eficiencia mecánica y la eficiencia volumétrica.

2.5.6 bombas de agua Según el principio de funcionamiento

La principal clasificación de las bombas se realiza atendiendo al principio de funcionamiento en el que se basan:

a) Bombas de desplazamientos positivos o volumétricos

En las que el principio de funcionamiento está basado en la hidrostática, de modo que el aumento de presión se realiza por el empuje de las paredes de las cámaras que varían su volumen. En este tipo de bombas, en cada ciclo el órgano propulsor genera de manera positiva un volumen dado o cilindrada, por lo que también se denominan:

b) Bombas Volumétricas

En caso de poder variar el volumen máximo de la cilindrada se habla de bombas de volumen variable. Si ese volumen no se puede variar, entonces se dice que la bomba es de volumen fijo. A su vez este tipo de bombas pueden subdividirse en:

c) Bombas de émbolo alternativo

En las que existe uno o varios compartimentos fijos, pero de volumen

variable, por la acción de un émbolo o de una membrana. En estas máquinas, el movimiento del fluido es discontinuo y los procesos de carga y descarga se realizan por válvulas que abren y cierran alternativamente. Algunos ejemplos de este tipo de bombas son la bomba alternativa de pistón, la bomba rotativa de pistones o la bomba con pistones de accionamiento axial.

d) Bombas volumétricas rotativas o roto estáticas

En las que una masa fluida es confinada en uno o varios compartimentos que se desplazan desde la zona de entrada (de baja presión) hasta la zona de salida (de alta presión) de la máquina. Algunos ejemplos de este tipo de máquinas son la bomba de paletas, la bomba de lóbulos, la bomba de engranajes, la bomba de tornillo o la bomba Peristáltica.

e) Bomba roto dinámica

En las que el principio de funcionamiento está basado en el intercambio de cantidad de movimiento entre la máquina y el fluido, aplicando la hidrodinámica. En este tipo de bombas hay uno o varios rodets con álabes que giran generando un campo de presiones en el fluido. En este tipo de máquinas el flujo del fluido es continuo. Estas turbo máquinas hidráulicas generadoras pueden subdividirse en:

f) Radiales o centrífugas

Cuando el movimiento del fluido sigue una trayectoria perpendicular al eje del rodete impulsor.

g) Axiales

Cuando el fluido pasa por los canales de los álabes siguiendo una

trayectoria contenida en un cilindro.

h) Diagonales o helico centrifugas

Cuando la trayectoria del fluido se realiza en otra dirección entre las anteriores, es decir, en un cono coaxial con el eje del rodete.

2.5.7 Según el tipo de accionamiento

a) Electrobombas

Genéricamente, son aquellas accionadas por un motor eléctrico, para distinguir las de las motobombas, habitualmente accionadas por motores de explosión

b) Bombas neumáticas

Que son bombas de desplazamiento positivo en las que la energía de entrada es neumático, normalmente a partir de aire comprimido.

c) Bombas de accionamiento hidráulico

Como la bomba de ariete o la noria.

d) Bombas manuales

Un tipo de bomba manual es la bomba de balancín.

2.6 TUBERÍAS A PRESIÓN

(Torres, 1983) Mencionan que la tubería a presión es un conducto cerrado entre una turbina, bomba o válvula y el primer espejo, aguas arriba de las maquinas o los mecanismos citados. El espejo de agua puede ser un pozo de oscilación, tanque o vaso de almacenamiento, rio o canal, con la única

condición de que el área de dicho espejo sea cuando menos la mitad del área de la tubería.

Las tuberías deben ser hidráulicamente tan eficientes como sea posible, con el objeto de conservar la carga disponible, y estructuralmente seguras, para prevenir fallas que puedan causar pérdidas de vida o bienes. Se pueden fabricar de una gran variedad de materiales; pero la resistencia y flexibilidad del acero hace del más conveniente para trabajar con la variación de presiones que provoca la operación de una turbina, bomba o válvula.

El diseño y la construcción de tuberías de gran diámetro, para trabajar a presión están regulados por códigos apropiados que establecen las reglas y prácticas que se deben seguir.

2.6.1 Localización de las tuberías

La localización de las tuberías la determinara el tipo de cortina, la obra de toma y la localización relativa de la presa y casa de máquinas, o presa y descarga, así como el método de desviación que se use durante la construcción de las obras.

Las tuberías embebidas y que forman parte del cuerpo de una cortina de concreto o instaladas como revestimiento de túneles se pueden diseñar para transmitir al concreto o roca que las rodea una parte del empuje radial debido a la presión hidrostática interna. Sin embargo, generalmente tales tuberías se diseñan para soportar la totalidad de la presión interna.

2.6.2 Cargas de diseño

Considerando la presión interna a la que trabajara la tubería corresponde a una carga con valor muy grande en comparación con el diámetro de la misma, la carga de diseño se estimara al centro de gravedad de la sección y será igual a la presión estática más la sobrepresión que provoque el golpe de ariete resultado de la operación de turbinas o válvulas.

Las cargas exteriores corresponderán a las condiciones de trabajo de las tuberías.

2.6.3 Diámetro económico

Un estudio económico aislado dará cierto diámetro para una tubería, pero el diámetro definitivo se debe obtener tomando en consideración aspectos económicos y de ingeniería.

En diseños preliminares se puede usar la expresión:

$$D = \sqrt[7]{\frac{6.6 * Q^3}{H_i}}$$

Deducida para cargas mayores de 100m o:

$$D = \sqrt[7]{0.066 * Q^3}$$

Para cargas menores de 100 m en donde:

D : diámetro económico en m.

Q : gasto máximo en picos en m³/seg.

H_t : Carga total=carga estática más sobrecarga por golpe de ariete en m.

También se puede usar con resultados conservadores, la expresión de la velocidad económica:

$$v = 0.125\sqrt{2gH}$$

En donde:

V : velocidad media del agua en m/seg

H : carga estática de la tubería.

Para evitar vibraciones inconvenientes y efectos de cavitación en codos conveniente limitar la velocidad del agua en las tuberías a valores del orden de 8 m/seg como máximo.

H.varlet. propone, como resultado de investigaciones en las velocidades de régimen en 474 tuberías forzadas, deducir la velocidad la velocidad a partir de las expresiones siguientes:

Para velocidad máxima:

$$D_1 = 0.40\sqrt{Q}$$

Y para velocidad mínima:

$$D_2 = 0.65\sqrt{Q} - 0.015Q$$

En donde:

D_1, D_2 : Diámetro en metros

Q : Gasto máximo m^3/s

2.6.4 Cálculo de pérdidas de carga en tuberías

La pérdida de carga que tiene lugar en una conducción representa la pérdida de energía de un flujo hidráulico a lo largo de la misma por efecto del rozamiento o fricción.

A continuación se resumen las principales fórmulas empíricas empleadas en el cálculo de la pérdida de carga que tiene lugar en tuberías:

- Darcy-Weisbach (1875)
- Hazen-Williams (1905)
- Scimemi (1925)
- Scobey (1931)
- Veronesse-Datei

a) Darcy-Weisbach (1875)

Con esta ecuación se pueden calcular las pérdidas de carga para cualquier fluido newtoniano, siempre y cuando se utilicen las viscosidades y densidades apropiadas. Esto constituye, la principal ventaja de esta fórmula, ya que las otras fórmulas estudiadas son empíricas y sólo pueden aplicarse bajo condiciones muy específicas.

Para determinar f se puede utilizar la ecuación de Colebrook – White, la cual relaciona f con el número de Reynolds, se resuelve por métodos iterativos.

El diagrama de Moody fue desarrollado a partir de la ecuación de Colebrook – White y constituye una solución gráfica para el coeficiente de fricción de Darcy – Weisbach.

$$h = f \left(\frac{L}{D} \right) * \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

En función del caudal la expresión queda de la siguiente forma

$$h = 0.0826 * f \left(\frac{Q^2}{D^5} \right) * L$$

En donde:

- h : pérdida de carga o de energía (m)
f : coeficiente de fricción (adimensional)
L : longitud de la tubería (m)
D : diámetro interno de la tubería (m)
v : velocidad media (m/s)
g : aceleración de la gravedad (m/s²)
Q : caudal (m³/s)

El coeficiente de fricción f es función del número de Reynolds (Re) y del coeficiente de rugosidad o rugosidad relativa de las paredes de la tubería (ϵ_r):

$$f = f(\text{Re}, \epsilon_r) \quad ; \quad \text{Re} = D \cdot v \cdot \rho / \mu \quad ; \quad \epsilon_r = \epsilon / D$$

- ρ : Densidad del agua (kg/m³).
 μ : Viscosidad cinemática del agua (N·s/m²).
 ϵ : Rugosidad absoluta de la tubería (m)
 ϵ_r : Rugosidad relativa (m)
D : Diámetro interior (m)

Para el cálculo de "f" existen múltiples ecuaciones, a continuación se exponen las más importantes para el cálculo de tuberías:

b) Blasius (1911)

Propone una expresión en la que "f" viene dado en función del Reynolds, válida para tubos lisos, en los que ϵ_r no afecta al flujo al tapar la subcapa laminar las irregularidades. Válida hasta $Re < 100000$:

$$f = 0.3164 * Re^{-0.25}$$

c) Prandtl-Von-Karman (1930)

Amplían el rango de validez de la fórmula de Blasius para tubos lisos:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right)$$

d) Nikuradse (1933)

Propone una ecuación válida para tuberías rugosas:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left(\frac{\epsilon}{3.71D} \right)$$

e) Colebrook-White (1939)

Agrupan las dos expresiones anteriores en una sola, que es además válida para todo tipo de flujos y rugosidades. Es la más exacta y universal, pero el problema radica en su complejidad y en que requiere de iteraciones:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[\left(\frac{\epsilon}{3.71D} \right) + \left(\frac{2.51}{Re \sqrt{f}} \right) \right]$$

f) Moody (1944)

Consiguió representar la expresión de Colebrook-White en un ábaco de fácil manejo para calcular "f" en función del número de Reynolds (Re) y actuando la rugosidad relativa (ϵ_r) como parámetro diferenciador de las curvas:

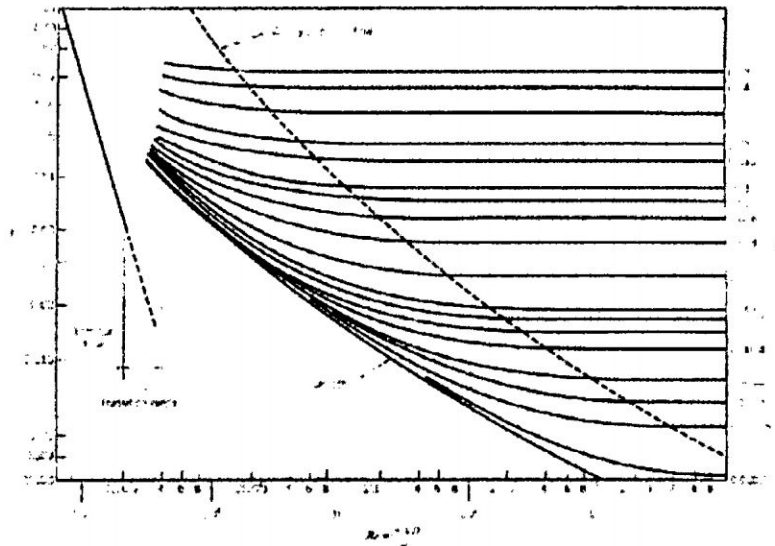


Grafico N°6 Diagrama de Moody

g) Hazen-Williams (1905)

El método de Hazen-Williams es válido solamente para el agua que fluye en las temperaturas ordinarias (5°C-25°C). La fórmula es sencilla y su cálculo es simple debido a que el coeficiente de rugosidad "C" no es función de la velocidad ni del diámetro de la tubería. Es útil en el cálculo de pérdidas de carga en tuberías para redes de distribución de diversos materiales, especialmente de fundición y acero:

$$h = 10.674 \cdot \left[\frac{Q^{1.852}}{(C^{1.852} * D^{4.871})} \right] * L$$

En donde:

- h : pérdida de carga o de energía (m)
- Q : caudal (m³/s)
- C : coeficiente de rugosidad (adimensional)
- D : diámetro interno de la tubería (m)
- L : tubería (m)

En la siguiente tabla se muestran los valores del coeficiente de rugosidad de Hazen- Williams para diferentes materiales:

Cuadro N° 1 Coeficientes de rugosidad

Material	C	Material	C
Asbesto cemento	140	Hierro galvanizado	120
Latón	130-140	Vidrio	140
Ladrillo de saneamiento	100	Plomo	130-140
Hierro fundido, nuevo	130	Plástico (PE, PVC)	140-150
Hierro fundido, 10 años de edad	107-113	Tubería lisa nueva	140
Hierro fundido, 20 años de edad	89-100	Acero nuevo	140-150
Hierro fundido, 30 años de edad	75-90	Acero	130
Hierro fundido, 40 años de edad	64-83	Acero rolado	110
Concreto	120-140	Lata	130
Cobre	130-140	Madera	120
Hierro dúctil	120	Hormigón	120-140

h) Scimemi (1925)

Se emplea para tuberías de fibrocemento. La fórmula es la siguiente

$$h = 9.84 * 10^{-4} \left(\frac{Q^{1.786}}{D^{4.786}} \right) * L$$

En donde:

- H : pérdida de carga o energía (m)
- Q : caudal (m³/s)
- D : diámetro interno de la tubería (m)
- L : longitud de la tubería (m)

i) Scobey (1931)

Se emplea fundamentalmente en tuberías de aluminio en flujos en la zona de transición a régimen turbulento. En el cálculo de tuberías en riegos por aspersión hay que tener en cuenta que la fórmula incluye también las

pérdidas accidentales o singulares que se producen por acoples y derivaciones propias de los ramales, es decir, proporciona las pérdidas de carga totales. La ecuación es la siguiente:

$$h = 4.098 * 10^{-3} * K \left(\frac{Q^{1.9}}{D^{1.1}} \right) * L$$

En donde:

- h : pérdida descarga o de energía (m)
- K : coeficiente de rugosidad de Scobey (adimensional)
- Q : caudal (m³/s)
- D : diámetro interno de la tubería (m)
- L : longitud dela tubería (m)

Cuadro N° 2 Valores que toma el coeficiente de rugosidad "K" para distintos materiales:

Material	K	Material	K
Acero galvanizado con acoples	0,42	Acero nuevo	0,36
Aluminio	0,40	Fibrocemento y plásticos	0,32

j) Veronesse - Datei

Se emplea para tuberías de PVC y para $10^4 < Re < 10^6$.

$$h = 9.2 * 10^{-4} \left(\frac{Q^{1.8}}{D^{4.8}} \right) * L$$

En donde:

- H : pérdida de carga o energía (m)
- Q : caudal (m³/s)
- D : diámetro interno de la tubería (m)
- L : longitud dela tubería (m)

2.6.5 Pérdida de carga en singularidades

Además de las pérdidas de carga por rozamiento, se producen otro tipo de pérdidas que se originan en puntos singulares de las tuberías (cambios de dirección, codos, juntas, etc.) que se deben a fenómenos de turbulencia. La suma de estas pérdidas de carga accidentales o localizadas más las pérdidas por rozamiento dan las pérdidas de carga totales.

Salvo casos excepcionales, las pérdidas de carga localizadas sólo se pueden determinar de forma experimental, y puesto que son debidas a una disipación de Energía motivada por las turbulencias, pueden expresarse en función de la altura cinética corregida mediante un coeficiente empírico (K):

$$h = K \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

En donde:

H : pérdida de carga o de energía (m)

K : coeficiente empírico (adimensional)

V : velocidad media del flujo (m/s)

G : aceleración de la gravedad (m/s²)

El coeficiente "K" depende del tipo de singularidad y de la velocidad media en el interior de la tubería. En la siguiente tabla se resumen los valores aproximados de "K" para cálculos rápidos:

Cuadro N° 3 valores del coeficiente k en pérdidas singulares

Accidente	K	L/D
Válvula esférica (totalmente abierta)	10	350
Válvula en ángulo recto (totalmente abierta)	5	175
Válvula de seguridad (totalmente abierta)	2,5	-
Válvula de retención (totalmente abierta)	2	135
Válvula de compuerta (totalmente abierta)	0,2	13
Válvula de compuerta (abierta 3/4)	1,15	35
Válvula de compuerta (abierta 1/2)	5,6	160
Válvula de compuerta (abierta 1/4)	24	900
Válvula de mariposa (totalmente abierta)	-	40
T por salida lateral	1,80	67
Codo a 90° de radio corto (con bridas)	0,90	32
Codo a 90° de radio normal (con bridas)	0,75	27

2.7 APOYOS EN LAS TUBERÍAS

(Torres, 1983) La tendencia moderna en el diseño requiere que las tuberías localizadas dentro de túneles, sobre el terreno o cruzando depresiones o barrancos sean auto soportables, esto es posible en la mayoría de los casos sin incrementar el espesor de las placas, excepto pequeñas longitudes adyacentes a los apoyos, en claros muy grandes. Para que la tubería funcione satisfactoriamente como una viga se deben limitar las deformaciones de la placa en el apoyo mediante el uso de anillos de rigidez.

Una tubería larga, con gran número de apoyos, trabaja como una viga continua, excepto en los claros con junta de expansión, donde se pierde la continuidad.

Los anillos de rigidez impiden grandes deformaciones de las placas de la tubería en los apoyos, por lo tanto, los esfuerzos se pueden analizar por la

teoría elástica de cascarones cilíndricos delgados. En estas condiciones, la tubería estará sometida a esfuerzos directos de viga y esfuerzos circunferenciales, siendo transmitidas las cargas a los anillos atesadores por cizalleo.

Debido a la restricción impuesta por un anillo de rigidez o por un dado de anclaje. Aun cuando estos son esfuerzos locales e la tubería, los cuales decrecen rápidamente con la distancia al anillo o anclaje, se deben agregar a los otros esfuerzos longitudinales.

En una tubería con deformaciones totalmente restringidas el máximo esfuerzo secundario por flexión será:

$$fs_1 = 1.82 \frac{pr}{e}$$

En donde:

p : Presión interna

r : Radio del tubo

e : Espesor de la placa

Este esfuerzo secundario por flexión decrece con cualquier disminución en la restricción.

Si usando la expresión $fs_1 = 1.82 \frac{pr}{e}$, se obtienen esfuerzos longitudinales excesivos, sera necesario incrementar el espesor de la tubería a cada lado del anillo de rigidez o dado de anclaje, una longitud mínima dada por:

$$l = \frac{3}{q}$$

Con:

$$q = \frac{1.285}{\sqrt{re}}$$

En donde:

l :Longitud de tubería cuyo espesor hay que aumentar

r :Radio de la tubería

e :Espesor de la tubería

A la distancia "l" del anillo de rigidez la magnitud del esfuerzo secundario de flexión se hace despreciable. Los esfuerzos secundarios de flexión cerca de las caras de los machones de concreto se pueden reducir forrando la tubería en estos puntos con placas de asbesto o corcho, antes del colado del concreto.

Las tuberías diseñadas de acuerdo con los principios precedentes pueden tener claros muy grandes, sin anillos de rigidez intermedios.

La longitud del claro que se elija para cada caso en particular por lo general es un problema de economía.

Una tubería se puede diseñar para resistir con seguridad los esfuerzos de flexión y cortantes que actúan en sección plana del tubo por diversos métodos, los que pueden ser los siguientes:

- a) Dándole suficiente rigidez a la placa, por la misma.
- b) Envolviendo en continua parte de la periferia del tubo.
- c) Por medio de apoyos individuales en forma de silletas.

- d) Por medio de anillos de rigidez, los cuales transmiten las cargas a columnas de concreto y a la cimentación.

2.7.1 Fuerzas en los bloques de anclaje.

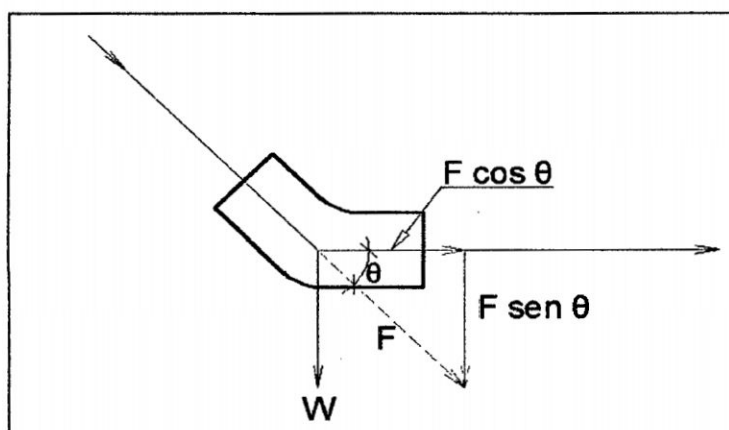


Grafico N° 7 Descomposición de fuerzas

- a) Fuerza hidrostática actuando a lo largo del eje de la tubería, en cada lado del codo $= \gamma AH$.
- b) Fuerza dinámica actuando hacia afuera del codo $= \frac{q\gamma v}{g}$
- c) Fuerza debida al peso propio de la tubería desde el dado hasta la junta de expansión próxima, aguas arriba, tendiendo a deslizar hacia abajo, sobre los apoyos $= p \operatorname{sen} x$
- d) Fuerza debida al peso propio de la tubería desde el dado hasta la junta de expansión próxima, aguas abajo, tendiendo a deslizar hacia abajo, sobre los apoyos $= p' \operatorname{sen} y$.
- e) Fuerzas de fricción de la tubería sobre los apoyos debida a la expansión o contracción aguas arriba del dado $= f \cos x \left(p + w - \frac{p}{2} \right)$.
- f) Fuerzas de fricción de la tubería sobre los apoyos debida a la expansión

o contracción aguas abajo del dado $= f \cos y \left(p' + w - \frac{p'}{2} \right)$.

g) Fuerza de fricción en la junta de expansión de aguas arriba = $f' \pi(D+2e)$.

h) Fuerza de fricción en la junta de expansión de aguas abajo = $f' \pi(D+2e)$.

i) Presión hidrostática en el extremo expuesto de la tubería, en la junta de expansión de aguas arriba = $\gamma a H$.

j) Presión hidrostática en el extremo expuesto de la tubería, en la junta de expansión de aguas abajo = $\gamma a' H$.

k) Fuerza longitudinal debida a contracción arriba del dado = $H(A' - A)\gamma$.

l) Fuerza longitudinal debida a contracción abajo del dado = $H(A' - A'')\gamma$.

Donde:

f = coeficiente de fricción de la tubería en los apoyos

f' = fuerza de fricción de la junta de expansión, por metro lineal de circunferencia = aprox. 750 kg.

γ = peso volumétrico del agua por $m^3 = 1000 \text{Kg}$

2.8 RESERVORIO

Se llama reservorio a una estructura con capacidad destinada a contener un líquido, generalmente agua.

2.8.1 Exigencias técnicas mínimas

Un buen reservorio debe satisfacer diferentes exigencias, entre los cuales podemos mencionar:

a) Resistencia

Porque tiene que equilibrar los esfuerzos a que está sometido.

Impermeabilidad: porque el líquido contenido lo estará a prueba de fugas.

Si hay grietas será solo en condiciones limitadas.

b) Durabilidad

Porque el concreto deberá de conservar sus propiedades en cualquier caso. Este problema es de índole menor tratándose del contenido del agua.

Por otra parte el concreto o su impermeabilizante no deben influir en el líquido.

c) Efectos a considerar

Estos son de diferente naturaleza pero no ofrecen mayores complicaciones según las técnicas actuales:

- peso propio del reservorio y anexos
- peso del líquido contenido
- cargas de explotación (escaleras, plataformas, de observación)
- variaciones de temperatura
- influencia de la contracción de concreto
- acción de las cargas permanentes en el refuerzo
- efectos del clima, nieve y/o vientos
- influencia de los sismos.

Se debe de indicar que el reglamento obliga a estudiar todos estos aspectos y además existen coeficientes de castigo a los esfuerzos de trabajo, principalmente para el acero.

2.9 PRINCIPALES ASPECTOS CONSTRUCTIVOS A TOMAR EN CUENTA EN RESERVORIOS DE C°A°

2.9.1 Revestimiento para aislamiento e impermeabilidad

Las condiciones de clima, naturaleza del líquido, la necesidad de evitar fugas y el aspecto que se busca, imponen limitaciones que afectan el revestimiento interno y externo de la cuba y el fuste. Para poder efectuar una adecuada descripción podemos separarlo en 2 partes, de acuerdo a la función que se desee asegurar:

2.9.2 Revestimientos exteriores

Después de definir el aspecto y la estética que se desea, puede requerirse una protección térmica contra influencias externas.

Para la mayor parte de contenidos no son necesarios, siendo suficiente un buen acabado de concreto expuesto para los siguientes casos. Cubas para aguas servidas, piscinas, cubas para bebidas alimenticias, cubas de alquitrán, etc.

En el caso de aislamiento térmico puede interesar para el siguiente caso:

a) Agua potable

En el caso de reservorios grandes, la inercia térmica de la masa de agua, como de la masa del concreto son tales que las variaciones de temperatura del agua son mínimas en toda estación. Como medida de precaución y

siempre que se trate de temperaturas extremas de calor o frío, será mejor proveer algún aislamiento térmico según el sector que se desea proteger:

- **Pared**

Existen varios métodos:

- Lamina de aire entre 2 paredes de C°A°.
- Pared exterior de ladrillo pandereta en contacto con C°A°.
- Pared de ladrillo solido con lamina de aire
- Utilización de un material “sándwich” como tecnoport en planchas o bolitas
- En el caso de láminas de agua se debe proveer puntos de escape para fugas de agua.

- **Cobertura**

El método más conocido es una capa de tierra de 20 a 40 cm; otros métodos comprenden ladrillo tipo pandereta y protección contra las lluvias.

- **Fondo**

Por ser un sector de poca superficie que trabajara a la sombra no ofrece gran complicación. Por añadidura, en el Perú carecemos de temperaturas extremas, salvo la posibilidad de reservorios apoyados en poblados de la sierra donde hay peligro de congelación del suelo; aun así lo más probable es que el volumen sea de poca importancia; simplificándose los riesgos.

2.9.3 Revestimientos interiores

Cubren necesariamente los requisitos de impermeabilización y tratándose de otros líquidos, protegen al concreto de cualquier posible acción nociva.

Estudiaremos la función en razón del líquido almacenado:

a) Agua potable

El agua potable, propia para consumo humano, no ataca al concreto porque es alcalina, por lo tanto solo interesa su impermeabilidad que se puede conseguir de 3 maneras:

- Por dosificación

Para ello se requiere que los agregados tengan una granulometría perfecta, para lograr un concreto de mucha compacidad donde todos los espacios sean llenados por el mortero.

Los procedimientos de curado serán extremadamente cuidadosos. Si se pudiera vaciar al fondo después de estar hecha la cobertura, ello sería de gran utilidad al igual que llenar con agua la cuba, tan pronto se haya conseguido la resistencia necesaria.

- Con mortero de cemento

Se recomienda un espesor de 1.5-2.5 cm, siendo probable el requisito de picar superficialmente el concreto para luego aplicar el mortero que será de calidad muy rica en cemento.

- Con mortero con hidrófugos y plastificante

Existen productos de esta clase en el mercado respondiendo a varias marcas y necesidades.

b) Aguas servidas

En estos casos puede requerirse protección contra los compuestos que muchas veces se generan por desechos industriales, especialmente si son calientes. La impermeabilidad se asegura con los mismos métodos que para el agua, añadiendo pinturas especiales en calados o materiales embreados que se suministran en rollos. Si fuera necesario se tomaran otras medidas de precaución.

2.9.4 Juntas

Desde que se utiliza concreto, esto significa que necesariamente tiene que haber juntas entre las diversas partes de la estructura.

a) Las juntas de construcción

Deben reducirse al mínimo necesario y siempre deben dejarse en el lugar señalado por las especificaciones de diseño. Según lo indica el reglamento, estas juntas deben permanecer abiertas durante un lapso de tiempo prudencial, para permitir el libre juego de las deformaciones que se puedan producir por variaciones de temperatura iniciales, sollicitaciones elásticas y todavía por asentamientos en la cimentación.

b) Las juntas de dilatación

Permiten al concreto dilatarse y contraerse libremente sin perjudicar la impermeabilidad. Actualmente se hacen a una distancia de aproximadamente 50 m, pero en el caso de reservorios apoyados con columnas interiores que se asientan en un suelo deformable, será conveniente disponer de zapatas aisladas rodeadas de una junta asfáltica reforzada para impermeabilidad con una lámina de wáter stop.

CAPITULO III

MATERIALES Y METODOS

3.1 DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

3.1.1 Antecedentes

Existe un proyecto a nivel de perfil técnico denominado; "REFORESTACIÓN CON TARA DE LAS LADERAS DE HUICHCCANA Y UMA ORCCO, MEDIANTE EL USO DE AGUAS SERVIDAS, DISTRITO DE JESÚS NAZARENO, PROVINCIA DE HUAMANGA - AYACUCHO" fue aprobada por la Oficina de Programación e Inversiones del Gobierno Regional Ayacucho, el 01 de diciembre del 2009; código SNIP es el N° 114225.

El ámbito de influencia del proyecto se encuentra en el distrito de Jesús Nazareno, el cual está conformado por las comunidades de: Huichccana, Totorá, Santo Domingo y San Miguel de Ayacucho. Los cuales poseen terrenos comunales con aptitud forestal en un área de 250 Has.

Las Comunidades beneficiarias del presente proyecto, poseen áreas agrícolas, que por su condición fisiográfica presenta zonas con déficit de cubierta vegetal, lo cual origina constantes pérdidas de erosión y deslizamiento de suelos; zonas que no son explotados por falta de Infraestructura de Riego.

El proyecto estima instalar 250 hectáreas de plantaciones forestales en macizo. Los beneficiarios mediante sus autoridades ponen a disposición del proyecto, los terrenos donde se establecerá los plantones forestales; de igual manera para instalar los viveros volantes.

Actualmente existen pequeñas parcelas reforestados con tara, cultivados de manera artesanal, teniendo buena adaptabilidad soportando sequias propias de nuestro medio el cual es un indicador de que el suelo y el clima son favorables para estos cultivos y se podría mejorar con la dotación de agua a estos cultivos.

“DISEÑO DE UN SISTEMA DE BOMBEO PARA EL APROVECHAMIENTO DE AGUAS SERVIDAS TRATADAS CON FINES DE RIEGO, CULTIVO DE TARA (*Caesalpinia spinosa*). AYACUCHO – 2760 msnm.”

3.1.2 Ubicación política

Lugar : Huichccana, Totorá, Santo Domingo y San Miguel de Ayacucho

Distrito : Jesús Nazareno

Provincia : Huamanga

Departamento : Ayacucho

3.1.3 Ubicación Geográfica

Altitud : 2687 – 2740 msnm.

Latitud : 13° 07' 48" de Latitud Sur

Longitud : 74° 13' 12'45" Longitud Oeste.

Coordenadas : UTM: 18LWL8559647990

3.1.4 Límites y/o linderos

El distrito de Jesús Nazareno limita con los siguientes distritos que se detalla a continuación:

- Por el Norte, con el distrito de Pacaycasa de la provincia de Huamanga.
- Por el Sur, con el distrito de Ayacucho de la provincia de Huamanga.
- Por el Este, con los distritos de Ayacucho y Tambillo de la provincia de Huamanga
- Por el Oeste, con el distrito de Ayacucho de la provincia de Huamanga.

3.1.5 Ubicación hidrográfica

Se encuentra ubicada en la micro cuenca del río Alameda, sub cuenca río Pongora, cuenca Río Cachi.

3.1.6 El espacio

La mayor parte del territorio es árido, sin embargo cuenta con terrenos ondulados propicio para el cultivo de tara con una extensión cultivable de 250 Ha.

3.1.7 Parámetros climáticos

El clima en la zona del proyecto es seco y frío con dos períodos bien diferenciados; una época con sol intenso donde la temperatura media anual 20 °C y una temperatura mínima media Anual 15 °C y la precipitación promedio anual de 750 -.820 mm/año, siendo el período de lluvia de Noviembre - Abril y a una altura de 2760 msnm. Por los resultados obtenidos de la estación meteorológica, se deduce un microclima templado a cálido caracterizado por la presencia de plantas xerofíticas y suelos áridos; ecológicamente está localizada dentro de la zona de vida Estepa Espinosa Montano Bajo Sub Tropical.

3.1.8 Recursos disponibles

- Aguas servidas tratadas de la planta de tratamiento de totora.
- Cuenta con servicio de fluido eléctrico cerca al proyecto de interés.

3.1.9 Vías de acceso

El distrito de Jesús Nazareno, se articula con la capital de la República, mediante una vía de carretera asfaltada: Lima – San Clemente – Ayacucho de 575 Kms, tiempo de viaje en Bus es de 10 horas y vehículos ligeros 08 horas. La zona del proyecto se encuentra a 3.0 Kms, de la ciudad de Ayacucho, por la carretera Ayacucho – Huanta tiempo 10 minutos.

3.1.10 Fisiografía

Presenta una topografía irregular con pendientes desde (5%-35%). Y en las partes más altas presentan zonas escarpadas donde la lluvia y el viento

causan serios daños de erosión lo cual contribuye con el empobrecimiento del suelo. .

3.2 EQUIPOS Y MATERIALES

- Estación total
- Nivel de ingeniero
- GPS
- prismas
- wincha
- trípodes.
- Carta nacional.
- calculadoras.
- Libreta de campo.
- Cámara digital.

3.2.1 Materiales de escritorio

- 01 Computadora.
- Papelería.
- 01 Plotter HP DesingJet 800 (impresión de planos)
- 01 Impresora Hp

3.3 METODOLOGÍA

El método seguido en el presente trabajo de campo y gabinete, las etapas de este método son las siguientes.

3.4 FASE DE CAMPO

- **Reconocimiento de terreno**, se realizó con la finalidad de ubicar y determinar las zonas de los cultivos a recomendar, ubicando posibles calicatas, fuentes de agua, ubicación de los reservorios, bombas, posibles trazos de tuberías, vías de acceso, y el método de levantamiento topográfico a realizar.
- **Levantamiento topográfico**, se realizó con el método de radiación, estableciendo BMs con estacas de fierro a cada 500 metros, llevando un control planimétrico y altimétrico desde la fuente de agua hasta la zona de ubicación del reservorio nocturno.

3.5 FASE DE GABINETE

- **Estudio topográfico**

Se procedió a exportar los datos de la estación total a la computadora para obtener las coordenadas, con esto interpolar los puntos para el trazo de las curvas de nivel, luego dibujar los planos con ayuda del software, y con los datos de la libreta topográfica se realizó los cálculos altimétricos con una serie de fórmulas matemáticas; con ello se procedió al dibujo el plano topográfico a una escala de 1/1000, en el cual se determinó el tamaño el perfil longitudinal.

3.6 DEMANDA DE AGUA

La tara es un arbusto de mediano tamaño, que tienen la propiedad de soportar grandes espacios de tiempo sin agua; pero para el caso de apuntar a una buena producción y en condiciones de producción alta, existen

trabajos de investigación las que aseguran una necesidad de agua en las siguientes proporciones:

Edad en años	Volumen de agua en litros por planta cada 15 días
1	15
2	20
3	30
8	40

Fuente IDECI 2012.

De acuerdo al tipo de suelo tenemos:

Suelo franco arcilloso

Edad en años	Volumen de agua en litros por planta cada 15 días
1	12
2	15
3	24
8	30

Fuente IDECI 2012.

Suelo Franco

Edad en años	Volumen de agua en litros por planta cada 15 días
1	15
2	20
3	30
8	40

Fuente IDECI 2012.

Suelo Franco arenoso

Edad en años	Volumen de agua en litros por planta cada 15 días
1	18
2	23
3	36
8	46

Fuente IDECI 2012.

3.7 SISTEMA DE BOMBEO

3.7.1 Condiciones de operación de una bomba

Caudal

Altura dinámica total

Condiciones de succión

Altitud

Accionamiento

3.7.2 Datos requeridos para la selección de bomba

Característica de la Bomba

Características del líquido

Condiciones de operación

Accionamiento

Material requerido

Base común

Posición de instalación

3.7.3 Curva motriz de la bomba

Es aquella que relaciona el caudal con la altura manométrica, a una determinada velocidad de giro (Q-Hm). Esta puede ajustarse a una ecuación de uno de los dos tipos siguientes:

$$H = C - DQ^2$$

$$H = C + DQ - EQ^2$$

Correspondiente a parábolas, en el primer caso de pendiente negativa en todo su dominio, mientras que la segunda presenta un máximo relativo para un valor de caudal no nulo.

Para que el funcionamiento de la bomba sea estable, esta debe encontrarse en el tramo descendente de la curva, es decir:

$$\frac{dH}{dQ} < 0$$

Los fabricantes intentan que las gráficas suministradas, contengan la máxima información posible. Para el presente trabajo mostramos la bomba de eje horizontal con 04 curvas motrices correspondiente a cuatro diámetros de rodete de 175, 190, 210 y 224 mm, que pueden acoplarse en un mismo cuerpo; todos ellos referidos a una velocidad nominal de giro. En este caso $n=1745$ RPM.

Sea un conjunto de "n" pares de valores $(H_i - Q_i)$, para una bomba determinada a una velocidad "n" de giro dado. Con el método de los mínimos cuadrados se pretende obtener los valores de los coeficientes C y D, de tal forma que la suma S, dada por la ecuación:

$$S = \sum_{i=1}^k [H_i - (C + DQ_i^2)]^2$$

Sea mínima.

Esto da lugar a un sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas siendo estos coeficientes C y D de la ecuación de ajuste:

$$\sum H_i = nC + D \sum Q^2$$

$$\sum H_i Q_i^2 = C \sum Q_i^2 + D \sum Q^4$$

Resolviendo el sistema y despejando los coeficientes C y D, se obtiene:

$$D = \frac{n \sum H_i Q_i^2 - \sum H_i \sum Q_i^2}{n \sum Q_i^4 - (\sum Q_i^2)^2}$$

$$C = \frac{\sum H_i \sum Q_i^2 - \sum H_i Q_i^2 \sum Q_i^2}{n \sum Q_i^2 - (\sum Q_i^2)^2}$$

De acuerdo a estas ecuaciones, procedemos a obtener los valores siguientes, para el cálculo de los coeficientes mencionados:

H	Q	Q ²	H.Q ²	Q ⁴
103	30	900	92700	810000
102	35	1225	124950	1500625
98	40	1600	156800	2560000
95	45	2025	192375	4100625
90	50	2500	225000	6250000
85	55	3025	257125	9150625
78	60	3600	280800	12960000
70	65	4225	295750	17850625
60	70	4900	294000	24010000

De donde obtenemos:

$$C = -0.0107$$

$$D = 115.4176$$

$$H = 115.4176 - 0.0107Q^2$$

De la misma manera realizamos los cálculos para la eficiencia

$$n = EQ + FQ^2$$

$$E = \frac{\sum n_i Q_i - F \sum Q_i^3}{\sum Q_i^2}$$

$$F = \frac{\sum niQi^2 \sum Qi^2 - \sum niQi \sum Qi^3}{\sum Qi^4 \sum Qi^2 - (\sum Qi^3)^2}$$

n	Q	Q ²	n.Q	n.Q ²	Q ⁴	Q ³	Q ⁴
76.0	30	900	2280	68400	810000	27000	810000
80.0	35	1225	2800	98000	1500625	42875	1500625
82.5	40	1600	3300	132000	2560000	64000	2560000
82.5	45	2025	3712.5	167062.5	4100625	91125	4100625
82.5	50	2500	4125	206250	6250000	125000	6250000
80.0	55	3025	4400	242000	9150625	166375	9150625
76.0	60	3600	4560	273600	12960000	216000	12960000
70.0	65	4225	4550	295750	17850625	274625	17850625
60.0	70	4900	4200	294000	24010000	343000	24010000

De donde:

$$E = -0.0403$$

$$F = 3.6836$$

Estas dos ecuaciones nos permiten obtener una intersección de curvas, por un lado la curva altura-caudal y la otra eficiencia-caudal.

Eficiencia	Q	H
n	lps	m
0.000	0	115.4176
17.418	5	115.1501
32.836	10	114.3476
46.254	15	113.0101
57.672	20	111.1376
67.090	25	108.7301
74.508	30	105.7876
79.926	35	102.3101
83.344	40	98.2976
84.762	45	93.7501
84.180	50	88.6676
81.598	55	83.0501
77.016	60	76.8976
70.434	65	70.2101
61.852	70	62.9876
51.270	75	55.2301
38.688	80	46.9376
24.106	85	38.1101
7.524	90	28.7476

Fuente: Elaboración propia

Con estos datos obtenemos el grafico que se muestra.

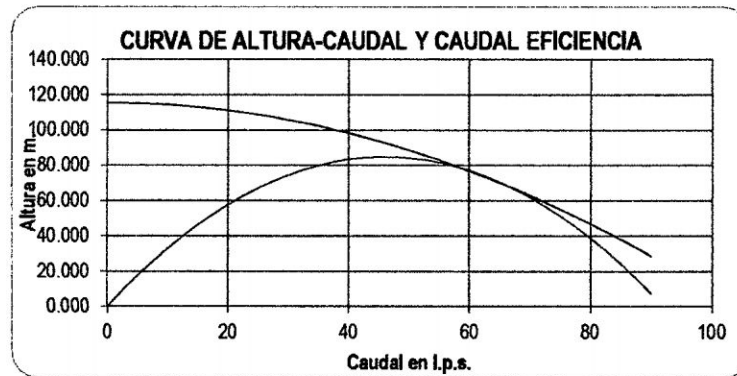


Gráfico N° 8 Curva de altura caudal y caudal eficiencia

Observamos que el caudal de 65 litros por segundo puede ser bombeado una altura de 76 metros con una eficiencia de un 77%. Esto corresponde a una bomba centrífuga; tipo 65-200 con $n=3540$ RPM con una operación a 60 Hz, de acuerdo a Norma ISO 9906:1999 grado 2. Según Hidrostal, en soluciones con tecnología 2012, página 43.

3.7.4 Metodología de diseño

Para realizar el diseño propuesto, fue necesario seguir las siguientes etapas:

3.7.5 Área de riego

La zona a regar corresponde a una superficie total de 250 Ha, destinadas al cultivo de tara con sistema de riego, Se estimó el requerimiento hídrico para los meses de máxima demanda, de donde se obtendrá el caudal necesario para abastecer la totalidad de la superficie.

3.7.6 Determinación del diámetro óptimo

El diámetro de la tubería de conducción se determinara por medio

de un estudio económico, considerando en conjunto la planta elevadora y la impulsión, utilizando para ello fórmulas de hidráulica de tuberías.

Una vez conocido el diámetro de la tubería de conducción, junto con la información obtenida del levantamiento topográfico, es posible realizar el cálculo de energía del sistema.

3.7.7 Requerimientos de energía (H)

La energía mecánica necesaria para elevar un caudal está dada por las siguientes variantes y parámetros:

- La altura estática (H_g).
- Las pérdidas de carga por fricción del fluido con la tubería (H_f).
- Las pérdidas por singularidades o accesorios (H_S).
- Los requerimientos de presión del sistema (P).
- La altura de velocidad o energía cinética en el interior de la tubería (H_C).

3.7.8 Altura estática

La altura estática o diferencia de nivel entre la toma y la entrega del agua, se obtiene de la información del levantamiento topográfico.

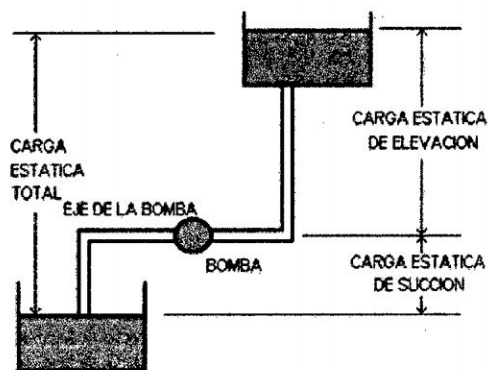


Grafico N°9 Esquema de cargas estáticas en un sistema de bomba.

3.7.9 Pérdidas de carga por fricción (h)

Pérdida por fricción, se refiere a la pérdida de energía producto de la resistencia que la cañería opone al paso del agua. Se determina según Darcy- Weisbach

$$h = f \left(\frac{L}{D} \right) * \left(\frac{V^2}{2g} \right)$$

En función del caudal la expresión queda de la siguiente forma

$$h = 0.0826 * f \left(\frac{Q^2}{D^5} \right) * L$$

En donde:

- h : pérdida de carga o de energía (m)
- f : coeficiente de fricción (adimensional)
- L : longitud de la tubería (m)
- D : diámetro interno de la tubería (m)
- v : velocidad media (m/s)
- g : aceleración de la gravedad (m/s²)
- Q : caudal (m³/s)

3.7.10 Pérdida de carga por accesorios (H_s)

Las pérdidas de carga por singularidades, se producen por la existencia de accesorios, tales como válvulas, codos, tees, manómetros, etc., en el trazado de un sistema a presión. Para su estimación se utiliza la siguiente expresión. (Azevedo, 1998)

$$H_s = \sum \frac{K \times V^2}{2g}$$

Dónde:

- H_m : Pérdida de carga por accesorios (m)
- k : Coeficiente de pérdida de carga por singularidad
(adimensional)
(Tabla 2A)
- V : Velocidad de circulación del fluido (m/s)
- g : Aceleración de gravedad (9,81 m/s²)

3.7.11 Requerimientos de presión (P)

Es la presión manométrica mínima que requiere un determinado sistema para su funcionamiento, se expresa en metros de columna de agua (m.c.a.); en el caso que la bomba descargue libremente hacia a la atmósfera, su valor es cero.

3.7.12 Altura de velocidad o Energía cinética (H_c)

Corresponde a la energía cinética del agua al interior de la tubería, se expresa en m.c.a. Con el propósito de obtener el nivel energético de diseño, esta se suma a los requerimientos de presión del sistema.

$$H_c = \frac{V^2}{2g}$$

Dónde:

- H_c : Altura velocidad o Energía cinética (m)
- V : Velocidad de circulación del fluido (m/s)
- g : Aceleración de gravedad (9,81 m/s²)

3.7.13 Aspiración

Las bombas pueden estar bajo o sobre el nivel del fluido que será transportado.

En este último caso, existe el fenómeno aspiración, donde el máximo teórico para el agua es de 10,33 m. a nivel del mar.

En la práctica, ésta es menor debido a factores como: altura con respecto al nivel del mar, tensión de vapor de agua, altura neta de succión requerida (NPSHr), pérdidas por fricción y singularidades en la tubería de aspiración.

Es necesario aclarar, que la carga neta de succión requerida (NPSHr) es una característica de la bomba; en cambio la carga neta de succión disponible (NPSHd) depende del sistema hidráulico dentro del cual funcionará la bomba.

(León, 1973)

$$NPSH_d = H_{atm} - H_f - H_s - P_v - \Delta H_s$$

Dónde:

- H_{atm} : Altura de presión atmosférica (m.c.a.), (Tabla 3A)
- H_f : Pérdida de carga por fricción en la succión (m.c.a.)
- H_s : Pérdida de carga por singularidades en la succión (m.c.a.)
- P_v : Presión de vapor de agua (m.c.a.), (Tabla 4A)
- ΔH_s : Diferencia de nivel entre el espejo de agua en la succión y el eje de la bomba (m.c.a.)

Si la carga neta de succión disponible (NPSHd) es mayor que la carga neta de succión requerida (NPSHr), no existe cavitación. (Jara, Valenzuela y Crisóstomo, 1998)

Una vez determinados los requerimientos energía del sistema y el caudal de diseño, se puede determinar la potencia necesaria del equipo de bombeo.

3.7.14 Calculo de potencia de referencia

(Crisóstomo, 1998) Menciona que la potencia en el eje de la bomba considerando su eficiencia, es aquella que corresponde cuando ésta trabaja para elevar un determinado caudal, comunicando una cierta presión al fluido para vencer la carga manométrica.

De este modo, la expresión para calcular la potencia de referencia de la bomba es:

$$HP = \frac{Q \times H \times \gamma}{75 \times \eta}$$

Dónde:

- γ : Peso específico del agua
- HP : Potencia consumida por la bomba (HP)
- Q : Caudal elevado (l/s)
- H : Carga total o dinámica (m)
- η : Eficiencia de la bomba, $0 < \eta < 1$

3.7.15 Número de bombas

De acuerdo a los requerimientos de presión y caudal de la planta de bombeo, se pueden considerar una o más bombas, las que pueden ser conectadas de dos formas: en serie, donde se puede lograr una mayor altura de elevación, manteniendo constante el caudal; o en paralelo, sistema de instalación que logra aumentar el caudal manteniendo una misma altura manométrica (Crisóstomo, 1998).

3.7.16 Golpe de ariete

El golpe de ariete es el aumento de la presión de un fluido que se produce dentro de una tubería cuando se detiene el flujo en forma repentina, tal como ocurre al cerrar una válvula y/o cortes súbitos de energía.

En este proceso, la energía cinética se transforma en trabajo elástico (de la cañería y el fluido) y en una serie de ondas de presiones que viajan de ida y vuelta por la cañería (con fluido), hasta que se detienen por efecto de la fricción. Este impacto puede ser destructivo, o simplemente disipar la energía en deformación, calor y/o sonido.

Una de las teorías más utilizadas para determinar las sobrepresiones y subpresiones de un sistema, se basa en las fórmulas de Micheaud y Allievi. (Araya, 1999).

Para el cálculo de golpe de ariete, se requiere evaluar la velocidad de la onda (celeridad) en la tubería, de acuerdo a la siguiente expresión.

$$a = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + K_1 \times \frac{D}{e}}}$$

Dónde:

- a : Velocidad de la onda (m/s)
- K_1 : Coeficiente característico del material de la tubería, adimensional. (Tabla 5A)
- D : Diámetro interno de la tubería (m)
- e : Espesor de la pared de la tubería (m)

Cuando existen tramos de tuberías de diferente diámetro es

necesario calcular la celeridad ponderada, (Varas y Uribe, 2000):

$$a_p = \frac{\sum_{i=1}^n a_i \times L_i}{\sum_{i=1}^n L_i}$$

Dónde:

a_p : Celeridad media ponderada (m/s).

a_i : Celeridad del tramo (m/s).

L_i : Número de Tramos

La sobrepresión debida al golpe de ariete está en relación directa con la velocidad del fluido, elasticidad del material de la tubería y el tiempo en el que se produce la detención del flujo.

Este último parámetro, sólo en maniobras voluntarias se puede determinar antes de que ocurra; sin embargo, existen situaciones donde lo anterior no es posible, tal como ocurre en un corte de energía, por ejemplo los motores eléctricos tienen un tiempo de detención que podría ser prácticamente nulo y no es posible aplicar la fórmula de Michaud, la cual se utiliza para calcular sobrepresiones y sub presiones producidas por maniobras donde el tiempo de detención del flujo es superior al requerido por la onda para viajar de ida y vuelta hasta el extremo de la tubería.

En los casos de maniobras involuntarias el tiempo de detención del flujo es prácticamente igual al tiempo de cierre de la válvula de retención, para calcular este tiempo se utiliza la fórmula de Mendiluce.

$$t = C_1 + \frac{K_2 \times L \times V}{g \times H_m}$$

Dónde:

- t : Tiempo de cierre de válvula de retención (s).
- C1, K2 : Coeficientes de ajuste de Mendiluce (adimensional);
Tablas 6A y 7A.
- L : Longitud total de la tubería (m)
- V : Velocidad media del fluido (m/s)
- g : Aceleración de gravedad (m/s²)
- H_m : Altura manométrica (m)

El tiempo de cierre puede ser rápido o lento, por lo cual se utilizan las fórmulas de Michaud o Allievi para determinar los cambios de presiones.

$$\Delta H = \frac{2 \times L \times V}{g \times t}$$

Dónde:

- ΔH : Sobrepresión o sub presión (m.c.a.)
- L : Longitud total de la tubería (m)
- g : Aceleración de gravedad (m/s²)
- V : Velocidad de régimen del fluido (m/s)
- t : Tiempo de duración de maniobra (s)

Fórmula de Allievi, (Merrit, 1997)

$$\Delta H = \frac{V \times a}{g}$$

Dónde:

- ΔH : Sobrepresión / subpresión (m.c.a.)

- V : Velocidad de régimen del fluido (m/s)
- a : Celeridad (m/s)
- g : Aceleración de gravedad (m/s²)

La elección de la fórmula a utilizar para el cálculo de sobrepresiones y/o subpresiones, depende del tiempo de detención del flujo en la tubería, el que en maniobras involuntarias se considera igual al tiempo de cierre de la válvula de retención.

Cuadro N°4 Fórmula a utilizar para el cálculo de golpe de ariete, en función del tiempo de cierre.

Tiempo de Cierre	Condición	Formula a utilizar
Lento	$t > (2 \times L) / a$	Michaud
Rápido	$t < (2 \times L) / a$	Allievi

La sobrepresión y subpresión máxima producida por la detención repentina del equipo, calculada con la ecuación, ocurre al lado de la bomba y se prolonga por una longitud que se termina con la siguiente ecuación.

Longitud de sobrepresión máxima.

$$L_{\Delta H \text{ maxima}} = L - \frac{T \times a_p}{2}$$

Dónde:

- $L_{\Delta H \text{ maxima}}$: Longitud de sobrepresión o sub presión máxima (m)
- L : Longitud total de la tubería (m)
- T : Tiempo de cierre de la válvula de retención (s)
- aP : Celeridad ponderada (m/s)

3.7.17 Sistema de protección para golpe de ariete

Existen diferentes métodos para controlar el fenómeno del golpe de ariete. Uno de éstos es dimensionar la línea de impulsión para soportar los esfuerzos provenientes de las variaciones de presión características del golpe de ariete. Otros métodos, son colocar equipos disipadores de energía, como válvulas amortiguadoras de golpe de ariete, calderines especiales o chimeneas piezométricas.

3.7.18 Cálculo de caudales y presiones en la tubería matriz

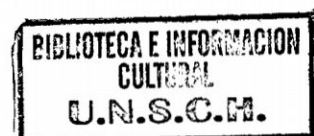
Con la finalidad de Conducir las aguas servidas y garantizar el suministro del riego de los plantones forestales se instalarán una red de tuberías, con tubería PVC ISO 4422. Para poder diseñar las tuberías primarias se usarán hojas de cálculo cuya estimación de las pérdidas de carga se realizan con la fórmula de Darcy Weisbach, que nos permitirá seleccionar diámetros y presiones.

3.9 DISEÑO DEL RESERVORIO DE IMPULSIÓN

El volumen del reservorio de impulsión se calculara en función al tiempo de operación de las bombas considerando eventuales fallas del sistema.

3.9.1 Diseño geométrico del reservorio

De acuerdo a los datos de talud, altura de agua, borde libre, caudal de entrada, tubería de descarga, pendiente transversal, ancho del borde de anclaje, longitud de anclaje; se logra determinar sus dimensiones respectivas.



3.9.2 Diseño de la toma, y limpia del reservorio

De acuerdo al caudal, rugosidad y pendiente se dimensiona la tubería de toma, y limpia.

3.9.3 Vertedor de excedencias

Cuya función principal es la de permitir la salida de los volúmenes de agua excedentes a los de aprovechamiento.

3.10 BLOQUES DE CONCRETO

Las tuberías que se encuentran a cielo abierto requieren de estructuras de concreto para sostenerse y apoyarse según la pendiente del terreno. El perfil de la tubería y el trazado, permiten determinar la ubicación de apoyos y estructuras que la sostienen y permiten el desplazamiento longitudinal por variación de la temperatura. La ubicación de los anclajes está determinada por las variaciones del terreno, estos están sometidos a esfuerzos por las cargas transmitidas por la tubería. El número de apoyos es un criterio técnico-económico determinado por el espesor del material de la tubería. El número de anclajes lo determinan las variaciones de la pendiente.

Los bloques de apoyo se utilizan para soportar adecuadamente la tubería de presión. Estos deben ser dimensionados de tal forma que sean de bajo costo y fácil construcción.

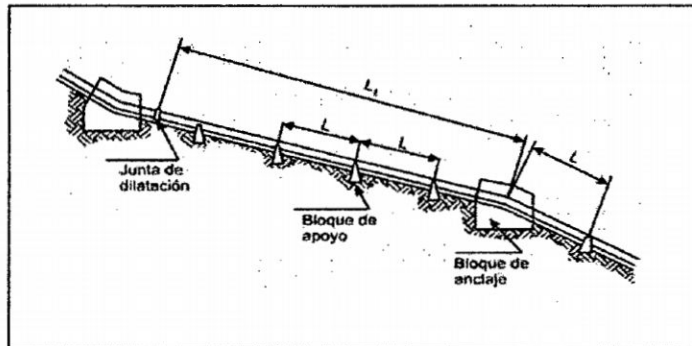


Grafico N° 10 Bloques de anclaje

3.11 DISEÑO DEL RESERVORIO NOCTURNO

Se diseñara en función a la demanda requerida por el proyecto para satisfacer las necesidades del cultivo de tara.

CAPITULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1 NECESIDAD DE AGUA POR PLANTA

a) Evapotranspiración Potencial

En el Campo se ha medido directamente por el Método del Lisímetro con los siguientes resultados

Evapotranspiración Potencial (ETP) mensual mm											
ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGOS	SET	OCT	NOV	DIC
151.6	127.1	135	124	125	110	153	146	140	104	113	160

b) Coeficiente de los Cultivos (Kc)

En caso de emplearse fórmulas empíricas se podría considerar el siguiente

Kc, recomendadas por la FAO, con el detalle siguiente:

% Area Sombreada	Cobertura Vegetal	HR %	VV m/s	MESES											
				E	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
< 20 %	Verde	baja	débil	0.95	0.95	0.95	0.95	0.90	0.90	0.85	0.85	0.90	0.90	0.90	0.95

Estos datos han sido tomados tomando en consideración otras especies que durante sus primeros ciclos vegetativos como los cítricos requieren dotación de agua necesaria

c) Evapotranspiración Actual o Real (ETA)

Para casos de demandas calculadas empíricamente es: $ETA = ETP * Kc$

d) Precipitación Efectiva PE

La precipitación efectiva aprovechada por el cultivo se puede calcular por diferentes métodos empíricos como: Water Power Resources Service (WPRS-USA), Bureau of Reclamación y el Servicio de Conservación de suelos.

Se ha calculado utilizando el software CropWat 8 Windows, que tiene como fundamento el Servicio de Conservación de Suelos.

	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGOS	SET	OCT	NOV	DIC
Precipit.(mm)	108.6	130	94.3	26	11	3.8	14.1	12.4	26.3	31.1	50.6	71.7
Prec. Efec(mm)	65.31	96.7	81.6	6.8	0	0	0	0	4.47	15	16.5	48.5

e) Necesidad de agua (DA) del cultivo de Tara

Necesidad de Riego o demanda de agua (DA) del cultivo de Tara para el periodo considerado en mm.

$$DA = ETA - PE$$

Cálculo de la Demanda de Agua

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC
Nº de días mes	días	31	28	31	30	31	30	31	31	30	31	30	31
ETo	mm/día	4.89	4.54	4.37	4.14	4.03	3.67	4.92	4.72	4.65	3.34	3.76	5.16
ETo	mm/mes	151.59	127.12	135.47	124.2	124.93	110.1	152.52	146.32	139.5	103.54	112.8	159.96
Kc													
Ponderado		0.95	0.95	0.95	0.95	0.90	0.90	0.85	0.85	0.9	0.9	0.9	0.95
U.C. (ETc)	mm	144.01	120.76	128.70	117.99	112.437	99.09	129.64	124.37	125.55	93.19	101.52	151.96
P. efectiva	mm/mes	65.31	96.74	81.57	6.75	0	0	0	0	4.47	15.01	16.53	48.48
Req	mm	78.70	24.02	47.13	111.24	112.44	99.09	129.64	124.37	121.08	78.18	84.99	103.48
Req. Vol Bruto	m3/ha	787.005	240.24	471.27	1112.4	1124.37	990.90	1296.42	1243.72	1210.8	781.76	849.9	1034.82
Ef. De Riego	%	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
Req. Neto.	mm	874.45	266.93	523.63	1236.00	1249.30	1101.00	1440.47	1381.91	1345.33	868.62	944.33	1149.80
Nº de Horas	hrs	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24	24
Modulo de riego	lt/seg/ha	0.33	0.11	0.20	0.48	0.47	0.42	0.54	0.52	0.52	0.32	0.36	0.43
Area Total	has	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63	63
Q. demanda	lt/seg	20.57	6.95	12.32	30.04	29.39	26.76	33.88	32.50	32.70	20.43	22.95	27.05

De acuerdo a los resultados se observa que los requerimientos en sus primeros estadios de desarrollo el cultivo de tara cuando hay presencia de lluvias no requiere riego suplementario (meses de Octubre a Marzo), donde si requiere de riego son en los meses de abril a setiembre.

Con la información proporcionada por IDECI, se calculó con una densidad de: 625 plantas por hectárea, y considerando una superficie a instalar de 250 hectáreas tenemos la necesidad de dotar un caudal diario de:

$$Q_{lps} = \frac{\text{Volumen por planta} \times \text{Densidad} \times \text{Superficie}}{\text{Nro. Horas Bombeo} \times \text{Tiempo en segundos}}$$

$$Q_{lps} = \frac{3.066 \times 625 \times 250}{4 \times 3600}$$

$Q_{lps} = 33.26$ litros/segundo.

Redondeando cifras consideramos un caudal de 35 litros/seg.

El lugar donde se han de instalar las plántulas se considera suelos del tipo franco arenoso, significa que el volumen de agua requerido por planta corresponde a en su máxima necesidad $46/15 = 3.066$ litros por planta y por día.

Superficie a regar 250 hectáreas.

Densidad de siembra por hectárea, 625 plantas.

Tiempo de bombeo diario 4 horas.

Con estos valores entramos a las curvas anteriormente obtenidas, y tenemos que:

Caudal de bombeo 35 lps
Eficiencia de la bomba 80% de eficiencia.

4.2 DISEÑO DE LA BOMBA N°- 01

De la laguna de oxidación a progresiva 0+1045.54

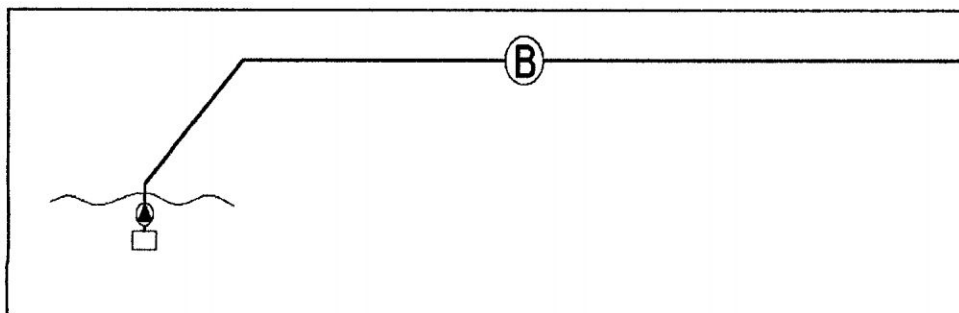


Grafico N°4.1 toma de la laguna de oxidación

Datos

Q = litros/seg = 0.035

V = velocidad asumida = 1.50 m/s

D= diámetro

Por la ecuación de continuidad

$$Q = AV$$

$$A = \frac{Q}{V}$$

$$\frac{\pi D^2}{4} = \frac{0.035}{1.50}$$

D= 0.17236 cm

Di=144.6 mm (Nicoll Perú S.A– ISO 4422)

Nueva Velocidad para Di =144.6 mm

$$V = \frac{0.035}{\frac{\pi(0.1446)^2}{4}} = 2.13128 \text{ m/seg}$$

4.2.1 Perdidas menores (succión y salida)

Ref. MANUAL DE HIDRAULICA J.M AZEVEDO NETTO

ACCESORIO	COEFICIENTE (KM)
Rejilla de ingreso	0.75
ingreso	2.75
Valbula check	10
Curva 45° (2.0)	0.4
Σ	13.9

Diferencia de altura. 4m (topográfica)

Longitud 26.15m

4.2.2 Perdidas menores por impulsión

ACCESORIO	COEFICIENTE (KM)
Codo 45°(9.0)	3.60
Valbula de limpia	5.00
Salida	1.00
Σ	9.60

Considerando el diámetro de succión e impulsión en 144.6 mm y a una velocidad de 2.13128 m/seg, calculamos las perdidas por fricción

Por Darcy.

$$h_f = f \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

Calculamos "F" Por Colebrock.

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[\frac{K_s}{3.7D} + \frac{2.51}{\text{Re} \sqrt{f}} \right]$$

Donde:

f: coeficiente de fricción

Ks: Rugosidad absoluta de la tubería PVC=0.0015 mm.

D: Diámetro interior de la tubería 144.6 mm

Re: número de Reynolds

$$\text{Re} = \frac{VD}{\mu}$$

μ : Viscosidad cinemática (propiedad física del agua a 20°C) $1.007 * 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}/\text{m}^2$ (tablas propiedad física del agua)

V: velocidad m/s

$$\text{Re} = \frac{2.13128 * 0.1446}{1.007 * 10^{-6}} = 306040 \text{ (Flujo turbulento).}$$

Con este valor calculamos el valor de "f" por iteraciones

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = -2 \log \left[\frac{K_s}{3.7D} + \frac{2.51}{\text{Re} \sqrt{f}} \right]$$

Asumimos un valor inicial de $f = 0.020$

Xi	Xi+1	(Xi-Xi+1)	
7.071067	8.43223	1.361164	No
8.43223	8.285806	0.146423	No
8.285806	8.30042	0.014618	No
8.30042	8.298954	0.001465	No
8.298954	8.2991	0.000147	Si

$f = 0.014519$

4.2.3 Calculo de perdida de energía por Darcy – Wesbach

$$h_f = f \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$$L = 26.15 + 1019.3945$$

$$L = 1045.5445$$

$$h_f = 0.014519 * \frac{1045.5445}{0.1446} * \frac{2.13128^2}{2 * 9.81}$$

$$h_f = 24.3048 \text{ m (Perdida De Altura Por Fricción)}$$

4.2.4 Perdida de altura por accesorios

$$h_m = \sum K_m \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$$\sum K_m = 13.90 + 9.60$$

$$\sum K_m = 23.50 \text{ m}$$

$$h_m = \frac{23.50 * 2.13128^2}{2 * 9.81}$$

$$h_m = 5.4406 \text{ m}$$

4.2.5 Perdida de altura total

$$h_t = h_f + h_m = 24.3048 + 5.4406$$

$$h_t = 29.745 \text{ m}$$

$$h_t = \Delta h + h_f + h_m$$

$$h_t = 4.00 + 24.3048 + 5.4406$$

$$h_t = 33.7454 \text{ m}$$

10% por seguridad

$$h_t = 1.10 * 33.7454$$

$$h_t = 37.11994$$

4.2.6 Calculo de potencia de la bomba

$$Pot = \frac{Q\gamma H}{75}$$

$$Pot = \frac{0.035 * 1000 * 37.11994}{75} = 17.3226HP$$

80% eficiencia

$$pot_{real} = 1.20 * 17.3226 = 20.782HP$$

$$pot_{comercial} = 21HP$$

4.2.7 Características de la bomba

Bomba centrifuga; tipo 65-200 con n=3540 RPM con una operación a 60 Hz, de acuerdo a Norma ISO 9906:1999 grado 2. Según Hidrostral, en soluciones con tecnología 2012, página 43.

Simulación de funcionamiento o corrección de velocidad

BOMBA Nro 01

Iteración	H m	hf m	D m	g m/s ²	L m	Ks m	v m ² /s	V m/s	Km s/u	hm m	hfi m
1	33.7454	33.7454	0.1446	9.8100	1045.5445	0.00000150	0.00000101	2.5526	23.5000	7.8042	25.9412
2		25.9412	0.1446	9.8100	1045.5445	0.00000150	0.00000101	2.2091	23.5000	5.8450	27.9004
3		27.9004	0.1446	9.8100	1045.5445	0.00000150	0.00000101	2.2993	23.5000	6.3323	27.4131
4		27.4131	0.1446	9.8100	1045.5445	0.00000150	0.00000101	2.2771	23.5000	6.2108	27.5346
5		27.5346	0.1446	9.8100	1045.5445	0.00000150	0.00000101	2.2827	23.5000	6.2410	27.5044
6		27.5044	0.1446	9.8100	1045.5445	0.00000150	0.00000101	2.2813	23.5000	6.2335	27.5119
7		27.5119	0.1446	9.8100	1045.5445	0.00000150	0.00000101	2.2816	23.5000	6.2354	27.5100
8		27.5100	0.1446	9.8100	1045.5445	0.00000150	0.00000101	2.2816	23.5000	6.2349	27.5105

Fuente: Elaboración propia

Desarrollando la corrección de velocidad, tenemos:

$$V=2.2816 \text{ m/s.}$$

$$A= 0.016422 \text{ m}^2$$

El caudal real a conducir viene a ser $Q=0.0375 \text{ m}^3/\text{s}$ estas velocidades corregidas se utilizan para calcular la válvula de purga y el tiempo de apertura.

4.3 DISEÑO DE LA BOMBA N°- 2

$$\Delta H=98.4690\text{m}$$

$$L=1168.5632\text{m}$$

4.3.1 Perdidas menores por succión

ACCESORIO	COEFICIENTE (KM)
Rejilla de ingreso	0.75
ingreso	2.75
Valbula check	10.0
Curva 45° (2.0)	0.40
Σ	13.9

4.3.2 Perdidas menores por impulsión

ACCESORIO	COEFICIENTE (KM)
Salida	1
Valbula check	10.00
curvas (12)	2.40
Salida	1.00
Σ	14.40

Calculo f

$$V = 2.13128^2$$

$$f = 0.014519$$

4.3.3 Calculo de perdida de energía por Darcy – Wesbach

$$h_f = f \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$$h_f = 0.014519 * \frac{1168.5632}{0.1446} * \frac{2.13128^2}{2 * 9.81}$$

$$h_f = 27.1646 \text{ m (Perdida De Altura Por Fricción)}$$

$$h_m = \sum K_m \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$$h_m = \frac{28.30 * 2.13128^2}{2 * 9.81}$$

$$h_m = 6.5519 \text{ m}$$

$$h_t = \Delta h + h_f + h_m$$

$$h_t = 98.4690 + 27.1646 + 6.5519$$

$$h_t = 132.1855 \text{ m}$$

10% por seguridad

$$h_t = 1.10 * 132.1855$$

$$h_t = 145.40405 \text{ m}$$

4.3.4 Calculo de potencia de la bomba

$$Pot = \frac{Q\gamma H}{75}$$

$$Pot = \frac{0.035 * 1000 * 145.40405}{75} = 67.855HP$$

80% eficiencia

$$Pot_{real} = 1.20 * 67.855 = 81.426268HP$$

$$Pot_{comercial} = 82HP$$

4.3.5 Características de la bomba

Bomba centrífuga; tipo 65-200 con n=3540 RPM con una operación a 60 Hz, de acuerdo a Norma ISO 9906:1999 grado 2. Según Hidrostal, en soluciones con tecnología 2012, página 43.

Simulación de funcionamiento o corrección de velocidad

BOMBA Nro 02

Iteracion	H m	hf m	D m	g m/s ²	L m	Ks m	v m ² /s	V m/s	Km s/u	hm m	hfi m
1	132.1855	132.1855	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	5.0678	28.3000	37.0445	95.1410
2		95.1410	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	4.2361	28.3000	25.8832	106.3023
3		106.3023	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	4.5004	28.3000	29.2133	102.9722
4		102.9722	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	4.4229	28.3000	28.2165	103.9690
5		103.9690	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	4.4462	28.3000	28.5146	103.6709
6		103.6709	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	4.4392	28.3000	28.4254	103.7601
7		103.7601	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	4.4413	28.3000	28.4521	103.7334
8		103.7334	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	4.4407	28.3000	28.4441	103.7414
9		103.7414	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	4.4409	28.3000	28.4465	103.7390
10		103.7390	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	4.4408	28.3000	28.4458	103.7397
11		103.7397	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	4.4409	28.3000	28.4460	103.7395
12		103.7395	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	4.4409	28.3000	28.4459	103.7396
13		103.7396	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	4.4409	28.3000	28.4459	103.7396
14		103.7396	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	4.4409	28.3000	28.4459	103.7396
15		103.7396	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	4.4409	28.3000	28.4459	103.7396
16		103.7396	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	4.4409	28.3000	28.4459	103.7396
17		103.7396	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	4.4409	28.3000	28.4459	103.7396

Fuente: Elaboración propia

Desarrollando la corrección de velocidad, tenemos:

$$V=4.4409 \text{ m/s.}$$

$$A= 0.016422 \text{ m}^2$$

El caudal real a conducir viene a ser $Q=0.073 \text{ m}^3/\text{s}$ estas velocidades corregidas se utilizan para calcular la válvula de purga y el tiempo de apertura.

4.4 DISEÑO DE LA BOMBA N°3

$$\Delta H=95.5410\text{m}$$

$$L=317.3958$$

$$Q= 0.035 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$V=2.13128$$

$$f=0.014519$$

4.4.1 Perdidas menores por succión

ACCESORIO	COEFICIENTE (KM)
Rejilla de ingreso	0.75
ingreso	2.75
Valbula check	10.0
Curva 45° (2.0)	0.40
Σ	13.9

4.4.2 Perdidas menores por impulsión

ACCESORIO	COEFICIENTE (KM)
Salida	1
Valbula check	10.00
curvas (12)	2.40
Salida	1.00
Σ	14.40

Calculo f

$$V = 2.13128^2$$

$$f = 0.014519$$

4.4.3 Calculo de perdida de energía por Darcy – Wesbach

$$h_f = f \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$$h_f = 0.014519 * \frac{317.3958}{0.1446} * \frac{2.13128^2}{2 * 9.81}$$

$$h_f = 7.378 \text{ m (Perdida De Altura Por Fricción)}$$

$$h_m = \sum K_m \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$$h_m = \frac{28.30 * 2.13128^2}{2 * 9.81}$$

$$h_m = 6.5519 \text{ m}$$

$$h_t = \Delta h + h_f + h_m$$

$$h_t = 95.5410 + 7.378 + 6.5519$$

$$h_t = 109.4709 \text{ m}$$

10% por seguridad

$$h_t = 1.10 * 109.4709$$

$$h_t = 120.4180 \text{ m}$$

4.4.4 Calculo de potencia de la bomba

$$Pot = \frac{Q\gamma H}{75}$$

$$Pot = \frac{0.035 * 1000 * 120.4180}{75} = 56.195HP$$

80% eficiencia

$$Pot_{real} = 1.20 * 56.195 = 67.434HP$$

$$Pot_{comercial} = 68HP$$

4.4.5 Características de la bomba

Bomba centrífuga; tipo 65-200 con n=3540 RPM con una operación a 60 Hz, de acuerdo a Norma ISO 9906:1999 grado 2. Según Hidrostal, en soluciones con tecnología 2012, página 43.

Simulación de funcionamiento o corrección de velocidad

Bomba Nro 03

Iteracion	H m	hf m	D m	g m/s2	L m	Ks m	v m2/s	V m/s	Km s/u	hm m	hfi m
1	109.4709	109.4709	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	4.5730	28.3000	30.1642	79.3067
2		79.3067	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	3.8352	28.3000	21.2165	88.2544
3		88.2544	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	4.0659	28.3000	23.8447	85.6262
4		85.6262	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	3.9993	28.3000	23.0702	86.4007
5		86.4007	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	4.0190	28.3000	23.2982	86.1727
6		86.1727	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	4.0132	28.3000	23.2311	86.2398
7		86.2398	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	4.0149	28.3000	23.2509	86.2200
8		86.2200	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	4.0144	28.3000	23.2450	86.2259
9		86.2259	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	4.0146	28.3000	23.2467	86.2242
10		86.2242	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	4.0145	28.3000	23.2462	86.2247
11		86.2247	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	4.0145	28.3000	23.2464	86.2245

Fuente: Elaboración propia

Desarrollando la corrección de velocidad, tenemos:

$$V=4.0145 \text{ m/s.}$$

$$A= 0.016422 \text{ m}^2$$

El caudal real a conducir viene a ser $Q=0.066 \text{ m}^3/\text{s}$ estas velocidades corregidas se utilizan para calcular la válvula de purga y el tiempo de apertura.

4.5 DISEÑO DE LA BOMBA N°4

$$\Delta H=112.1760 \text{ m}$$

$$L=263.2570$$

$$Q= 0.035 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$V=2.13128$$

$$f=0.014519$$

4.5.1 Perdidas menores por succión

ACCESORIO	COEFICIENTE (KM)
Rejilla de Ingreso	0.75
ingreso	2.75
Valbula check	10.0
Curva 45° (2.0)	0.40
Σ	13.9

4.5.2 Perdidas menores por impulsión

ACCESORIO	COEFICIENTE (KM)
Salida	1
Valbula check	10.00
curvas (12)	2.40
Salida	1.00
Σ	14.40

Calculo f

$$V = 2.13128^2$$

$$f = 0.014519$$

4.5.3 Calculo de perdida de energía por Darcy – Wesbach

$$h_f = f \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$$h_f = 0.014519 * \frac{263.2570}{0.1446} * \frac{2.13128^2}{2 * 9.81}$$

$$h_f = 6.1197 \text{ m (Perdida De Altura Por Fricción)}$$

$$h_m = \sum K_m \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$$h_m = 28.30 * \frac{2.13128^2}{2 * 9.81}$$

$$h_m = 6.5519 \text{ m}$$

$$h_t = \Delta h + h_f + h_m$$

$$h_t = 112.1760 + 6.197 + 6.5519$$

$$h_t = 120.8476 \text{ m}$$

10% por seguridad

$$h_t = 1.10 * 120.8476$$

$$h_t = 137.33 \text{ m}$$

4.5.4 Calculo de potencia de la bomba

$$Pot = \frac{Q\gamma H}{75}$$

$$Pot = \frac{0.035 * 1000 * 137.33}{75} = 64.088 \text{ HP}$$

80% eficiencia

$$Pot_{real} = 1.20 * 64.088 = 76.9056HP$$

$$Pot_{comercial} = 80HP$$

Simulación de funcionamiento o corrección de velocidad

Bomba Nro 04

Iteracion	H m	hf m	D m	g m/s ²	L m	Ks m	v m ² /s	V m/s	Km s/u	hm m	hfi m
1	120.8476	120.8476	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	4.8262	28.3000	33.5968	87.2508
2		87.2508	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	4.0405	28.3000	23.5487	97.2989
3		97.2989	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	4.2883	28.3000	26.5246	94.3230
4		94.3230	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	4.2162	28.3000	25.6404	95.2072
5		95.2072	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	4.2377	28.3000	25.9028	94.9448
6		94.9448	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	4.2313	28.3000	25.8249	95.0227
7		95.0227	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	4.2332	28.3000	25.8480	94.9996
8		94.9996	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	4.2327	28.3000	25.8412	95.0064
9		95.0064	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	4.2328	28.3000	25.8432	95.0044
10		95.0044	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	4.2328	28.3000	25.8426	95.0050
11		95.0050	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	4.2328	28.3000	25.8428	95.0048

Fuente: Elaboración propia

Desarrollando la corrección de velocidad, tenemos:

$$V=4.2328 \text{ m/s.}$$

$$A= 0.016422 \text{ m}^2$$

El caudal real a conducir viene a ser $Q=0.069 \text{ m}^3/\text{s}$ estas velocidades corregidas se utilizan para calcular la válvula de purga y el tiempo de apertura.

4.6 DISEÑO DE LA BOMBA N°5

$$\Delta H=74.6790 \text{ m}$$

$$L=212.6734$$

$$Q = 0.035 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$V = 2.13128$$

$$f = 0.014519$$

4.6.1 Perdidas menores por succión

ACCESORIO	COEFICIENTE (KM)
Rejilla de ingreso	0.75
ingreso	2.75
Valbula check	10.0
Curva 45° (2.0)	0.40
Σ	13.9

4.6.2 Perdidas menores por impulsión

ACCESORIO	COEFICIENTE (KM)
Salida	1
Valbula check	10.00
curvas (12)	2.40
Salida	1.00
Σ	14.40

Calculo f

$$V = 2.13128^2$$

$$f = 0.014519$$

4.6.3 Calculo de perdida de energía por Darcy – Wesbach

$$h_f = f \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$$h_f = 0.014519 * \frac{212.6734}{0.1446} * \frac{2.13128^2}{2 * 9.81}$$

$$h_f = 4.9407 \text{ m (Perdida De Altura Por Fricción)}$$

$$h_m = \sum K_m \cdot \frac{V^2}{2g}$$

$$h_m = 28.30 \cdot \frac{2.13128^2}{2 \cdot 9.81}$$

$$h_m = 6.5519 \text{ m}$$

$$h_t = \Delta h + h_f + h_m$$

$$h_t = 74.6790 + 4.9407 + 6.5519$$

$$h_t = 86.1716 \text{ m}$$

10% por seguridad

$$h_t = 1.10 \cdot 86.1716$$

$$h_t = 94.7887 \text{ m}$$

4.6.4 Calculo de potencia de la bomba

$$Pot = \frac{Q\gamma H}{75}$$

$$Pot = \frac{0.035 \cdot 1000 \cdot 94.7887}{75} = 44.2347 \text{ HP}$$

80% eficiencia

$$Pot_{real} = 1.20 \cdot 44.2347 = 53.081 \text{ HP}$$

$$Pot_{comercial} = 53 \text{ HP}$$

4.6.5 Características de la bomba

Bomba centrífuga; tipo 65-200 con $n=3540$ RPM con una operación a 60 Hz, de acuerdo a Norma ISO 9906:1999 grado 2. Según HidrostaI, en soluciones con tecnología 2012, página 43.

Simulación de funcionamiento o corrección de velocidad

Bomba Nro 05

Iteracion	H m	hf m	D m	g m/s ²	L m	Ks m	v m ² /s	V m/s	Km s/u	hm m	hfi m
1	86.1716	86.1716	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	4.0132	28.3000	23.2308	62.9408
2		62.9408	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	3.3799	28.3000	16.4775	69.6941
3		69.6941	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	3.5737	28.3000	18.4214	67.7502
4		67.7502	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	3.5188	28.3000	17.8601	68.3115
5		68.3115	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	3.5347	28.3000	18.0220	68.1496
6		68.1496	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	3.5302	28.3000	17.9753	68.1963
7		68.1963	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	3.5315	28.3000	17.9888	68.1828
8		68.1828	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	3.5311	28.3000	17.9849	68.1867
9		68.1867	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	3.5312	28.3000	17.9860	68.1856
10		68.1856	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	3.5312	28.3000	17.9857	68.1859
11		68.1859	0.1446	9.8100	1168.5632	0.0000015	0.000001007	3.5312	28.3000	17.9858	68.1858

Fuente: Elaboración propia

Desarrollando la corrección de velocidad, tenemos:

$$V=3.5312 \text{ m/s.}$$

$$A= 0.016422 \text{ m}^2$$

El caudal real a conducir viene a ser $Q=0.058 \text{ m}^3/\text{s}$, estas velocidades corregidas se utilizan para calcular la válvula de purga y el tiempo de apertura.

4.7 CALCULO DE SOBREPRESIONES – GOLPE DE ARIETE

4.7.1 Calculo de celeridad

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 18 \cdot \frac{0.1598}{0.0041}}}$$

$$C = \frac{9900}{\sqrt{48.3 + 18 \cdot \frac{0.1598}{0.0041}}}$$

$$C = 361.53 \text{ m/s}$$

4.7.2 Calculo del tiempo de cierre

$$T = \frac{2L}{C}$$

4.8 PARA LA BOMBA N°01

$$V = 2.40 \text{ m/seg}$$

$$\text{Longitud Del Tubo} = 1045.5445$$

$$T = \frac{2 \cdot 1045.5445}{361.53} = 5.78 \text{ seg}$$

4.8.1 Carga de sobrepresión

$$h_a = \frac{CV}{g} \times \frac{2L}{T}$$

$$h_a = \frac{2LV}{gT}$$

$$h_a = \frac{2 \cdot 1045.5445 \cdot 2.40}{9.81 \cdot 5.78}$$

$$h_a = 88.50 \text{ m (Altura en exceso en caso de sobrepresión)}$$

Altura topográfica= 24.3048

$\Sigma h = 112.80$ Usar tubería C-15

4.9 PARA LA BOMBA N°02

$V = 3.86 \text{ m/seg}$

Longitud Del Tubo = 1168.56

$$T = \frac{2 * 1168.56}{361.53} = 6.46 \text{ seg}$$

4.9.1 Carga de sobrepresión

$$h_a = \frac{CV}{g} \times \frac{2L}{T}$$

$$h_a = \frac{2LV}{gT}$$

$$h_a = \frac{2 * 1168.56 * 3.86}{9.81 * 6.46}$$

$h_a = 142.35 \text{ m}$ (Altura en exceso en caso de sobrepresión)

Altura topográfica= 98.4690

$\Sigma h = 240.819$ Usar tubería C-25

4.10 PARA LA BOMBA N°03

$V = 6.099 \text{ m/seg}$

Longitud Del Tubo = 317.3958

$$T = \frac{2 * 317.3958}{361.53} = 1.756 \text{ seg}$$

4.10.1 Carga de sobrepresión

$$h_a = \frac{CV}{g} \times \frac{2L}{T}$$

$$h_a = \frac{2LV}{gT}$$

$$h_a = \frac{2 \times 317.3958 \times 6.099}{9.81 \times 1.756}$$

$$h_a = 224.74 \text{ m (Altura en exceso en caso de sobrepresión)}$$

Altura topográfica = 95.5410

$\Sigma h = 325.28$ Usar tubería C-35

4.11 PARA LA BOMBA N°04

Longitud Del Tubo = 263.257

4.11.1 Por energía cinética

$$v = \sqrt{2gh}$$

$$h = 112.1760 \text{ m}$$

$$V = \sqrt{2 \times 9.81 \times 112.176}$$

$$V = 46.91 \text{ m/s}$$

$$T = \frac{2L}{C} = \frac{2 \times 263.257}{361.53} = 1.456 \text{ seg}$$

$$h_a = \frac{2LV}{gT}$$

$$h_a = \frac{2 \times 263.257 \times 46.91}{9.81 \times 1.456}$$

$h_a = 1729$ m (Altura en exceso en caso de sobrepresión)

Altura topográfica = 112.160

$$\sum h = 1841.34$$

4.12 PARA LA BOMBA N°05

Longitud Del Tubo = 212.6734

4.12.1 Por energía cinética

$$v = \sqrt{2gh}$$

$h = 74.679$ m

$$V = \sqrt{2 * 9.81 * 74.679}$$

$V = 38.28$ m/s

$$T = \frac{2L}{C} = \frac{2 * 212.6734}{361.53} = 1.176 \text{ seg}$$

$$h_a = \frac{2LV}{gT}$$

$$h_a = \frac{2 * 212.6734 * 38.28}{9.81 * 1.176}$$

$h_a = 1411$ m (Altura en exceso en caso de sobrepresión)

Altura topográfica = 74.679

$$\sum h = 1411 \text{ m}$$

Resumen:

BOMBA	H(m)	T(seg)
1	88.5	5.78
2	142.35	6.46
3	224.74	1.756
4	1841.34	1.456
5	1411	1.176

Fuente: Elaboración propia

Se observa que las alturas de presión total superan a las tuberías comerciales PVC, pero contamos con el tiempo requerido para la apertura de válvula de sobrepresión, de modo que cuando exista la presencia del golpe de ariete se puede solucionar con la apertura automática de esta válvula.

Las cargas de sobrepresión y velocidades corregidas son las que causan golpe de ariete, de ahí que es necesario la inmediata apertura de válvulas cuando hay falla en las bombas.

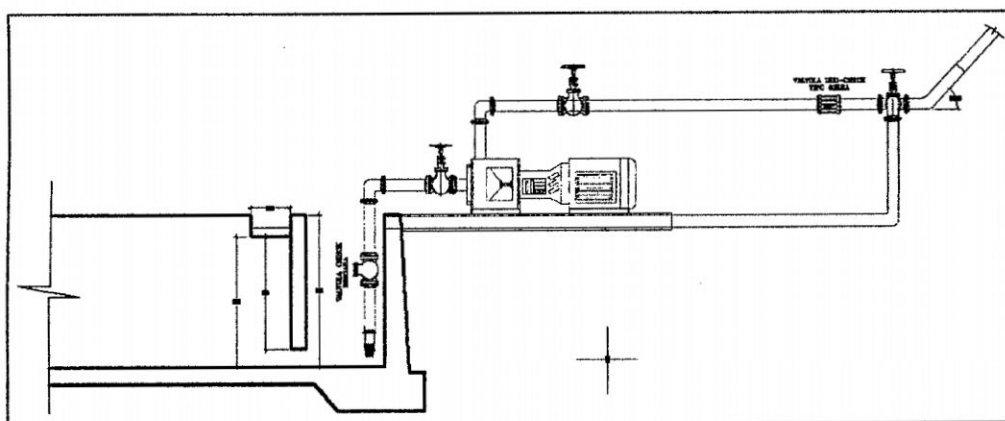
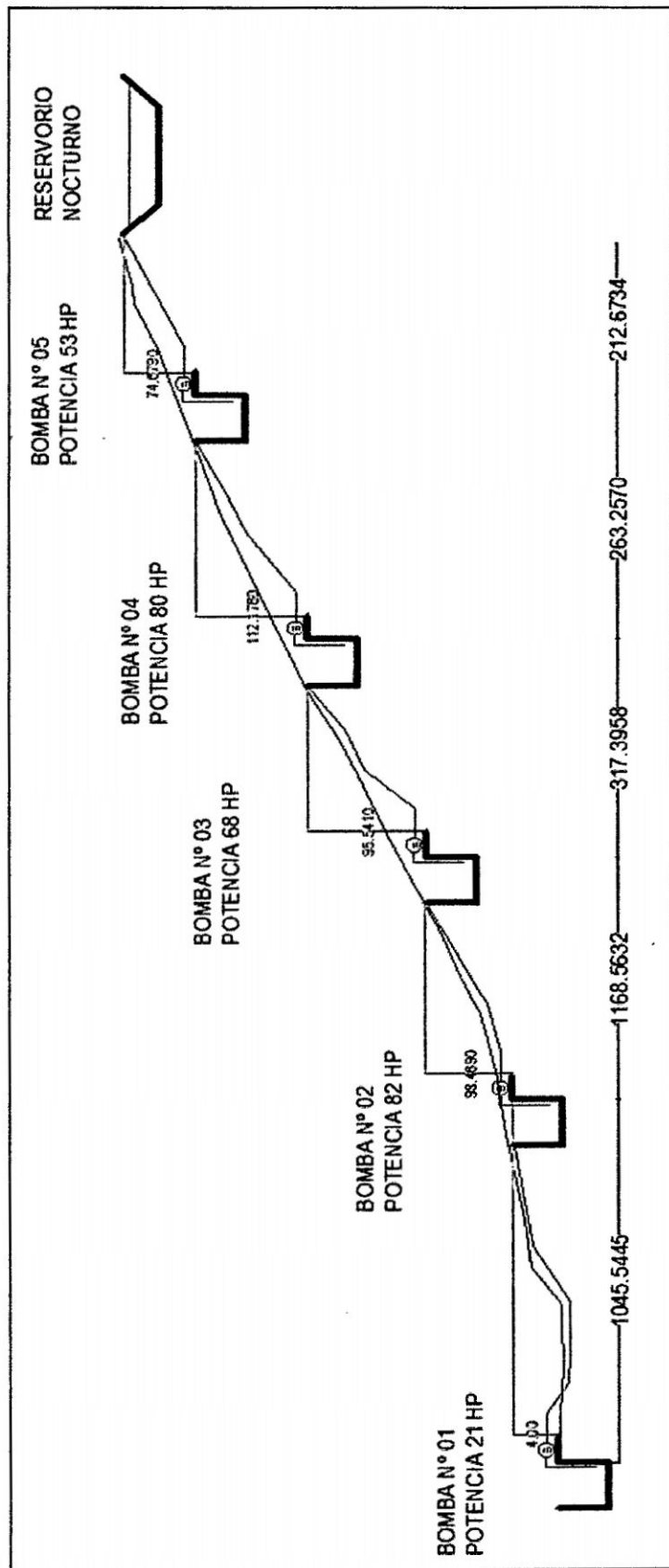


Grafico N°4.2 Sistema contra golpe de ariete

Esquema general del proyecto



4.13 DISEÑO DE BLOQUES DE ANCLAJE

Por cantidad de movimiento tenemos

$$R_x = P_2 \cdot A_2 \cdot \cos \theta - P_1 \cdot A_1 + \ell_1 \cdot A_1 \cdot V_1 \left(\frac{V_2 \cos \theta}{V_1} - 1 \right)$$

$$R_y = P_2 \cdot A_2 \sin \theta + \ell_2 \cdot A_2 \cdot V_2^2 \sin \theta$$

4.14. PARA LA BOMBA N°01

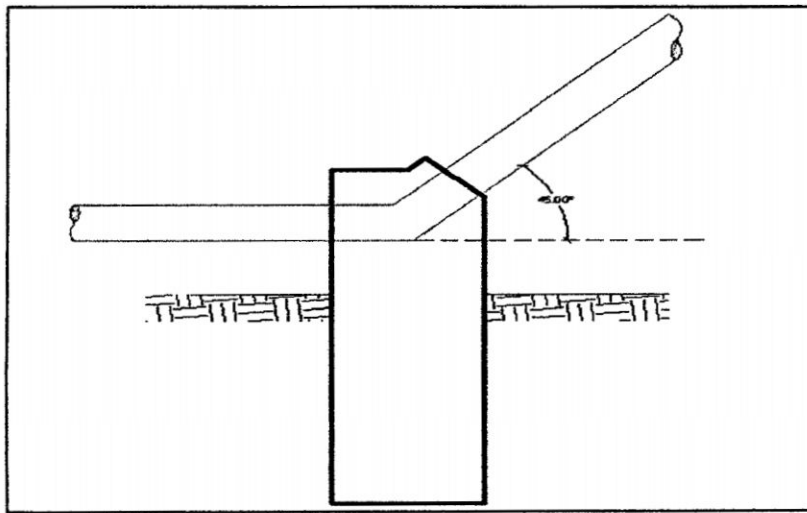


Grafico N°4.3 Bloque de anclaje

$$H=37.11994$$

$$P = \gamma H$$

$$P=1000 \cdot 37.11994$$

$$P=37,119.94 \text{ kg/m}^2$$

$$A=0.0164 \text{ m}^2$$

$$R_x = PA(\cos \theta - 1) + \ell_1 QV(\cos \theta - 1)$$

$$R_x = (\cos \theta - 1)[PA + \ell_1 QV]$$

$$R_x = -0.29289[37,120 \cdot 0.016 + 1000 \cdot 0.035 \cdot 2.13128]$$

$$R_x = -200.15 \overline{Kgrs}$$

$$R_y = (37,120 * 0.0164 + 1000 * 0.035 * 2.13128) \frac{\sqrt{2}}{2}$$

$$R_y = 483.21 \overline{Kgrs}$$

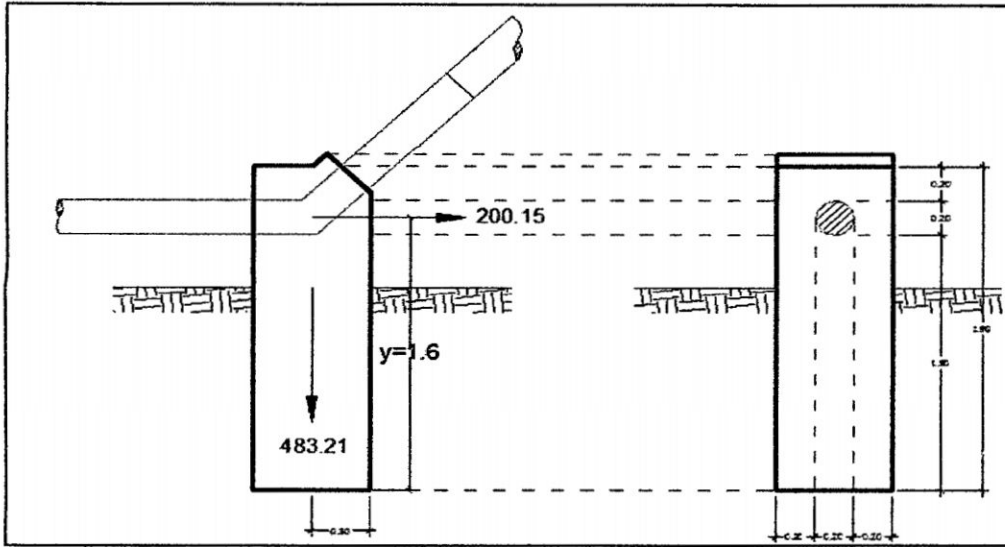


Grafico N°4.4 Diagrama de cuerpo libre del bloque

p/p = peso propio del dado

$$p/p = 1.90 * 0.60 * 1 * 2.2 = 2\ 508 \text{ Kg}$$

4.14.1 Fuerzas actuantes

$$M_a = \bar{y} * R_x \text{ (Momento actuante)}$$

$$M_a = 1.60 * 200.15$$

$$M_a = 320.24$$

4.14.2 Momento resistente

$$M_r = \bar{x} (R_y + P/P)$$

$$M_r = 0.30(483.21 + 2.508)$$

$$M_r = 897.363$$

4.14.3 Verificación al volteo

$$\frac{M_r}{M_a} \geq 2 \rightarrow \frac{897.363}{320.24} = 2.80 \text{OK!}$$

4.14.4 Verificación al deslizamiento

$$\frac{F_v(0.6)}{M_a} \geq 1.5 \rightarrow \frac{2991.21 * 0.6}{200.15} = 8.92 \text{OK!}$$

4.14.5 Verificación al hundimiento

$$\gamma = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right)$$

$$\gamma_1 = \frac{2.991.21}{0.4} \left(1 \pm \frac{6 * 0.96}{0.8} \right)$$

$$e = 0.1926$$

$$\gamma_1 = 6231.25 \left(1 \pm \frac{0.576}{0.8} \right)$$

$$\frac{B}{3} = \frac{0.60}{3} = 0.20 \text{OK!}$$

$$\gamma_1 = 10,717.75 \text{Kgrs/cm}^2 = 1.0717 \text{grs/cm}^2$$

Incrementamos la base $1 * 1 = 1 \text{m}^2$

$$\sigma_n = 1.5 \frac{\text{Kgrs}}{\text{cm}^2}$$

$$\sigma_1 > \sigma_n$$

$$1.0717 > 1.50$$

$$\sigma_2 = 6231.25(1 - 0.72)$$

$$\sigma_2 = 0.1744 \frac{\text{Kgrs}}{\text{cm}^2} < 1.50 \text{OK!}$$

4.15 PARA LA BOMBA N°02

$$H=132.1855 \text{ m}$$

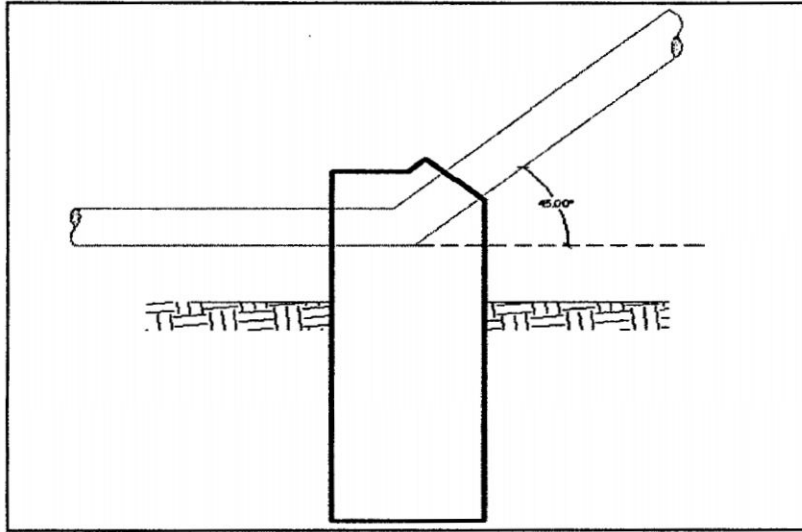


Grafico N°4.5 Bloque de anclaje

$$P = \gamma H$$

$$P = 1000 * 132.1855$$

$$P = 132,185.5 \text{ kg/m}^2$$

$$A = 0.0164 \text{ m}^2$$

$$R_x = PA(\cos \theta - 1) + \ell_1 QV(\cos \theta - 1)$$

$$R_x = (\cos \theta - 1)[PA + \ell_1 QV]$$

$$R_x = -0.29289[132.1855 * 0.0164 + 1000 * 0.035 * 2.13128]$$

$$R_x = -656.7873 \text{ Kgrs}$$

$$R_y = (132.1855 * 0.0164 + 1000 * 0.035 * 2.13128) \frac{\sqrt{2}}{2}$$

$$R_y = 1585.642 \text{ Kgrs}$$

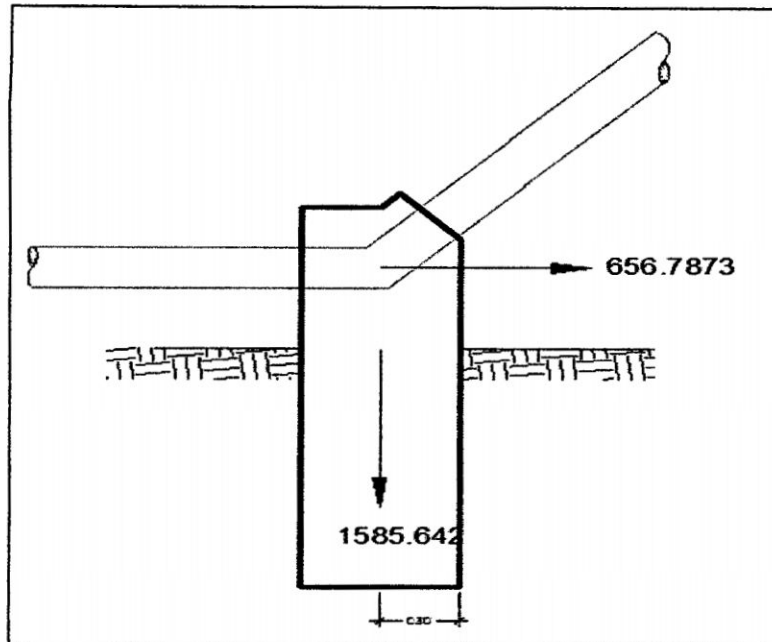


Grafico N°4.6 El diagrama de cuerpo libre del dado

P/p = peso propio del dado

$$p/p=1.90*0.60*1*2.2=2.508 \text{ Kgrs}$$

4.15.1 Fuerzas actuantes

$$M_a = \bar{y} * R_x \text{ (Momento actuante)}$$

$$M_a = 1.60 * 656.1873$$

$$M_a = 1050.85968$$

4.15.2 Momento resistente

$$M_r = \bar{x} (R_y + P/p)$$

$$M_r = 0.40(1585.642 + 2.508)$$

$$M_r = 1637.4568 \text{ m - Kgr}$$

4.15.3 Verificación al volteo

$$M_r = 0.50(4093.642) = 2046.821$$

$$\frac{M_r}{M_a} \geq 2 \rightarrow \frac{2046.821}{1050.85765} = 1.95 \cong 2 \text{ OK!}$$

El dado va enterrado

4.15.4 Verificación al deslizamiento

$$\frac{F_v(0.6)}{M_a} \geq 1.5 \rightarrow \frac{2991.21 * 0.6}{200.15} = 8.92 \text{ OK!}$$

4.15.5 Verificación al hundimiento

$$\gamma = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right)$$

$$\gamma_1 = \frac{2.991.21}{0.4} \left(1 \pm \frac{6 * 0.96}{0.8} \right)$$

$$e = 0.1926$$

$$\gamma_1 = 6231.25 \left(1 \pm \frac{0.576}{0.8} \right)$$

$$\frac{B}{3} = \frac{0.60}{3} = 0.20 \text{ OK!}$$

$$\gamma_1 = 10,717.75 \text{ Kgrs} / \text{cm}^2 = 1.0717 \text{ Kgrs} / \text{cm}^2$$

Incrementamos La Base $1 * 1 = 1 \text{ m}^2$

$$\sigma_n = 1.5 \text{ Kgrs} / \text{cm}^2$$

$$\sigma_1 > \sigma_n$$

$$1.0717 > 1.50$$

$$\sigma_2 = 6231.25(1 - 0.72)$$

$$\sigma_2 = 0.1744 \text{ Kgrs} / \text{cm}^2 < 1.50 \text{ OK!}$$

4.16 PARA LA BOMBA N°03

H=137.33 m

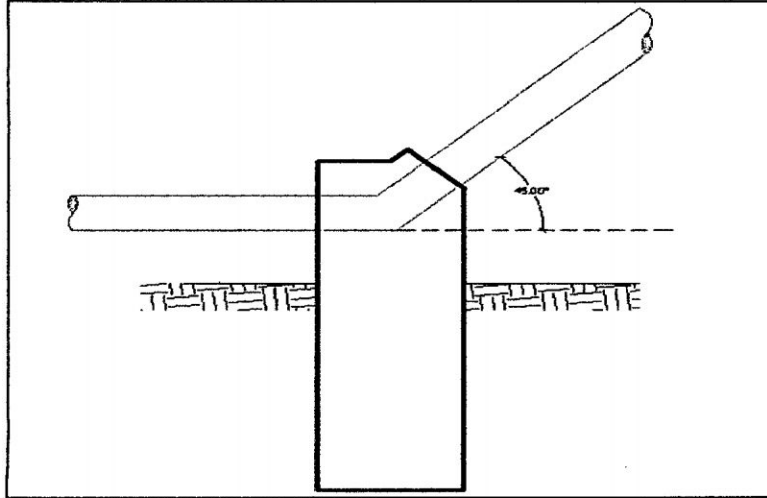


Grafico N°4.7 El diagrama de cuerpo libre del dado

$$P = \gamma H$$

$$P = 1000 * 137.33$$

$$P = 137,330 \text{ kg/m}^2$$

$$A = 0.0164 \text{ m}^2$$

$$R_x = PA(\cos\theta - 1) + \ell_1 QV(\cos\theta - 1)$$

$$R_x = (\cos\theta - 1)[PA + \ell_1 QV]$$

$$R_x = -0.29289[137.33 * 0.0164 + 1000 * 0.035 * 2.13128]$$

$$R_x = -681.50 \text{ Kgrs}$$

$$R_y = (137.33 * 0.0164 + 1000 * 0.035 * 2.13128) \frac{\sqrt{2}}{2}$$

$$R_y = 1645.30 \text{ Kgrs}$$

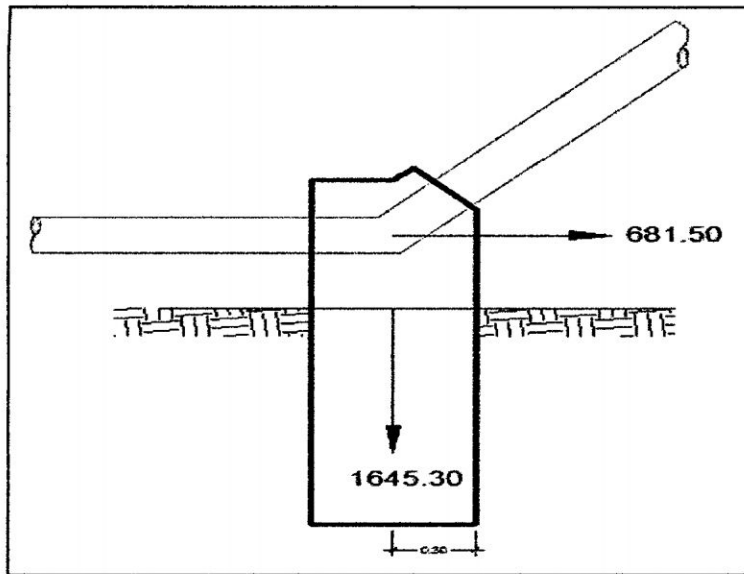


Grafico N°4.8 El diagrama de cuerpo libre del dado

$p/p =$ peso propio del dado

$$p/p = 1.90 * 0.60 * 1.5 * 2.2 = 3.762 \text{ Kgrs}$$

4.16.1 Fuerzas actuantes

$$M_a = \bar{y} * R_x \text{ (Momento actuante)}$$

$$M_a = 1.60 * 681.50$$

$$M_a = 1090.40$$

4.16.2 Momento resistente

$$M_r = \bar{x} (R_y + P/p)$$

$$M_r = 0.75(1645.30 + 3762)$$

$$M_r = 4055.475 \text{ m-Kgr}$$

4.16.3 Verificación al volteo

$$\frac{M_r}{M_a} \geq 2 \rightarrow \frac{4055.475}{1090.40} = 3.72 \text{ MAL!}$$

Es Demasiado

Disminuimos La Dimensión De $L=1.20$

$$p/p=1.90*0.60*1.2*2.2=3009.6\text{Kgrs}$$

$$\sigma_c = 2.2 \frac{\text{Tn}}{\text{m}^3}$$

$$M_r = 0.60(3009.6+1645.30) = 2792.94\text{m-Kgr}$$

$$\frac{M_r}{M_a} \geq 2 \rightarrow \frac{2792.94}{1090.40} = 2.56\text{OK! El dado va enterrado}$$

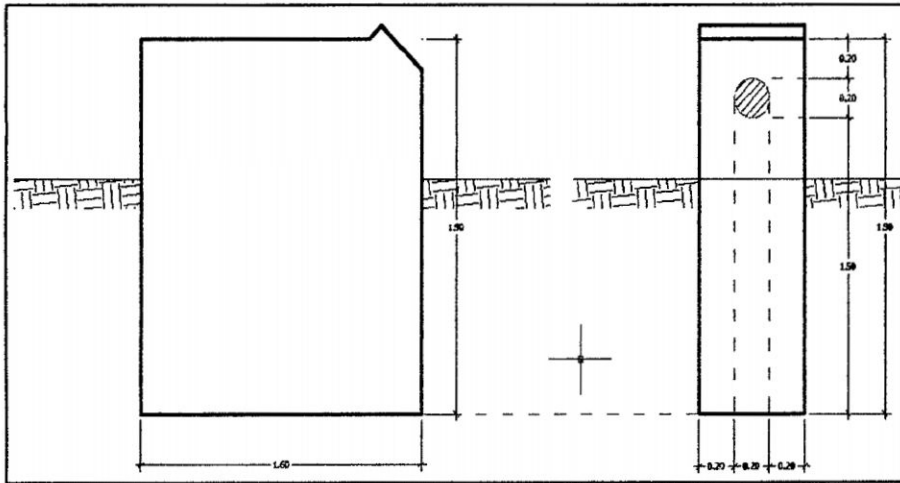


Grafico N°4.9 Dimensiones del bloque de anclaje

4.16.4 Verificación al deslizamiento

$$\frac{F_v(0.6)}{M_a} \geq 1.5 \rightarrow \frac{2991.21*0.6}{200.15} = 8.92\text{OK!}$$

4.16.5 Verificación al hundimiento

$$x = \frac{M_r - M_a}{W}$$

$$x = \frac{2792.94 - 1090.40}{4654.90} = 0.3657$$

$$\frac{B}{3} = 0.53$$

$$e=0.18285$$

$$\sigma = \frac{P}{A} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right)$$

$$\sigma_1 = \frac{4654.9}{0.72} \left(1 \pm \frac{6 * 0.18285}{1.20} \right)$$

$$\sigma_1 = 6465.14(1 + 0.91425)$$

$$\sigma_1 = 1.2375 \text{ Kgrs} / \text{cm}^2 < 1.50 \text{ OK!}$$

$$\sigma_2 = 0.055 \text{ Kgrs} / \text{cm}^2 < 1.50 \text{ OK!}$$

Resumen:

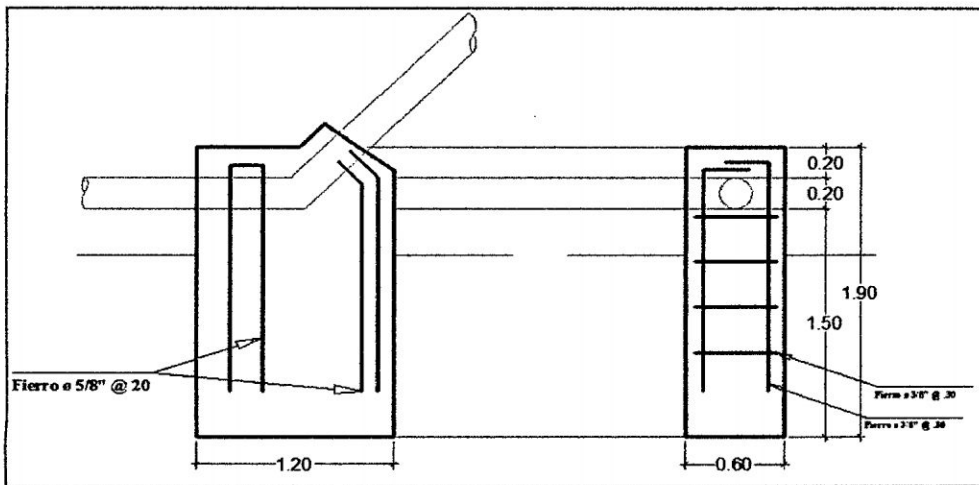


Grafico N°4.10 Distribución de acero en el bloque de anclaje

4.17 DISEÑO DEL RESERVORIO DE IMPULSIÓN

$$Q = 0.035 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$V = 2.13128 \text{ m}^3$$

Consideramos un entre tiempo de media hora por alguna deficiencia en cualquiera de las bombas.

$$V = Q.T$$

$$\nabla = 0.035 \frac{m^3}{s} \times 30 \times 60 \text{seg}$$

$$\nabla = 63m^3$$

Donde:

∇ : Volumen m^3

Q : Caudal m^3/s

T = tiempo Seg

Recomendamos $h=1.50$ para el reservorio de succión

$$\nabla = A.h$$

$$A = \frac{\nabla}{h}$$

$$A = \frac{63}{1.50}$$

$$A = 42m^2$$

$$A = L^2$$

$$\boxed{L = 6.50m}$$

Donde:

∇ : Volumen m^3

A : Caudal m^2

h : Altura m

L : Lado m

Conclusión:

El reservorio de succión deberá tener la dimensión de 6.50x6.50x1.50

Consideramos una altura libre 0.25 m (carga de velocidad $\frac{v^2}{2g}$)

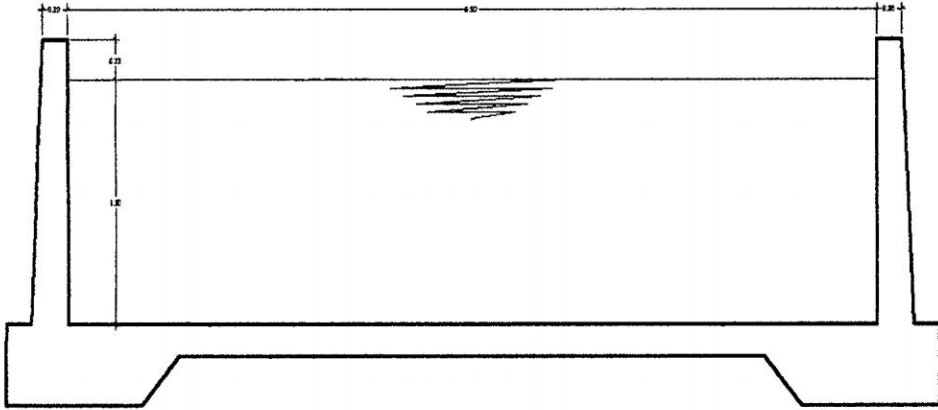


Grafico N°4.11 Dimensiones del reservorio cámara de impulsión

4.17.1 Diseño del reservorio de succión e impulsión

4.17.2 Por flexión:

a) Predimensión

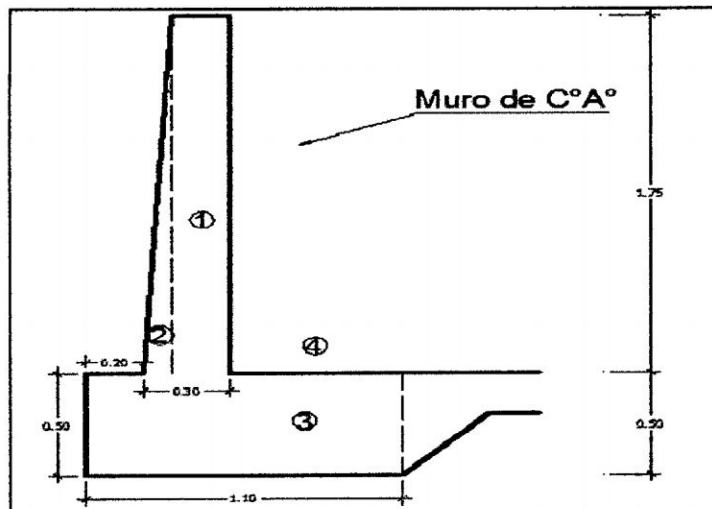


Grafico N°4.12 Componentes del reservorio

b) Fuerzas actuantes.

$$F = \frac{\gamma h^2}{2} = \frac{1 \times 1.5^2}{2}$$

$$F = 1.125 Tn$$

F : Fuerza actuante 10000 N/m^3

γ : peso específico del agua 1000 N/m^3

h : Altura (m)

c) Momento actuante

$$M_a = F_a \frac{h}{3}$$

$$M_a = 1.125 \times \frac{1.5}{3}$$

$$M_a = 0.5625 m - Tn$$

M_a = Momento actuante m-Tn

F_a = Fuerza actuante Tn

e) Fuerzas resistentes

Elemento	Dimensiones	Peso(Fr)	X	Momento(Mr)
1	0.20x1.95x2.40	0.84	0.4	0.336
2	0.10x1.75x0.5x2.40	0.21	0.27	0.057
3	0.50x1.10xx2.40	1.32	0.55	0.726
4	0.60x1.50x1.00	0.9	0.8	0.72
	Σ	3.27	Σ	1.839

e) Verificación al volteo

$$Mr \geq 2Ma$$

$$\frac{1.839}{0.5625} = 3.269 > 2 \quad \text{OK!}$$

Mr: Momento resistente

Ma: Momento actuante

f) Verificación al deslizamiento

$$0.6Fr \geq 1.5Fa$$

$$\frac{0.6 \times 3.27}{1.125} = 1.74 > 1.5 \quad \text{Ok!}$$

Fr: Fuerza resistente

Fa: Fuerza actuante

4.17.3 Verificación al hundimiento

Calculo del punto de aplicación

$$Fr\bar{X} + Ma = Mr$$

$$\bar{X} = \frac{Mr - Ma}{Fr}$$

$$\bar{X} = \frac{1.839 - 0.5625}{3.27} = 0.39$$

4.17.4 Calculo de presiones

$$\sigma = \frac{Fr}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right)$$

$$e = \frac{Ma}{Fr} = \frac{0.5625}{3.27} = 0.172$$

$$\sigma_1 = \frac{3.27}{1.10} \left(1 + \frac{6 \times 0.172}{1.1} \right) = 5.76 \text{ Tn/m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{3.27}{1.10} \left(1 - \frac{6 \times 0.172}{1.1} \right) = 0.187 \text{ Tn/m}^2$$

Ambos son menores a 15 Tn/m^2

4.17.5 Calculo de acero en el muro

$$\frac{Ma}{\phi} = A_s \cdot f_y \left(d - \frac{A_s \cdot f_y}{1.1 \cdot b \cdot f'_c} \right)$$

$$A_s = 0.57357 \text{ cm}^2$$

Debemos usar acero mínimo.

$$A_{s_{\text{mínimo}}} = 0.003 \cdot b \cdot x \cdot d$$

$$A_{s_{\text{mínimo}}} = 0.003 \cdot 100 \cdot 26$$

$$A_{s_{\text{mínimo}}} = 7.8 \text{ cm}^2$$

usar $\phi \frac{1}{2} @ 0.16 \text{ m}$ Acero principal

usar $\phi \frac{1}{2} @ 0.18 \text{ m}$ Acero secundario

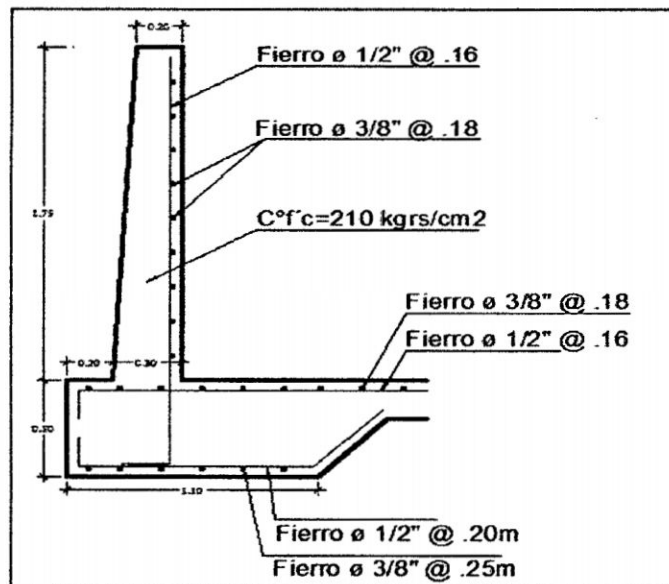


Grafico N°4.13 Distribución de acero en el reservorio

Donde:

Ma : Momento Actuante

ϕ : Coeficiente de amplificación de momento por flexión (0.9)

As : área de acero

fy : Fluencia del acero

f'c : Esfuerzo de compresión del concreto

b : Base del muro 1.0 m

4.17.6 Verificación al corte

$$V_u = \frac{v}{\phi}$$

$$V_u = \frac{1125}{0.75} = 1500 \text{ kgrs}$$

Vc: Cortante Resistente

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'c} b_w d$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{210} \times 100 \times 21$$

$$V_c = 16,129 \text{ Kgr}$$

Vu > Vc

$$1500 > 16,129 \text{ ok!}$$

V: Fuerza cortante máxima Kgr

ϕ : Coeficiente de reducción 0.75

f'c: Esfuerzo resistente a la compresión del C°=210 Kgr/cm²

b_w: Ancho Efectivo 100 cm

d: Peralte Efectivo 21 cm

4.18 SISTEMA DE LIMPIA RESERVORIO

$$Q = C_d \cdot A \cdot V$$

Q : Caudal de salida (m³/s)

C : Coeficiente de descarga = 0.61

A : are neta de salida (m²)

V : velocidad (m/s)

h : Altura de agua =1.50 (m)

Asumimos Ø 6"

Di= 0.1598 m

$$A = \left(\frac{\pi D^2}{4} \right) = \frac{\pi(0.1598)^2}{4} = 0.02 \text{ m}^2$$

-Q salida 0.035 m³/seg

$$V = \sqrt{2g(h-h_m)}$$

$$0.035 = 0.62 \times 0.02 \sqrt{2g \cdot \sqrt{h-h_m}}$$

$$h-h_m = 0.4060 \text{ m}$$

$$-h_m = 0.4060 - 1.50$$

$$h_m = 1.094 \text{ m}$$

Entonces:

$$V = \sqrt{2g(h-h_m)}$$

$$V = \sqrt{2 \times 9.81 \times 0.4060}$$

$$V = 2.822 \text{ m/s}$$

4.18.1 Tiempo de vaciado

$$A \frac{dh}{dt} = A_0 \sqrt{2gh}$$

$$\frac{A}{A_0} \cdot \frac{1}{\sqrt{2g}} \int_0^{0.4060} h^{-1/2} dh = \int_0^t dt$$

$$476.92 \left[h^{1/2} \right]_0^{0.4060} = t$$

$$A = \text{Reservorio } 6.5 \times 6.5 = 42.25 \text{ m}^2$$

$$A_0 = \text{Orificio } 0.02 \text{ m}^2$$

$$t = 303.8856 \text{ seg}$$

$$5.06 \text{ min}$$

$$0.084 \text{ h}$$

4.18.2 Vertedor de excedencias

$$Q = 2.2LH^{3/2}$$

Se Considera H mínimo, sea $H = 0.02 \text{ m}$

$$Q = 0.035 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$L = \frac{Q}{2.2(0.02)^{3/2}} = 5.62 \text{ m demasiado}$$

Segunda iteración sea: H=0.05m

L=1.42 m

Tercera iteración sea: H=0.10 m

L= 0.50 m

Consideramos correcto

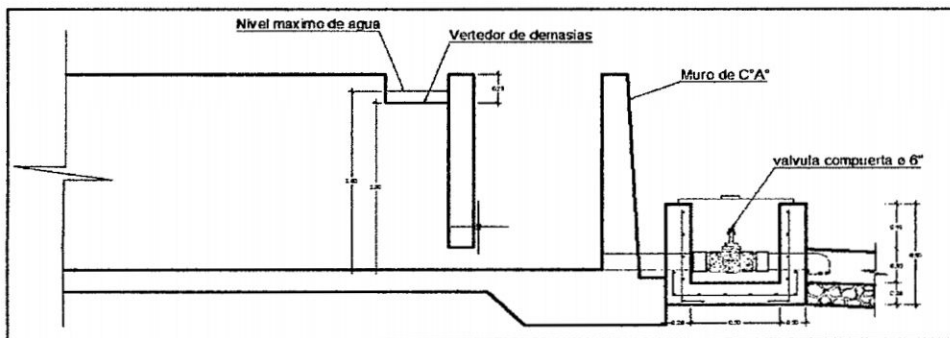


Grafico N°4.14 Sistema de limpia del reservorio

4.19 DISEÑO DEL RESERVORIO NOCTURNO

De acuerdo al volumen calculado de 3.066 litros por planta y por día, considerando 625 plantas por hectárea y teniendo en cuenta que la superficie total a regar es de 250 has

$$V = 3.066 \times 625 \times 250.$$

$$V = 479062.5 \text{ Litros}$$

Redondeando:

$$V = \text{Volumen requerido } 500\text{m}^3$$

4.19.1 Tiempo de llenado

$$T = \frac{\nabla}{Q}$$

$$Q = \frac{\nabla}{T}$$

$$T = \frac{500}{0.035}$$

$$T = 14285.71 \text{ Seg}$$

T=4 horas (tiempo de bombeo requerido)

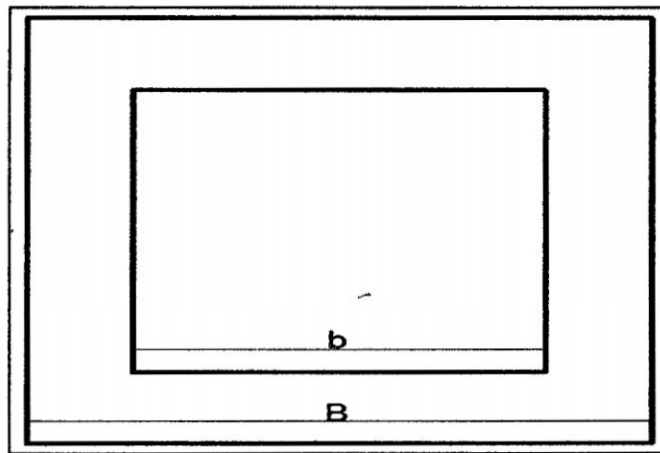


Grafico N°4.15 Predimensionamiento del reservorio nocturno

$$\nabla = \left(\frac{A_1 + A_2}{2} \right) h$$

$$\nabla = 500 \text{ m}^3$$

$$h = 1.50 \text{ m}$$

$$B = 7.50 + b$$

$$A_1 = (7.50 + b)^2$$

$$A_2 = b^2$$

$$500 = \left(\frac{(7.50 + b)^2}{2} \right) * 1.50$$

$$666.667 = 56.25 + 15b + 2b^2$$

$$b^2 + 7.5b - 305.21 = 0$$

$$b = \frac{-7.5 \pm \sqrt{7.5^2 + 4(305.21)}}{2}$$

$$b = \frac{-7.5 \pm 35.74}{2}$$

$$b = 14.50 \text{ m}$$

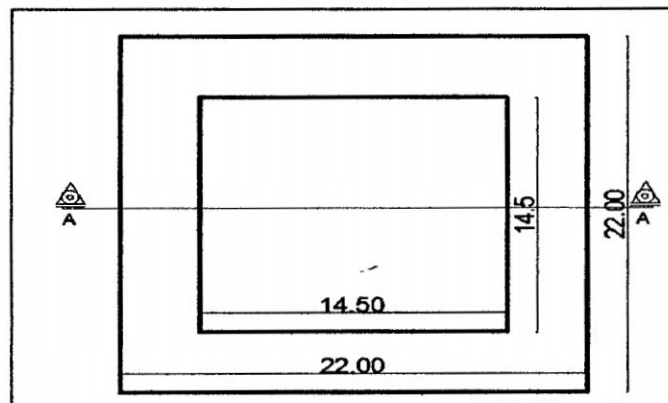


Grafico N°4.16 Dimensionamiento del reservorio nocturno

4.19.2 Vertedor de excedencias

$$Q = 2.2LH^{3/2}$$

Se Considera H mínimo, sea H=0.02 m

$$Q = 0.035 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$L = \frac{Q}{2.2(0.02)^{3/2}} = 5.62 \text{ m. Demasiado}$$

Segunda iteración sea: H=0.05m

L=1.42 m

Tercera iteración sea: H=0.10 m

L= 0.50 m

Consideramos correcto

4.19.3 Sistema de salida

Perdidas Menores

ACCESORIO	COEFICIENTE (Km)
Rejilla de ingreso	0.75
Valbula compuerta	10
Σ	10.75

Por iteraciones

Ø	hf	v	hm	Qsalida
8.5"	0.001	1.6546	1.499	0.006
3"	-0.051	1.31568	0.9484	0.006
4"	1.19	0.74	0.30	0.006

$$h_m = \sum k_m \frac{V^2}{2g}$$

$$h_m = 10.75 \times \frac{1.6546^2}{2g}$$

$$h_m = 1.499m$$

$$h_f = ?$$

$$\sum k_m = 10.75$$

$$v = \sqrt{\frac{2gh}{\sum k_m}}$$

$$v = \sqrt{\frac{2 \times 9.81 \times 1.5}{10.75}}$$

$$v = 1.6546 \text{ m / seg}$$

$$Q = \frac{3 \cdot 625 \cdot 250}{24 \cdot 3600 \cdot 1000}$$

$$Q = 0.006 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{0.006}{1.6546}$$

$$A = 0.003626 \text{ m}^2$$

$$D = 0.21487 \text{ m}$$

Asumimos: $\phi = 3''$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.006}{0.00456} = 1.31568 \text{ m / seg}$$

Asumimos: $\phi = 4''$

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0.006}{0.0081} = 0.74 \text{ m / seg}$$

Usar tubo: $\phi = 4''$; $V = 0.74 \text{ m / seg}$

El caudal teórico viene a ser:

$$Q = A \cdot V$$

$$Q = C_d \sqrt{2gh} \cdot \frac{\pi D^2}{4}$$

$$A = \frac{\pi \cdot D^2}{4} = \frac{\pi(0.10)^2}{4} = 0.007854m^2$$

$$Q = \sqrt{2g \cdot h}(0.007854)C_d$$

Siendo caudal de salida=0.006 m³/seg

$$C_d = \frac{0.006}{\sqrt{2 \cdot 9.81 \cdot 1.5 \cdot 0.007854}}$$

$$C_d = 0.1408$$

Por otro lado tenemos:

$$\frac{\text{volumen}}{\text{tiempo}} = \text{caudal}$$

$(\frac{A_1 + A_2}{2})h$ Es el volumen; para un dh tenemos:

$$(\frac{A_1 + A_2 - \Delta A}{2})dh$$

$$(\frac{2A_1 - dA}{2})dh = dV$$

Pero:

$$A_1 = 22^2$$

$$A_2 = (22 - 5dh)^2$$

$$A_2 = 22^2 - 220dh + 25dh^2$$

$dh^2 = 0$, Se considera 0

$$(\frac{22^2 + 22^2 - 220dh}{2})\frac{dh}{dt} = c_d \sqrt{2g} \cdot \sqrt{h} \cdot \frac{\pi D^2}{4}$$

$$484 \cdot \frac{dh}{\sqrt{h}} = 0.62\sqrt{2g} \cdot \frac{\pi D^2}{4} dt$$

Integrando:

$$484 \int_0^{1.5} \frac{dh}{\sqrt{h}} = 0.62\sqrt{2g} \cdot \frac{\pi D^2}{4} \int_0^t dt$$

De donde se tiene:

$$\frac{1185.553}{0.021569} = t$$

$$t = 54,956.335841 \text{ Segundos}$$

$$t = 916.0889 \text{ Minutos}$$

$$t = 15.268 \text{ Horas}$$

$$t = 0.6361 \text{ Días, es el tiempo de vaciado requerido.}$$

CAPITULO V

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

1. utilizaremos cinco bombas trifásicas dispuestas en serie para obtener los caudales y presiones necesarias los cuales tienen las siguientes características:

N° De bomba	Potencia (HP)	Caudal (L/seg)	Altura de elev. (m)
01	21	35	37.12
02	82	35	145.40
03	68	35	120.42
04	80	35	137.33
05	53	35	94.79

2. El sistema, se diseñó con una red de tuberías con diámetro de 6 pulgadas, capaces de soportar altas presiones por lo cual usaremos tuberías de clase: c-15, c-25, c-35, c-150 y c-200, con lo cual se asegura la dotación continua de agua.

3. Se considera la instalación de 5 válvulas de sobrepresión en puntos críticos de la línea de impulsión para prevenir que el sistema colapse por las sobrepresiones producidas por golpe de ariete, y con el objeto de prevenir el ingreso de aire durante el proceso de llenado de la tubería de succión se considera 5 válvulas check.
4. Se construirá 4 reservorios (cámara) de impulsión de concreto armado de 6.50 x 6.50 x 1.50 y de 63 m³, que nos permite operar media hora, por posible falla de la bomba
5. Se construirá un reservorio nocturno de 500 m³ impermeabilizado con geomembrana, el cual será usado para el almacenamiento y regulación del agua para riego.

5.2 RECOMENDACIONES

1. Todo diseño de líneas de impulsión en serie requiere de una simulación en conjunto.
2. Este proyecto, debe ser complementado con un proyecto de riego tecnificado en la superficie a regar, con el propósito de lograr una alta eficiencia de aplicación del agua de riego y así optimizar el uso de este recurso.
3. Al realizar estos diseños se recomienda que se debe capacitar al personal para la operación y mantenimiento de todo el sistema.

BIBLIOGRAFÍA

- Azevedo Neto J. 1975 "Manual de hidráulica" 6 Ed. Edgar BLucher 30p.
- Crisóstomo, C. 1998. Sistemas de Impulsión. Comisión Nacional de Riego. Chillán, Chile. 40p.
- Giles, R; Evett J; Liu C 1994. Mecanica De Los Fluidos E Hidraulica 3 Ed Ed. Mariano J. 70p.
- Mataix, C. Mecanica de fluidos y maquinas hidráulicas. 2a. ed. Ed. Del Castillo S.A. Madrid. 80p.
- León, R. 1973. Hidráulica aplicada. Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas .Santiago, Chile. 60p
- Saldarriaga J. 2007 "hidráulica de tuberías" 2 Ed. Alfaomega. Bogota Colombia 40p.
- Torres Nieto F. 1983 "Obras Hidráulicas" 1 Ed. Limusa. Mexico 1983, 20p.

BIBLIOGRAFÍA ELECTRÓNICA

- Rodríguez Ruiz P. 2001. /abastecimiento de agua. En línea .1 Ed. Oaxaca, México. Consultado 05/04/2014. Cinta magnética de 16.1 MB. Disponible en <http://civilgeeks.com/2010/09/03/libro-de-abastecimiento-de-agua-potable/> .20 p
- Andrade Vásquez, E. 2001. "Proyecto de una planta de bombeo para un sistema de riego por aspersión". Tesis Ing. Mec. Mexico. IPN. Consultado 20/03/2014. Cinta magnética de 21.3 MB disponible en <http://itzamna.bnct.ipn.mx/dspace/handle/123456789/9713> 40 p.

ANEXO I
TABLAS

Tabla N°1A: Coeficiente de rugosidad (C) de Hazen-Williams, Crisóstomo C. 1998).

Material	Coeficiente C
PVC	150
Acero	140
Asbesto Cemento	135
Hormigón Vibrado	130
Plástico Corrugado	125
Polietileno	120

Tabla N°2A: Coeficientes de pérdida de carga (k) para singularidades, (CrisóstomoC.1998).

Accesorio	Coeficiente k
Codo 90°	0,90
Válvula de Pie	2,50
Llave de compuerta abierta 25 %	24,0
Llave de compuerta abierta 50 %	5,60
Llave de compuerta abierta 75 %	1,15
Llave de compuerta abierta 100 %	0,19
Válvula de globo abierta	10,0
Válvula de no retorno	2,50
Contracción brusca	
\varnothing entrada / \varnothing salida 0,25	0,42
\varnothing entrada / \varnothing salida 0,50	0,32
\varnothing entrada / \varnothing salida 0,75	0,19
Expansión brusca	
\varnothing entrada / \varnothing salida 0,25	0,92
\varnothing entrada / \varnothing salida 0,50	0,56
\varnothing entrada / \varnothing salida 0,75	0,19
Tee	1,80
Codo 45°	0,42
Codo 90°	1,80

TablaN°3A: Presión atmosférica (Hatm) para distintas alturas sobre el nivel del mar, (LeónR.1973).

Altura (m.s.n.m.)	Presión (m)
0	10,33
500	9,75
1.000	9,15
1.500	8,62
2.000	8,12
3.000	7,20
4.000	6,40
5.000	5,66

TablaN°4A: Presión de vapor (PV) para el agua a distintas temperatura, (LeónR.1973).

Temperatura (°C)	Pv (kg/cm ²)	Temperatura (°C)	Pv (kg/cm ²)
0	0,0062	55	0,1602
5	0,0089	60	0,2028
10	0,0125	65	0,2547
15	0,0174	70	0,3175
20	0,0238	75	0,3929
25	0,0322	80	0,4828
30	0,0431	85	0,5894
35	0,0572	90	0,7149
40	0,0750	95	0,8620
45	0,0974	100	1,0330
50	0,1255		

TablaN°5A: Coeficiente (K1) característico del material de la tubería, para el cálculo de la celeridad, (ArayaR., 1999).

Material	Coeficiente K1
Acero	0,50
Asbesto Cemento	5,00
PVC	33,00

TablaN°6A: Coeficiente (C1) de ajuste de Mendiluce, (ArayaR., 1999).

Longitud (m)	Coeficiente C₁
0,00	2,00
500,00	1,75
1.000,00	1,50
1.500,00	1,25
2.000,00	1,00

TablaN°7A: Coeficiente (K2) de ajuste de Mendiluce, (Araya R., 1999).

Pendiente de la Tubería (%)	Coeficiente K₂
0,00	1,00
5,00	0,99
10,00	0,98
15,00	0,95
20,00	0,90
25,00	0,83
30,00	0,70
35,00	0,50
40,00	0,00

ANEXO II
ANÁLISIS DE AGUA



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN CRISTOBAL DE HUAMANGA
FACULTAD DE CIENCIAS AGRARIAS

LABORATORIO DE SUELOS Y ANALISIS FOLIAR

Jr. Abraham Valdelomar N° 249 – Telf. 315936 RPM # 151505

Ayacucho – Perú

“Año de la Integración Nacional y el Reconocimiento de Nuestra Diversidad

Región : Ayacucho
Provincia : Huamanga
Distrito : Jesús de Nazareno
Localidad : Tотора
Proyecto : “Reforestación con tara de las laderas de Huichccana – Uma orcco, mediante el Uso de aguas Servidas”.
Solicitante : Saturnino Espinoza Caballero

ANALISIS DE AGUA

DETERMINACIONES	FUENTE	
	Agua Servida	
CATIONES (meq./ Litro)		
CALCIO (Ca ⁺⁺)	1.94	
MAGNESIO (Mg ⁺⁺)	1.52	
POTASIO (K ⁺)	2.25	
SODIO (Na ⁺)	2.48	
AMONIO (NH ₄ ⁺)	0.00	
ANIONES (meq./ Litro)		
BICARBONATOS (HCO ₃ ⁻)	5.28	
CARBONATOS (CO ₃ ⁻)	0.00	
CLORUROS (Cl ⁻)	2.65	
FOSFATOS (PO ₄ ⁻³)	0.00	
NITRATOS (NO ₃ ⁻)	0.00	
SULFATOS (SO ₄ ⁻)	0.28	
OTRAS DETERMINACIONES		
pH	7.22	
CE. (dS/m.)	0.727	
Sólidos en Suspensión (g/litro)	0.068	
Sales Solubles Totales (ppm)	433.0	
Relación de Adsorción de Sodio	1.88	
Dureza Total (ppm CaCO ₃)	148.0	

ERVACONES: Por el reporte analítico el agua es apta para fines de riego en cultivos de tallo alto.

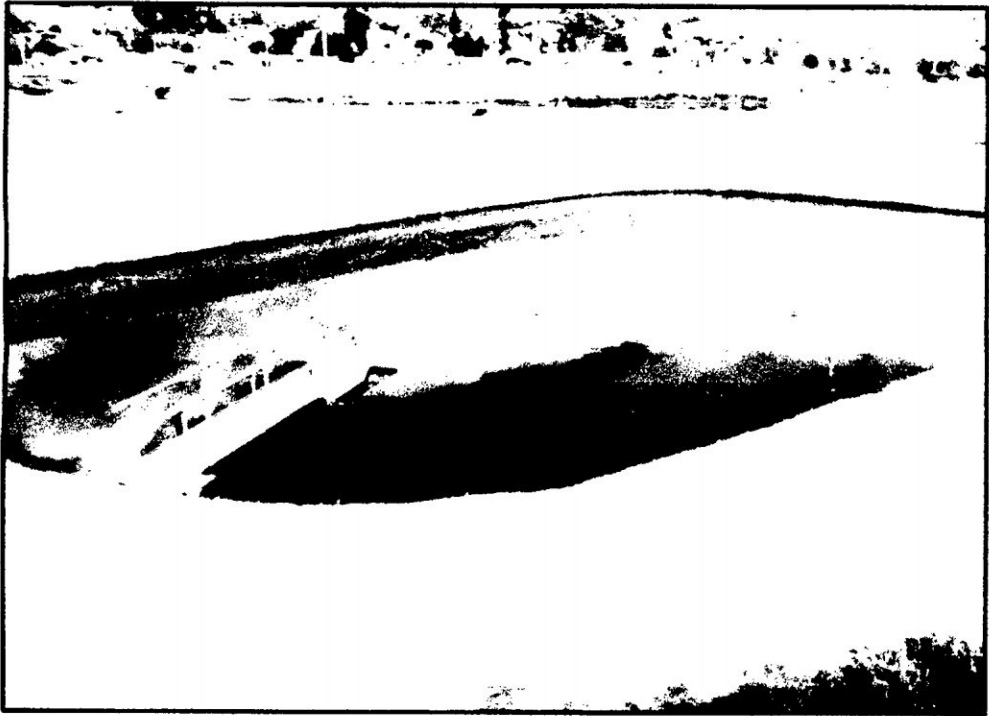
Ayacucho, 06 de Julio del 2012

LABORATORIO DE ANALISIS DE SUELOS
PLANTA, AGUAS Y FERTILIZANTES
RESPONSABLE

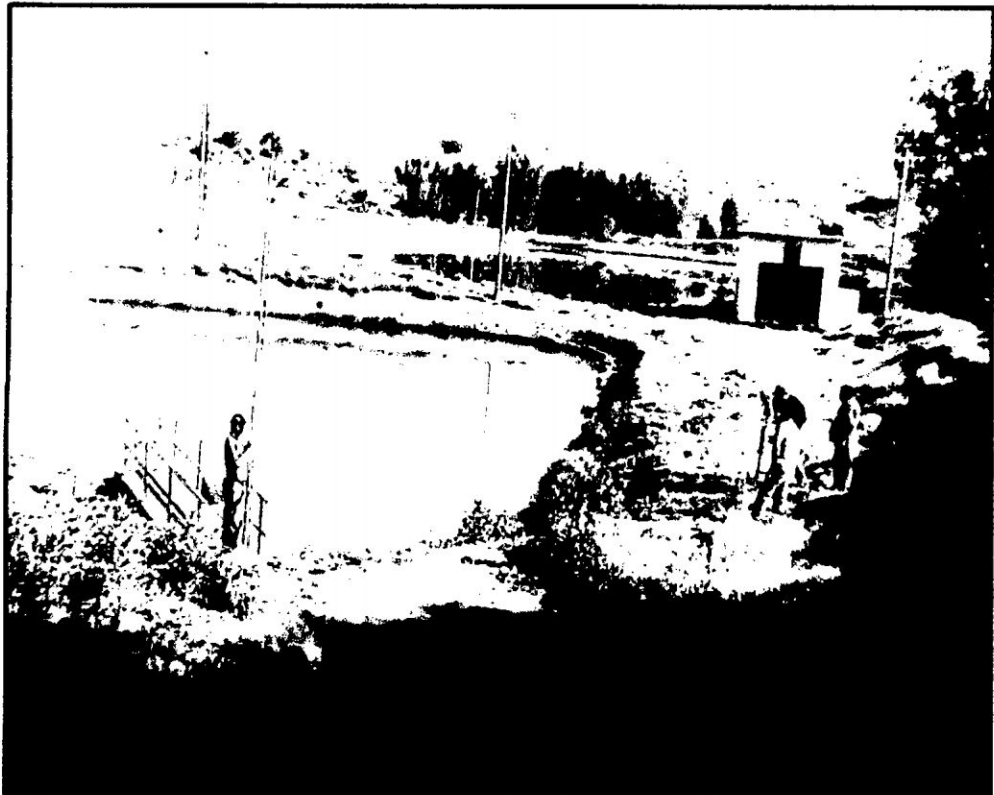
Juan B. Girón Molino
Juan B. Girón Molino
C.I.R. 77120

ANEXO III
ANÁLISIS DE SUELO

ANEXO IV
PANEL FOTOGRAFICO



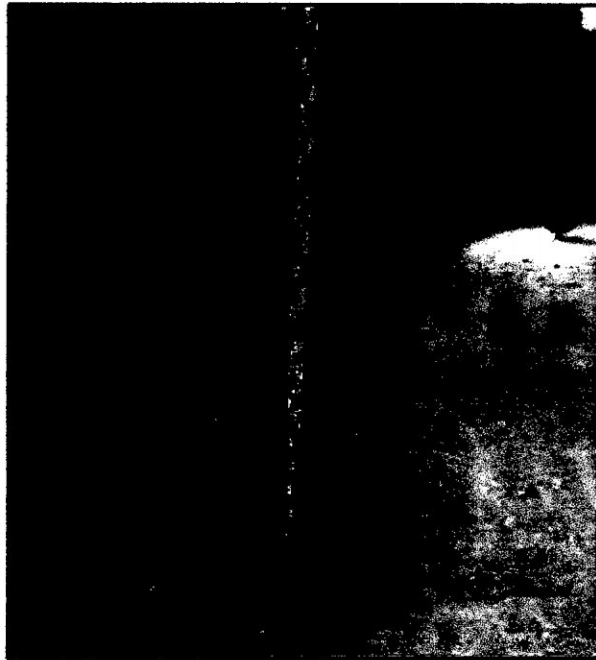
Laguna de aguas servidas tratadas



Inicio trabajos de nivelación



Traslado de cotas desde un BM



Pintado de progresivas



Inicio del levantamiento topográfico



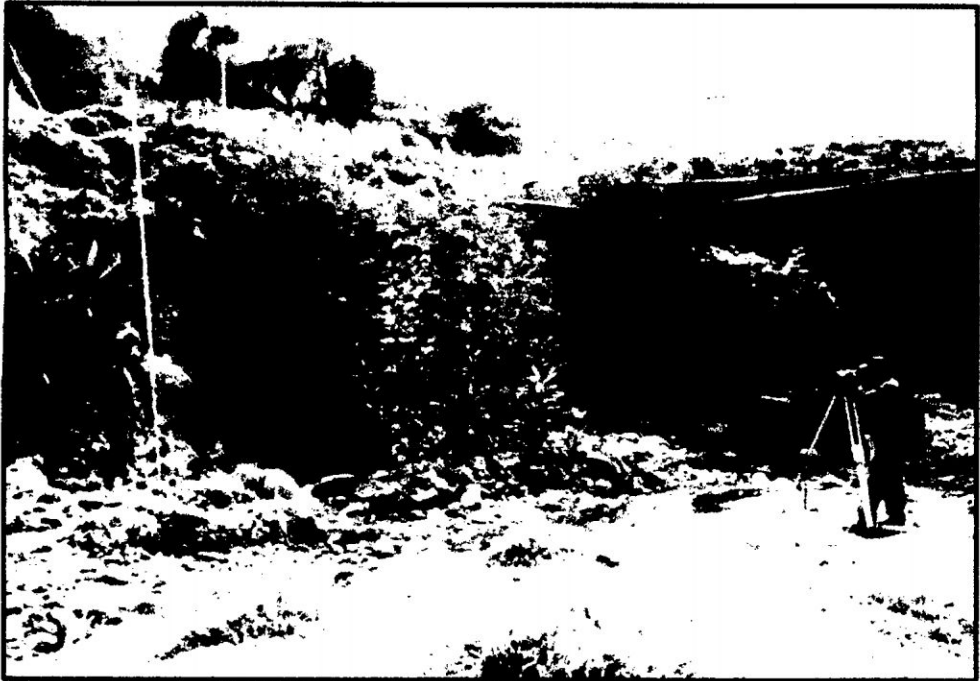
Levantamiento topográfico por radiación



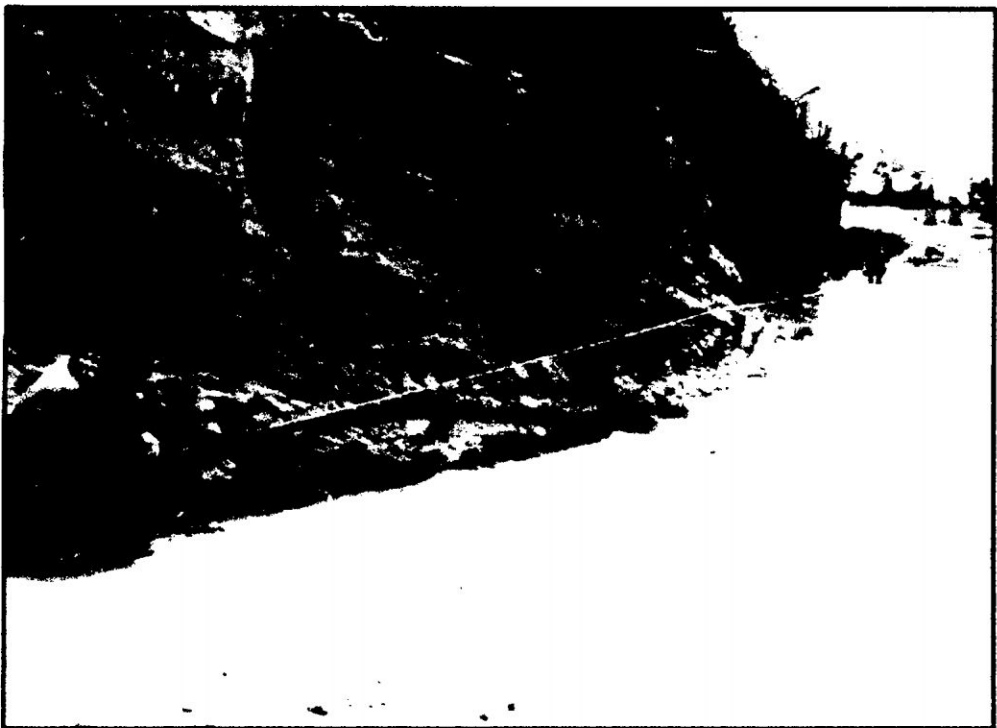
Desmontaje de instrumento para el cambio de estación



Levantamiento de detalles



Nivelación del eje



Medición de progresivas



Pintado y estacado de PI



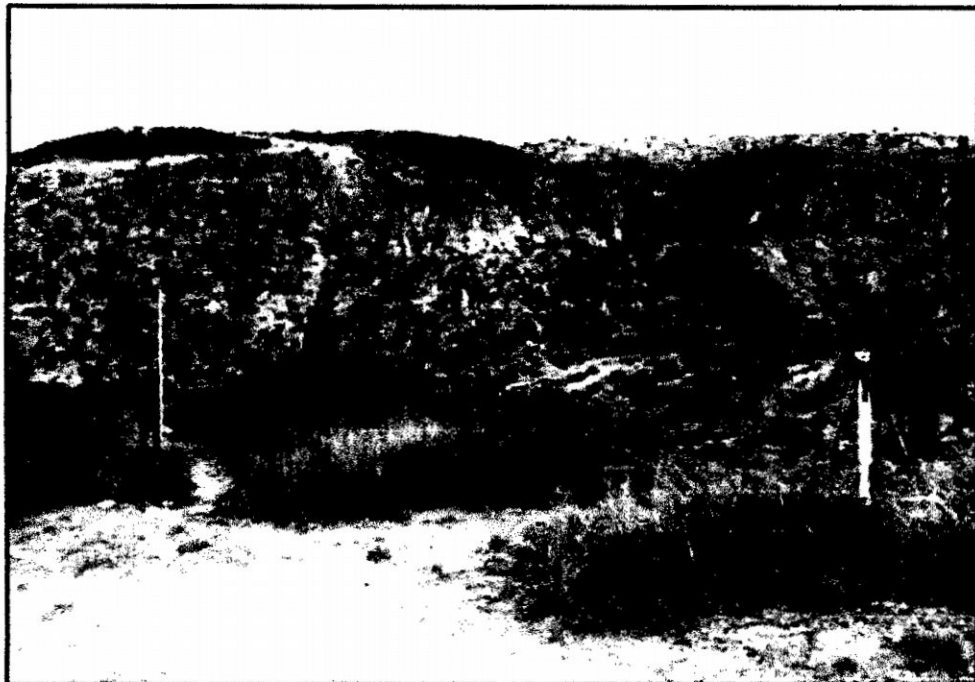
Pintado y estacado de PI



Estacionamiento del equipo, cambio de estación



Traslado de cotas a cada 20 metros



Nivelación del eje



Pintado de PI



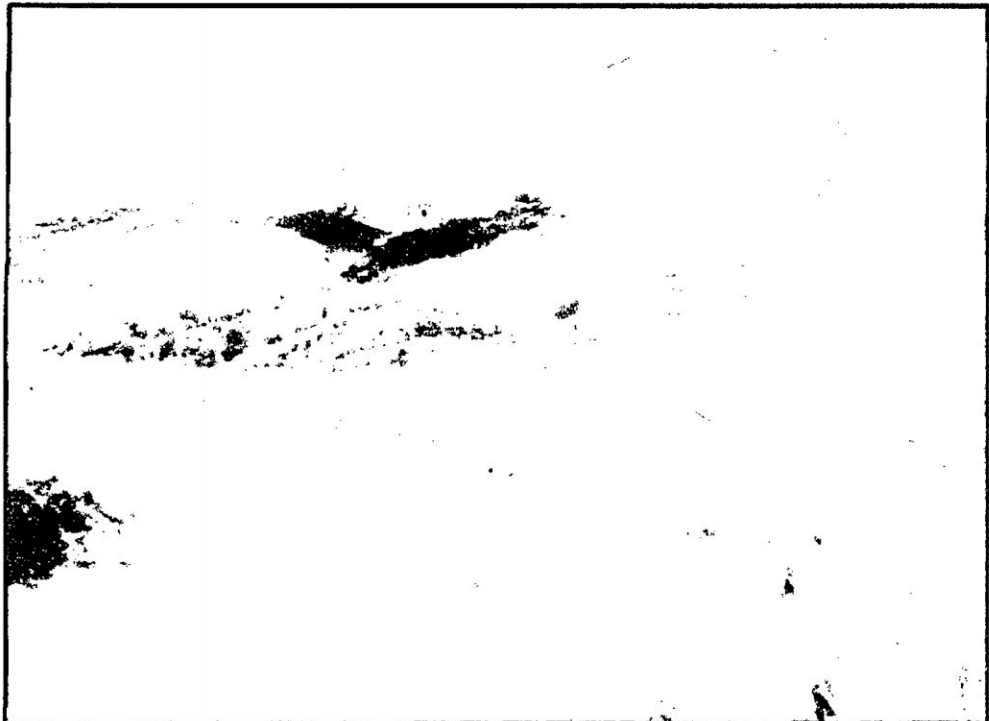
Llegando a la línea final del proyecto



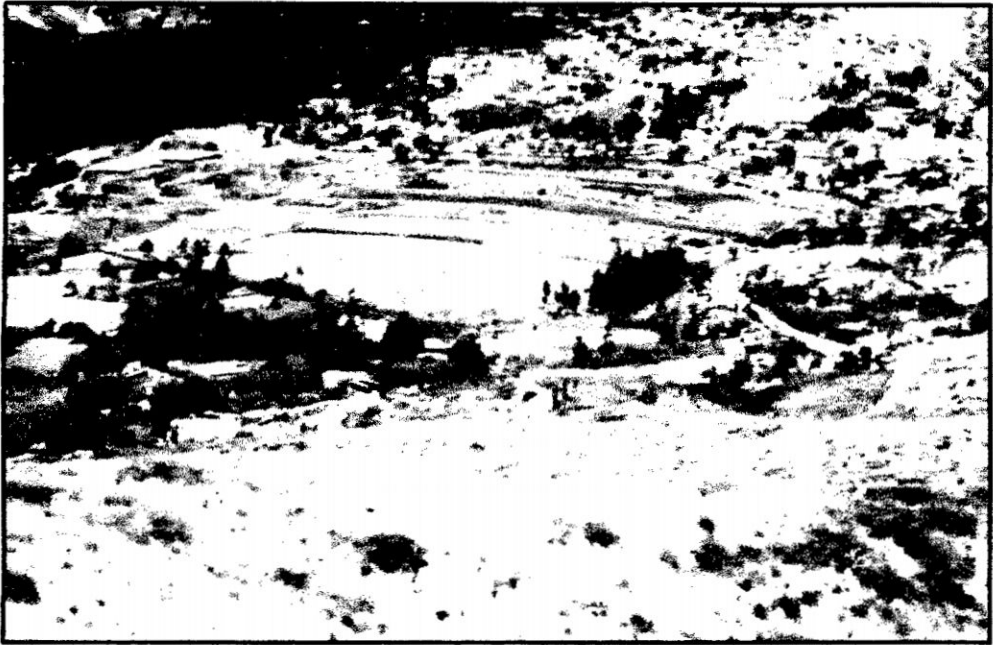
Trasladando cotas desde un BM



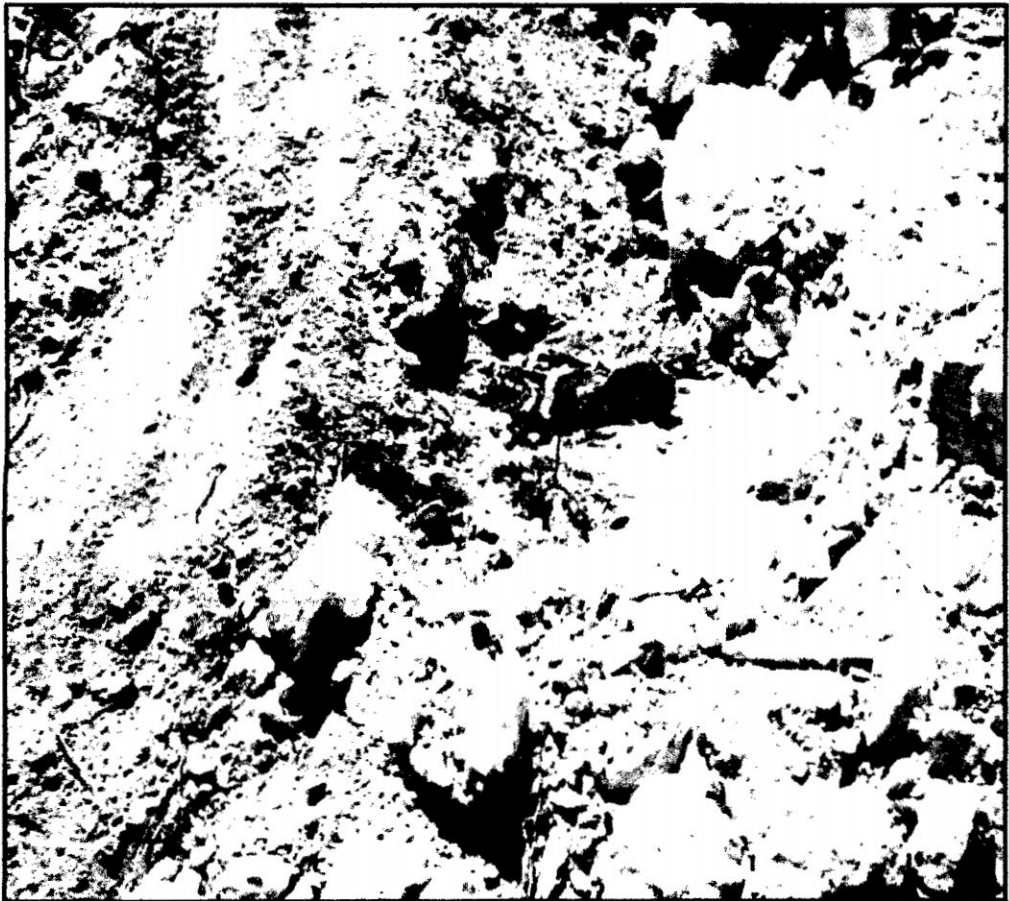
Brigada de topografía



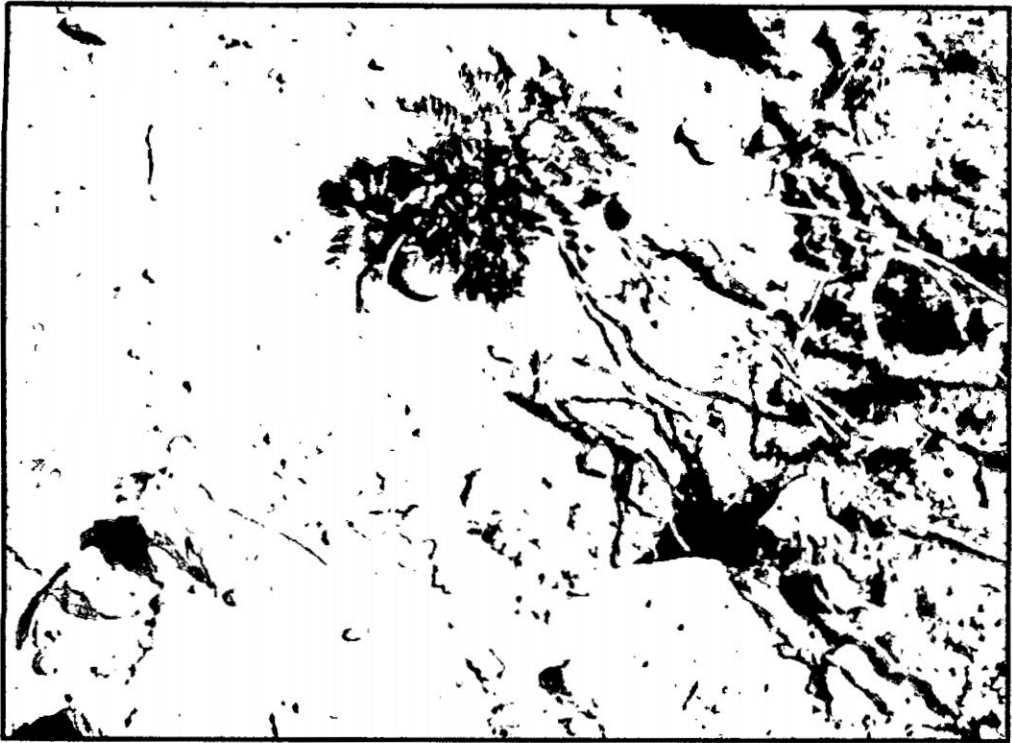
Vista panorámica del proyecto



Vista desde la parte superior del proyecto



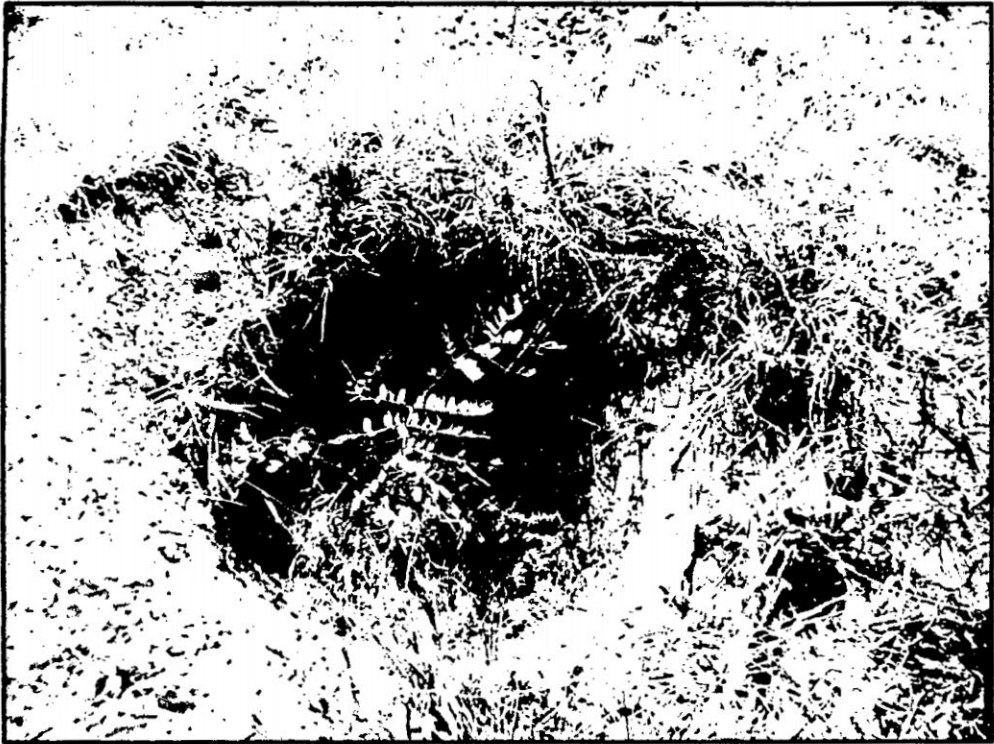
Cultivos instalados en la zona del proyecto



Cultivos instalados en la zona del proyecto



Cultivos instalados en la zona del proyecto



Cultivos instalados en la zona del proyecto



Plantas de tara en la zona de proyecto en plena producción



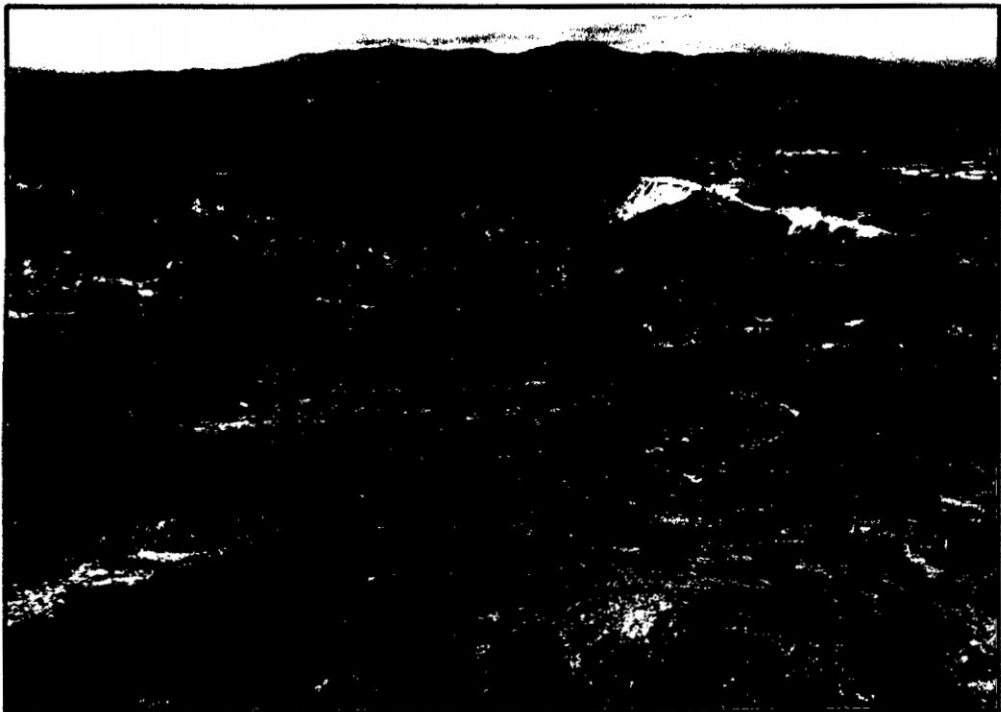
Plantas de tara en la zona de proyecto en plena producción



Plantas de tara en la zona de proyecto en plena producción



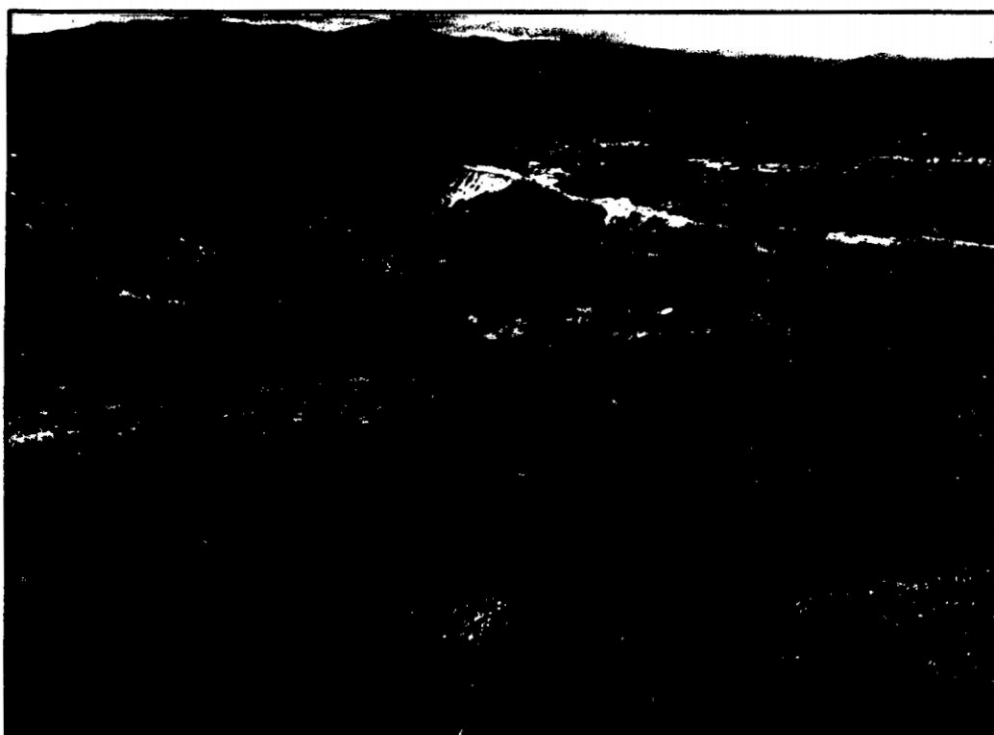
Áreas cultivables en la zona del proyecto



Áreas cultivables en la zona del proyecto



Áreas cultivables en la zona del proyecto



Áreas cultivables en la zona del proyecto



Excavación de calicatas



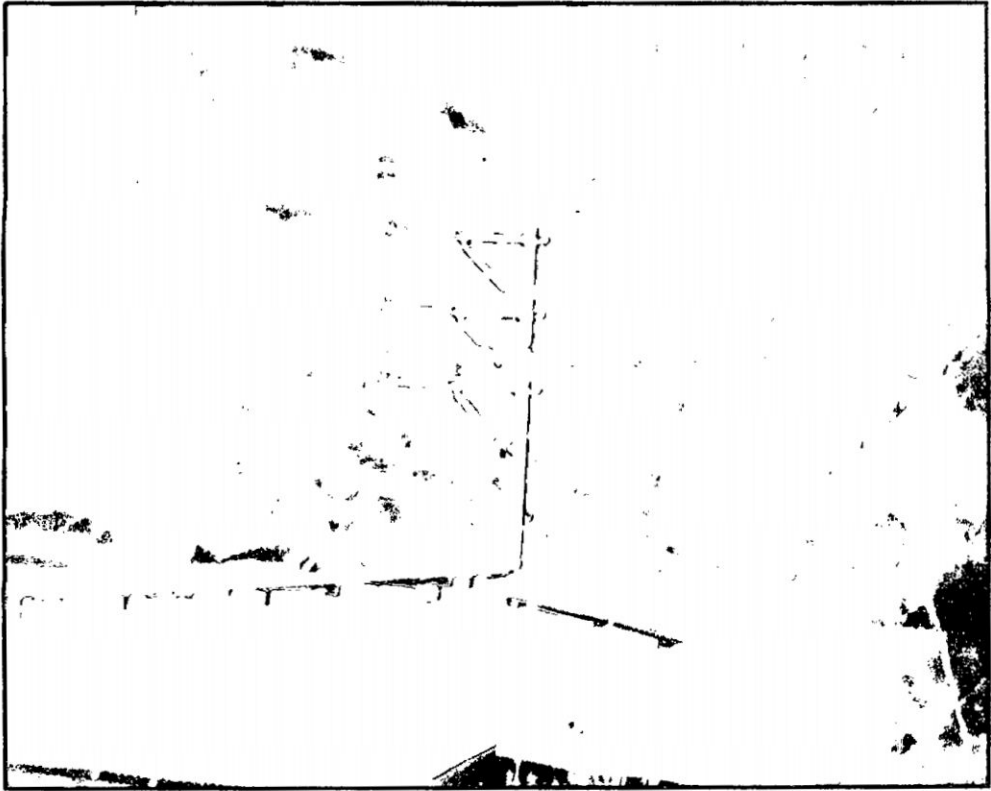
Identificación de perfiles del suelo



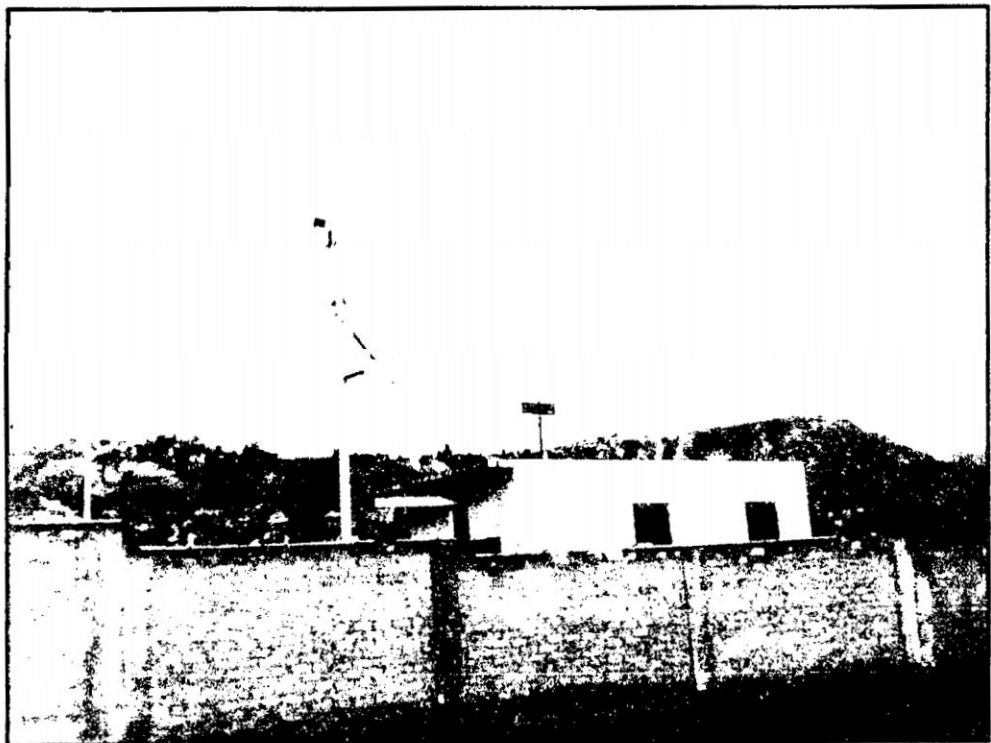
Identificación de perfiles del suelo



Recurso eléctrico cerca al proyecto



Recurso eléctrico cerca al proyecto



Recurso eléctrico cerca al proyecto

ANEXO V

PLANOS