Universidad Técnica Particular de Loja
BIBLIOTECA [illegible]
953
Revisado el 94-10-11
Valor $ 200
Nó Clasificación 1994 P591 IC268

<INGENIERIA HIDRAULICA>
<ALLANTARILLADO>
<TUBERIAS>
<QUILANGA>

628 X 335 V
298 P

628
Alcantarillado Pluvial
Chilanga
LOJA

628.742
628

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA QUILANGA

TESIS PREVIA A LA OBTENCION DEL TITULO DE INGENIERO CIVIL

AUTORES:

Lennin E. Piedra Manuel A. Rojas Y.

DIRECTOR:

Ing. Ramiro Febres V.

Loja - Ecuador

1994

Esta versión digital, ha sido acreditada bajo la licencia Creative Commons 4.0, CC BY-NY-SA: Reconocimiento-No comercial-Compartir igual; la cual permite copiar, distribuir y comunicar públicamente la obra, mientras se reconozca la autoría original, no se utilice con fines comerciales y se permiten obras derivadas, siempre que mantenga la misma licencia al ser divulgada. http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/4.0/deed.es

2017

Ing. Ramiro Febres V., Catedrático de la facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Técnica Particular de Loja:

C E R T I F I C A : Que el presente trabajo ha sido debidamente revisado por tanto queda autorizada su presentación ante el H. Consejo de Facultad para los fines consiquientes.

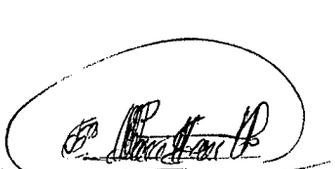
Loja, Mayo de 1994

Ing. Ramiro Febres V.

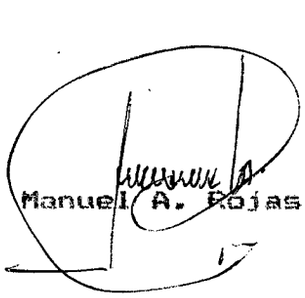
DIRECTOR DE TESIS

A U T O R I A :

El cálculo y diseño de la presente tésis, es de exclusiva propiedad y responsabilidad de los autores



Lenmin E. Piedra



Manuel A. Rojas Y.

D E D I C A T O R I A.

A mis abuelitos

A mis tios

A mis hermanos

Quienes con gran esfuerzo

y sacrificio supieron darme

el apoyo necesario durante

mi carrera universitaria.

Lennin Estuardo

A mi madre

y mis hermanos

quienes me han brindado todo su apoyo para así llegar a culminar una de las metas propuestas dentro del ciclo de mi vida.

Manuel Alcivar

A G R A D E C I M I E N T O

Nuestro agradecimiento a la Universidad Técnica Particular de Loja, a sus profesores y autoridades, quienes han sabido brindar todos sus conocimientos y capacidad científica para la buena formación del profesional.

[illegible] especial al Ing. [illegible] Febres V., en calidad de Director de Tesis, el mismo que nos ha brindado los lineamientos y su experiencia para la ejecución de la presente tésis.

LOS AUTORES

INDICE GENERAL

CAPITULO I págs.

1. ANTECEDENTES

1.1. Introducción..... 1

1.2. Necesidad del proyecto..... 2

1.3. Objetivos del proyecto..... 2

CAPITULO II

2. ANALISIS POBLACIONAL

2.1. Obtención de los datos censales..... 5

2.2. Determinacion del indice de crecimiento según los censos..... 5

2.3. Muestreo censal actual, comprobación y análisis de la población según los censos actuales y antiguos..... 8

2.4. Tasa de crecimiento real..... 8

2.5. Análisis de las densidades obtenidas..... 9

2.6. Natalidad y mortalidad..... 10

2.6.1. Indice de natalidad..... 10

2.6.2. Indice de mortalidad..... 14

2.6.3. Indice vejetativo..... 15

2.7. Calculo de la población futura..... 15

2.7.1. Método de proyección aritmético..... 15

2.7.2. Método de proyección geométrico..... 22

2.7.3. Método de los incrementos diferenciales..... 27

2.8. Observaciones y conclusiones..... 28

CAPITULO III

3. ESTUDIOS PRELIMINARES.

3.1. Ubicación geográfica..... 30
3.2. Vías de comunicación..... 31
3.3. Demografía..... 31
3.4. Clima..... 32
3.5. Condición socio-económica..... 32
3.5.1. Vivienda..... 33
3.5.2. Salud..... 33
3.5.3. Educación..... 34
3.5.4. Migración..... 35
3.6. Servicios existentes..... 35
3.6.1. Agua potable..... 35
3.6.2. Alcantarillado..... 35
3.6.3. Energía eléctrica..... 36
3.6.4. Otros..... 36

CAPITULO IV

4. ESTUDIOS TOPOGRAFICOS

4.1. Generalidades..... 38
4.2. Reconocimiento del terreno..... 38
4.3. Levantamiento planimétrico de la población 39
4.4. Trazado de la poligonal: procedimiento.... 39
4.5. Calculo y ajuste de la poligonal..... 41
4.5.1. Error de cierre angular..... 41

4.5.2. Calculo del azimuts..... 42
4.5.3. Calculo de rumbos..... 43
4.5.4. Calculo de proyecciones..... 43
4.5.5. Calculo del error total cometido... 43
4.5.5.1. Ajuste de la poligonal.... 46
4.5.6. Calculo de las coordenadas..... 48
4.6. Levantamiento de los puntos de detalle.... 49
4.6.1. Por radiación..... 50
4.6.2. Por intersección (ángulo dos estaciones)..... 51
4.6.3. Por intersección (distancia dos estaciones)..... 51
4.6.4. Por ángulo de una estación y distancia desde otra..... 51
4.6.5. Por ordenadas sobre la poligonal... 51
4.7. Nivelación de la poligonal..... 52
4.7.1. Generalidades..... 52
4.7.2. Nivelación de la poligonal..... 53
4.7.2.1. Nivelación directa compuesta..... 53
4.7.2.2. Contra nivelación..... 56
4.7.2.3. Errores permitidos..... 56
4.7.3. Ajuste de una nivelación..... 56
4.8. Nivelación de los puntos de detalle..... 57
4.8.1. Calculo de cotas..... 59

CAPITULO V

5. CALCULO DE LA ECUACION DE LA INTENSIDAD DE LLUVIA.

5.1. Introduccion..... 61
5.2. Metodologia empleada..... 62

5.2.1. Comparación de ecuaciones de intensidad de lluvia..... 69

5.3. Período de retorno..... 70

CAPITULO VI

6. DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL.

6.1. Fases de diseño..... 73

6.1.1. Período de diseño..... 73

6.1.2. Areas tributarias..... 75

6.1.3. Caudales de diseño de aguas lluvias 75

6.1.3.1. Calculo del caudal de diseño por el método racional..... 76

6.1.3.2. Otros metodos de calculo y el caudal de aguas lluvias..... 77

6.1.3.3. Coeficiente de escorrentía 80

6.2. Tiempo de concentración..... 85

6.2.1. Tiempo de entrada o flujo superficial..... 85

6.2.2. Tiempo de trayectoria..... 87

- Tipos de modelo de alcantarillado 87

6.3. Criterios generales de diseño para alcantarillado pluvial..... 91

6.3.1. Tuberías y colectores..... 92

6.3.2. Diseño hidraulico..... 93

6.3.3. Velocidades..... 94

6.3.3.1. Velocidad máxima..... 95

6.3.3.2. Velocidad mínima..... 95

6.3.3.3. Velocidad real..... 95
6.3.4. Hidraulica de alcantarillas..... 95
6.3.4.1. Generalidades..... 95
6.3.4.2. Formulas para obtener la velocidad..... 96
6.3.4.2.1. Form. de Chezy. 96
6.3.4.2.2. Form. de Bazin. 97
6.3.4.2.3. Form. de Kutter 98
6.3.4.2.4. Form.de Manning 99
6.3.4.2.5. Form. de Hazen-Willams.. 99
6.3.5. Alternativas de diseño mediante canales..... 101
6.3.6. Recolección de aguas lluvias de escorrentia superficial mediante cunetas de calzada..... 102
6.3.6.1. Generalidades..... 102
6.3.6.2. Calculo y diseño hidráulico de cunetas..... 105
6.3.7. Pozos y cajas de revisión..... 109
6.3.8. Sumideros..... 112
6.3.9. Conexiones domiciliarias..... 113
6.4. Diseño hidráulico de la red de alcantarillado pluvial..... 115
6.5. Diseño de descargas..... 115
6.6. Diseño de canales en forma de rapidas con rugosidad artificial..... 116
6.7. Encauzamiento de la quebrada..... 128
- Diseño del embaulado..... 133
- Diseño de los muros laterales de la quebrada para su encauzamiento..... 136

6.8. Conclusiones..... 142

6.9. Cuadros de calculo..... 143

CAPITULO VII

7. PRESUPUESTO: ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA LA CABECERA CANTONAL DE GUILANGA (PROV. LOJA)

7.1. Generalidades..... 150

7.2. Analisis de precios unitarios..... 152

7.2.1. Precio unitario..... 152

7.2.2. Componentes de precios unitarios. 152

7.2.3. Instrumentos y datos básicos para el calculo..... 154

7.2.4. Jornal real..... 155

7.2.5. Rendimiento..... 155

7.2.6. Clasificación de los materiales para excavación..... 156

7.3. Presupuesto total de una obra..... 187

7.3.1. Precio total..... 187

7.4. Formula polinómica de reajuste de precios..... 190

7.4.1. Conceptos básicos..... 190

7.4.2. Salario mínimo vital..... 190

7.4.3. Salario mínimo..... 190

7.4.4. Categoria..... 190

7.4.5. Indice de precios..... 191

7.4.6. Indice unificado de precios..... 191

7.4.7. Elaboración de la formula polinómica..... 191

7.4.7.1. Determinación de los

coeficientes..... 191

7.5. Determinación de la cuadrilla tipo..... 197

CAPITULO VIII

8. PROGRAMACION DE OBRAS.

8.1. Introducción..... 205

8.2. Objetivos de la planificación..... 206

8.3. Método PERT y CPM..... 208

8.3.1. Sistema PERT..... 209

8.3.1.1. Fundamentos y aplicaciones..... 209

8.3.1.2. Rango de probabilidad PERT factibilidad y optimización..... 212

8.4. Conceptos generales..... 213

8.4.1. Construcción de la red de actividades..... 213

8.4.2. Matriz de precedencia de actividades..... 214

8.4.3. Concepto y calculo de holguras... 216

8.5. Representación grafica de un proyecto... 220

8.6. Diagramas..... 223

CAPITULO IX

9. ESPECIFICACIONES TECNICAS DE CONSTRUCCION.

9.1. Excavación de zanjas..... 227

9.1.1. Excavación en tierra..... 227

9.1.2. Excavación en conglomerado y roca 232

9.1.3. Excavación con presencia de agua. 232

9.1.4. Condiciones de seguridad y disposición de trabajo..... 233

9.1.5. Manipuleo y desalojo de material excavado..... 235

9.2. Colocación en zanja de la tubería de hormigon..... 235

9.2.1. Procedimiento de colocación..... 236

9.2.2. Construcción de juntas..... 237

9.3. Bases para tuberías en zanjas..... 239

9.4. Anclajes..... 241

9.5. Construcción de pozos de revisión..... 241

9.6. Construcción de conexiones domiciliarias..... 244

9.7. Construcción de sumideros..... 246

9.8. Colocación de cercos y tapas..... 247

9.9. Relleno y compactación de zanjas..... 248

9.9.1. Relleno..... 248

9.9.2. Compactación..... 250

9.10. Pruebas de funcionamiento..... 251

9.10.1. Prueba hidroetática accidental 251

9.10.2. Prueba hidrostática sistemática..... 252

9.11. Cajas de revisión..... 252

CAPITULO X

10. ESPECIFICACIONES TECNICAS DE MATERIALES Y EQUIPOS.

10.1. Materiales..... 255

10.1.1. Cemento..... 255
10.1.2. Agregados..... 259
10.1.3. Agua..... 264
10.1.4. Ladrillo..... 265
10.1.5. Cercos y tapas para pozos de revisión..... 266
10.1.6. Rejillas para sumidero..... 267
10.2. Equipo..... 268
10.2.1. Rejillas..... 268
10.2.2. Transporte de tubería y equipo..... 269
10.2.3. Transporte de cercos, tapas, rejillas de hierro fundido... 272

CAPITULO XI

11. COMPROBACION DE TUBERIAS DE HORMIGON SIMPLE MAS UTILIZADAS EN NUESTRO MEDIO.

11.1. Determinación de la resistencia a la flexión, método de los tres apoyos... 274
11.2. Ensayo de absorción..... 278
11.3. Ensayo de la resistencia hidrostática 280
11.4. Comparación de los resultados obtenidos con los correspondientes a las normas INEN..... 283
11.5. Conclusiones..... 285
11.6. Recomendaciones..... 286

CAPITULO XII

12. BIBLIOGRAFIA.

CAPITULO I

C A P I T U L O I

1. ANTECEDENTES

1.1. INTRODUCCIÓN.

Las obras de Saneamiento Ambiental como el abastecimiento de agua potable, acantarillado sanitario, alcantarillado pluvial son indispensables para garantizar el desarrollo de los pueblos. En vista de que en nuestro país y principalmente en la provincia de Loja, se carece de infraestructura sanitaria, con mayor incidencia en las áreas rurales, es necesario elaborar un plan de acción con miras a eliminar totalmente este problema.

En nuestro país, en la edad moderna, es preciso que basándose en conocimientos anteriores, contribuyamos a la solución de los problemas de saneamiento ambiental; es por esto que Quilanga, cantón de reciente creación, con una gran proyección de desarrollo urbanístico necesita ser dotado de servicios básicos.

Con la presente monografía, **"ESTUDIO Y DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL DE LA CABECERA CANTONAL DE QUILANGA (PROVINCIA DE LOJA)"**, la misma que se ha realizado bajo las normas y recomendaciones del Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias, esperamos contribuir sin lugar a dudas al desarrollo de Quilanga.

1.2. NECESIDAD DEL PROYECTO.

El Sistema de Alcantarillado Pluvial que se proyectará en la cabecera cantonal de Quilanga es una obra muy indispensable para el desarrollo urbanístico y social de esta población logrando con ello recoger y evacuar las aguas de escorrentía superficial que por toda la urbe caen, evitando la destrucción de calles y avenidas como también posibles inundaciones en las partes más bajas de la ciudad especialmente en épocas donde las lluvias se presentan con mayor intensidad en la zona.

1.3. OBJETIVOS DEL PROYECTO.

Valiéndonos del concepto de que un alcantarillado es un sistema formado por obras accesorias; tuberías o conductos, generalmente cerrados que trabajan a gravedad y que conducen aguas negras, pluviales y otros desechos líquidos, podemos trazar el objetivo del proyecto.

De acuerdo a esta definición la necesidad de un alcantarillado pluvial que es el de recoger las aguas, provenientes de la escorrentía superficial producidas por las lluvias, y transportarlas por medio de tuberías cerradas a un lugar de descarga de manera que no produzcan problemas urbanísticos, así, como de inundaciones.

Por lo tanto el objetivo fundamental del presente trabajo es el de lograr eliminar las aguas lluvias de la población de Quilanga produciendo de esta manera un mejoramiento en las condiciones sanitarias de la población. Y colaborando con el entorno; esto evitará además estancamientos innecesarios de aguas lluvias que pudiesen convertirse en focos de infección.

CAPITULO II

C A P I T U L O II

2. ANALISIS POBLACIONAL

Debido a que anteriormente Quilanga pertenecía al cantón Gonzanamá, se dispone de poca información con respecto a los datos de población. De acuerdo a censos efectuados por el INEC (Instituto Nacional de Estadística y Censos) consta como población periférica a la cabecera cantonal de Gonzanamá, dándonos un dato general de la población de todo el cantón, debido a ésto realizamos el análisis con los únicos datos existentes, recopilados en varias Instituciones.

2.1. OBTENCIÓN DE LOS DATOS CENSALES.[1]

Recuento	Predesur	1976	694 Habitantes
Recuento	Nacional	1982	939 Habitantes
Recuento	Nacional	1990	815 Habitantes
Recuento	Autores	1993	842 Habitantes

2.2. DETERMINACIÓN DEL INDICE DE CRECIMIENTO SEGÚN LOS CENSOS.

Según las normas del IEOS y basándose en el Método Geométrico para Análisis Poblacional, a fin de obtener una orientación de las variaciones de crecimiento

---

[1] Datos recopilados del Instituto Nacional de Estadisticos y Censos, INEC

poblacional según los diferentes recuentos, procedemos a realizar el siguiente cuadro; para lo cual hacemos uso de la siguiente fórmula.

$$Pf = Pa\ (1+r)^n$$

En donde:

Pf = población futura

Pa = población actual

r = índice de crecimiento

n = número de años

Despejando r :

$$(1+r)^n = Pf/Pa$$

$$((1+r)^n)^{1/n} = \left(\frac{Pf}{Pa}\right)^{1/n}$$

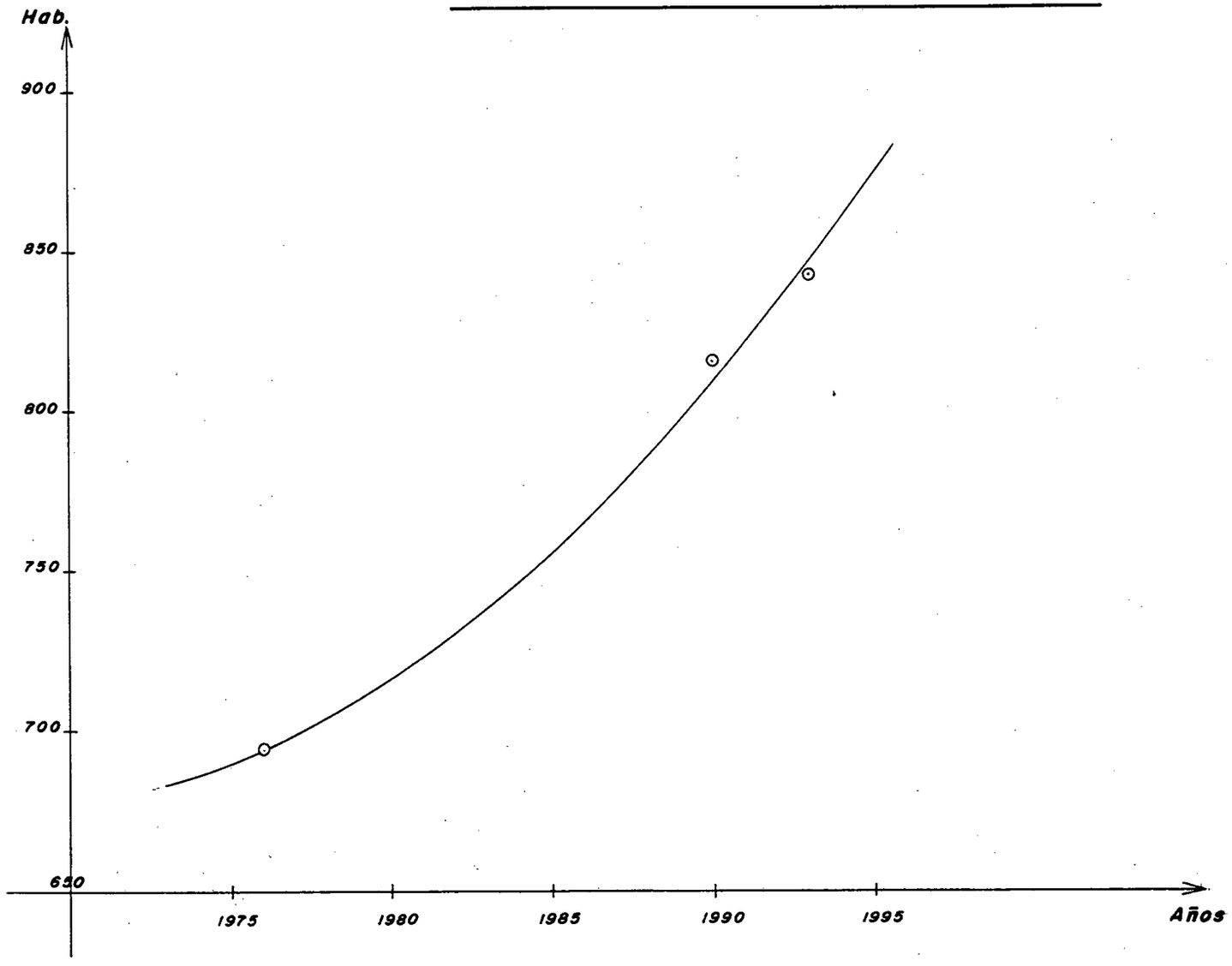
$$1 + r = \left(\frac{Pf}{Pa}\right)^{1/n}$$

$$r = \left(\frac{Pf}{Pa}\right)^{1/n} - 1$$

AÑO	Pa	Pf	n	r%
1976 - 1982	694	939	6	5.17
1982 - 1990	939	815	8	-1.75
1990 - 1993	815	842	3	1.09

Si graficamos en un eje de coordenadas rectangulares: Censos obtenidos vs períodos (años), nos podemos dar cuenta que la cabecera cantonal de Quilanga ha tenido un crecimiento geométrico.

Periodo en años Vs. Censos obtenidos



2.3. MUESTREO CENSAL ACTUAL, COMPARACIÓN Y ANÁLISIS DE LA POBLACIÓN SEGÚN LOS CENSOS ACTUALES Y ANTÍGUOS.

De los datos censales obtenidos para la realización de la presente monografía como se anota anteriormente, podemos observar que la población en la actualidad cuenta con 842 htes. Si nosotros hacemos una comparación entre los diferentes índices de crecimiento obtenidos, nos podemos dar cuenta de que el mayor índice ocurre en el período de 1976-1982, debiéndose ésto a que en este periódo la poblacón de Quilanga estaba entrando en su etapa de procantonización, es decir los moradores de las comunidades aledañas empienza a radicarse en la cabezera cantonal, sabiendo de que la cantonización de Quilanga era una realidad.

En el período 1982-1990 observamos que el índice de crecicimiento decrece arrojando, valores negativos, la justificación de este decrecimiento es de que durante este período existe una migración de los habitantes de este sector en busca de fuentes de trabajo hacia sectores especialmente donde existe explotaciones mineras del país.

2.4. TASA DE CRECIMIENTO REAL.

Para establecer esta tasa de crecimiento real de la población no hemos creído conveniente zonificar la

ciudad para su distribución de población ya que ésta se encuentra bien definida, es decir acorde con el desarrollo, el mismo que se lo puede hacer siguiendo un orden ornamental.

Para el cálculo de la densidad poblacional de Quilanga y con los datos proporcionados por el Ilustre Municipio del cantón que es de 842 htes., con lo cual se obtuvo una densidad poblacional de 50 htes/ha.; el cálculo de la densidad poblacional se lo realizó de la siguiente manera:

$$\text{Densidad Poblacional} = \frac{842 \text{ hab}}{17 \text{ has}} = 50 \text{ htes/ha.}$$

2.5. ANÁLISIS DE LAS DENSIDADES OBTENIDAS.

Vale acotar que para este caso no se ha hecho una zonificación de la ciudad por los motivos antes mencionados obteniéndose una sola densidad, es por el hecho de que el asentamiento poblacional es en una forma más o menos ordenada en toda la ciudad, con lo cual se ha creído conveniente realizarlo de la manera antes mencionada. Como para nuestro caso solo tenemos una densidad entonces la comparación de los datos no se ha podido realizar por disponer de una sola zona para el cálculo de la misma.

2.6. NATALIDAD Y MORTALIDAD.[2]

2.6.1. INDICE DE NATALIDAD.

Es la razón que existe entre el Número de nacidos vivos, observados anualmente en la población dividido para la población probable. La población probable la obtenemos entre los dos últimos recuentos nacionales y el realizado por el Departamento de Avalúos y catástros del I. Municipio de Quilanga.

Razón de Crecimiento

Para esto nos valemos de la siguiente fórmula:

$$r = \frac{Pf - Pa}{n * Pa}$$

En donde:

Pf = Población futura

Pa = Población actual

n = Número de años

r = Razón de crecimiento

Período 1976-1990.

Recuento de 1976 .....694 Htes.

Recuento de 1990 .....815 Htes.

---

[2] Datos de nacimientos y difunciones proporcionados por el Registro Civil de Quilanga.

$$r = \frac{815 - 694}{14 * 694}$$

$$r = 0.0125$$

Período 1990-1993

Recuento de 1990 .....815 Htes.

Recuento de 1993 .....842 Htes.

$$r = \frac{842 - 815}{3 * 815}$$

$$r = 0.0110$$

Luego calculamos la población probable valiéndonos de la siguiente fórmula.

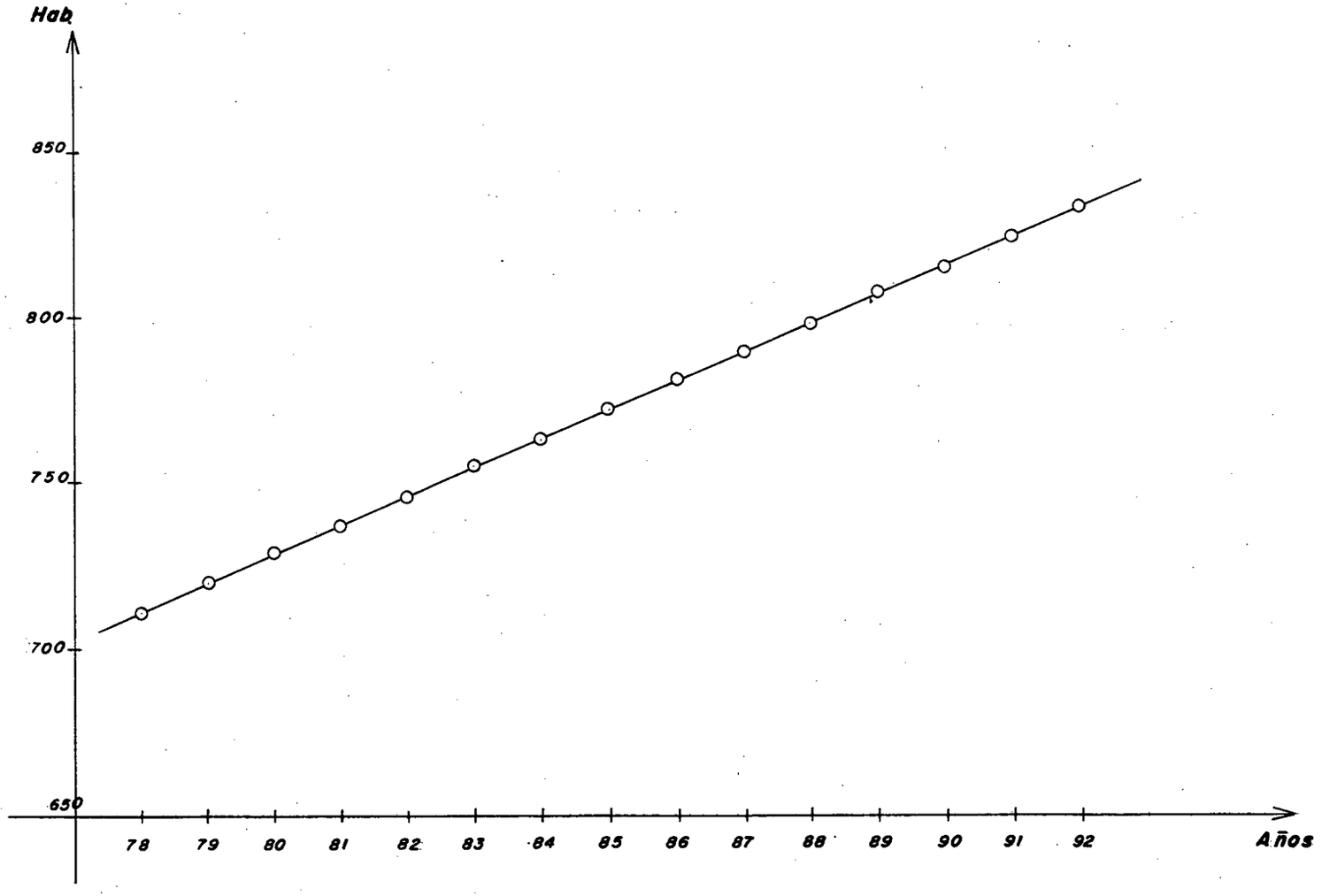
$$Pp = Pa\ (1 + r.n)$$

Los datos de nacimiento y defunciones fueron obtenidos del Registro Civil de Quilanga y estos son:

AÑO	POBLACION PROBABLE	# NACIM.	INDICE DE NATAL.
1978	711	172	24.19
1979	720	186	25.83
1980	729	159	21.81
1981	737	147	19.95
1982	746	164	21.98
1983	755	147	19.47
1984	763	149	19.53
1985	772	148	19.17
1986	781	136	17.41
1987	789	152	19.26
1988	798	120	15.04
1989	807	124	15.37
1990	815	128	15.71
1991	824	123	14.93
1992	833	119	14.29

Podemos observar que la población tiene un índice de natalidad relativamente alta, pero éste va disminuyendo paulatimanete debido a migraciones hacia otros lugares de trabajo.

Años Vs. Poblacion Probable



2.6.2. INDICE DE MORTALIDAD.

Con los datos referentes a mortalidad se puede determinar la tasa bruta de mortalidad, la misma que se la halla dividiendo el número anual de defunciones para el número de habitantes que forman la población.

AÑO	POBLACION PROBABLE	# DEFUN.	INDICE DE MORTAL.
1978	711	17	2.39
1979	720	18	2.50
1980	729	28	3.84
1981	737	18	2.44
1982	746	25	3.35
1983	755	24	3.18
1984	763	20	2.62
1985	772	22	2.85
1986	781	18	2.30
1987	789	22	2.79
1988	798	21	2.63
1989	807	25	3.10
1990	815	22	2.70
1991	824	18	2.18
1992	833	17	2.04

Al analizar el índice de mortalidad del cuadro anterior podemos concluír que éste se encuentra más o menos constante, ésto se debe a que desde años anteriores hasta el actual las autoridades ha hecho poco o nada por prestar una mejor asistencia médica a esta población, ya sea con la construcción de un hospital o un centro de salud debidamente equipado, y otras obras de servicio social como es la Planta de Tratamiento de Agua Potable que no tiene un funcionamiento adecuado, razón por la cual el número de defunciones no ha tenido un descenso notorio.

2.6.3. INDICE VEGETATIVO.

Este índice se lo determina dividiendo la diferencia entre nacimientos y defunciones para la población probable.

AÑO	POBL.PROBABLE	# NACIM.	# DEFUN.	NAC - DEF	TASA.
1978	711	172	17	155	21.80
1979	720	186	18	168	23.33
1980	729	159	28	131	17.94
1981	737	147	18	129	17.50
1982	746	164	25	139	18.63
1983	755	147	24	123	16.29
1984	763	149	20	129	16.91
1985	772	148	22	126	16.32
1986	781	136	18	118	15.11
1987	789	152	22	130	16.48
1988	798	120	21	99	12.41
1989	807	124	25	99	12.27
1990	815	128	22	106	13.01
1991	824	123	18	105	12.74
1992	833	119	17	102	12.24

2.7. CÁLCULO DE LA POBLACIÓN FUTURA.[5]

2.7.1. MÉTODO DE LA PROYECCIÓN ARITMÉTICA.

Este método es utilizado más a menudo para poblaciones en donde su principal fuente de trabajo es la agricultura y la ganadería, este método se basa en la determinación de un número de habitantes para cada año; la razón de crecimiento poblacional es independiente al tamaño de la misma. Su fórmula que se detallará posteriormente corresponde al del interés simple y la

[5] Apuntes de clase en la materia de AGUA POTABLE.

proyección de los resultados a un gráfico es una línea recta.

Existen tres criterios:

PRIMER CRITERIO.- Al tratar de graficar este método, como ya se indicó corresponde a una línea recta, se puede hacer el ajuste al método aritmético por medio de los mínimos cuadrados, que consiste en determinar las constantes a y b de una serie de ecuaciones, que influyen en el crecimiento de la población para un número de determinados años.

De un conjunto de recuentos censales se puede establecer una serie de ecuaciones:

$$Y1 = a + b\ X1$$

$$Y2 = a + b\ X2$$

$$\vdots \qquad \vdots$$

$$Yn = a + b\ Xn$$

Los coeficientes a y b son las incógnitas a determinarse en base a una serie de ecuaciones elaboradas para el efecto, en donde Y corresponde al valor de la población y X al número de años.

El método establece como los mejores resultados de a y b a aquellos que minimizen la suma de las diferencias al cuadrado de los valores de las

desviaciones observadas con respecto a ellas, calculadas en base de los valores escogidos para los coeficientes a y b.

Aplicando este concepto se deberá encontrar valores tales que hagan mínima la suma de las diferencias al cuadrado de ordenadas, observadas y calculadas.

Para obtener el mínimo es necesario igualar a cero las desviaciones parciales con respecto a a y b.

Simplificando y resolviendo el sistema para a y b por determinantes se tendrá las siguientes ecuaciones:

$$a = \frac{\Sigma Y * \Sigma X^2 - \Sigma X * \Sigma XY}{n * \Sigma X^2 - (\Sigma X)^2}$$

$$b = \frac{n * \Sigma XY - \Sigma X * \Sigma Y}{n * \Sigma X^2 - (\Sigma X)^2}$$

Donde:

n = número de datos

Y = población en miles

X = número de años

Con las fórmulas anteriormente anotadas podemos calcular los coeficientes a y b que nos servirá para conformar la ecuación de la recta que mejor se ajuste a la serie de puntos observados, la suma de los cuadrados correspondientes a las desviaciones verticales de los

puntos observados, en relación a la recta obtenida con la ecuación por este método será mejor que la correspondiente a cualquier otra recta que pueda ser trazada por los puntos observados.

En esta forma hacemos el ajuste al método aritmético como se verá más adelante.

METODO ARITMETICO Y SU AJUSTE A LOS MINIMOS CUADRADOS

AÑO	POBLACION	Y	X	X*Y	X^2
1976	694	0.694	0	0.000	00.00
1982	939	0.939	6	5.634	36.00
1990	815	0.815	14	11.410	196.00
1993	842	0.842	17	14.314	289.00
	Σ =	3.290	37	31.358	521.00

Aplicando las ecuaciones deducidas anteriormente tenemos:

$$a = \frac{\Sigma Y * \Sigma X^2 - \Sigma X * \Sigma XY}{n * \Sigma X^2 - (\Sigma X)^2}$$

$$a = \frac{3.29 * 521 - 37 * 31.358}{4 * 521 - (37)^2}$$

$$a = 0.7746 * 1000$$

$$a = 775$$

$$b = \frac{n * \Sigma XY - \Sigma X * \Sigma Y}{n * \Sigma X^2 - (\Sigma X)^2}$$

$$b = \frac{4 * 31.358 - 37 * 3.29}{4 * 521 - (37)^2}$$

$$b = 0.00517 * 1000$$

$$b = 5.0$$

A continuación sustituimos los valores calculados en la siguiente ecuación.

$$Y = a + bX$$

$$Y = 775 + 5X$$

AÑO	X	POBLACION (HAB)
1993	17	842
1998	22	885
2003	27	910
2008	32	935
2013	37	960
2018	42	985

Analizando los cuadros anteriores; la población para el año 2018 que es el límite del período de diseño; y, aplicando el método aritmético mediante el ajuste de los mínimos cuadrados tenemos 985 habitantes.

SEGUNDO CRITERIO.- Este criterio se basa en que el crecimiento de la población se halla reflejada en el desarrollo vegetativo de la misma.

Para el cálculo de la población se utiliza la siguiente fórmula:

$$Pf = Pa(1+r.n)$$

Donde:

Pf = Población futura.

Pa = Población actual.

r = Indice anual de crecimiento vegetativo.

n = Periodo en años.

r se calcula en base de la siguiente fórmula:

$$r = \frac{N - D}{Pa}$$

En donde:

N = Promedio de nacimientos.

D = Promedio de defunciones.

$$r = \frac{144.93 - 21}{842}$$

$$r = 0.1472$$

AÑO	Pa	n	Pf
1993	842	0	842
1998	842	5	1462
2003	842	10	2081
2008	842	15	2701
2013	842	20	3321
2018	842	25	3941

TERCER CRITERIO.- Este consiste en agregar valores fijos de población por cada intervalo de tiempo (De acuerdo a los censos)

La expresión matemática es la siguiente:

$$Pf = Pa + P*n$$

Donde:

Pf = Población futura

Pa = Población actual

P = Incremento Poblacional

n = Número de períodos

Despejando P tenemos:

$$P = \frac{Pf - Pa}{n}$$

PERIODO	Pa	Pf	n	P
1976-1982	694	939	6	40.83
1982-1990	939	815	8	-15.50
1990-1993	815	842	3	9.00
			ΣP =	34.33

Haciendo un promedio de todos los incrementos de población tenemos:

$$P_{prom.} = \Sigma P/n$$

$$P_{prom.} = 34.33/3$$

$$P_{prom.} = 11.44$$

En consecuencia la población futura sería:

AÑO	Pa	n	Pf
1993	842	0	842
1998	842	5	899
2003	842	10	956
2008	842	15	1014
2013	842	20	1071
2018	842	25	1128

2.7.2. MÉTODO DE PROYECCIÓN GEOMÉTRICA.

Se usa cuando se produce un crecimiento proporcional a la población existente. El método geométrico supone que el crecimiento sucede en forma similar al crecimiento por interés compuesto, la gráfica que se produce con este método es una curva semilogaritmica. Tenemos tres criterios:

PRIMER CRITERIO.- Este criterio es el utilizado por el IEOS, en el cual se determina el Indice de crecimiento de la población valiéndose de los censos obtenidos en los diferentes años, en base a datos suministrados por las diferentes Instituciones: INEC, Registro Civil, y Departamento de Avalúos y Catástros del Ilustre Municipio de Quilanga.

AÑO	POBLACION	r %	
1976	694		
		> 5.17	
1982	939		3.13
		>-1.75	
1990	815		
		> 1.09	
1993	842		

En el período 1982-1990 obtenemos una razón de crecimiento negativa, que no la tomamos en cuenta.

La razón de crecimiento usada en este criterio es del3%, obtenidade lasdosrazonesde crecimientopositivo.

Para determinar la población futura aplicando el primer criterio usamos la siguiente fórmula:

$$Pf = Pa\ (1+r)^n$$

AÑO	Pa	r%	n	Pf
1993	842	3.00	0	842
1998	842	3.00	5	976
2003	842	3.00	10	1132
2008	842	3.00	15	1312
2013	842	3.00	20	1521
2018	842	3.00	25	1763

SEGUNDO CRITERIO.- Este criterio nos indica que el crecimiento es geométrico cuando dp/dt es proporcional a la población existente en un momento dado; es decir:

$$dp/dt = Cg \times P$$

Donde:

P = Tamaño de la población

Integrando tenemos:

$$\int_{Pi}^{Pf} dP/P = Cg(tf-ti)$$

$$[LnP]_{Pi}^{Pf} = Cg(tf-ti)$$

$$LnPf-LnPi = Cg(tf-ti)$$

$$LnPf = LnPi + Cg(tf-ti)$$

Aplicando logaritmos tenemos:

$$Pf = Pi * e^{Cg(tf-ti)}$$

Cg es una constante de proporcionalidad la misma que se la determina mediante la siguiente expresión:

$$Cg = (LnPf - LnPi)/(tf - ti)$$

En los que Pi y Pf corresponden a los valores de población de dos recuentos conocidos.

Para este estudio tomamos el promedio de los valores de Cg.

PERIODO	Pi	Pf	LnPf-LnPi	t2-t1	Cg
1976-1982	694	939	0.3023	6	0.0504
1982-1990	939	815	-0.1416	8	-0.0177
1990-1993	815	842	0.0326	3	0.0109
				Σ =	0.0436

Determinación de Cg promedio:

n = número de datos

$$Cgprom = \Sigma Cg/n$$

$$Cgprom = 0.0436/3$$

$$Cgprom = 0.0145$$

Una vez obtenido el valor de Cg promedio calculamos la población futura usando la fórmula:

$$Pf = Pi * e^{Cg*(tf-ti)}$$

PERIODO	Pa	Cg	tf-ti	Pf
1993-1998	842	0.0145	5	905
1993-2003	842	0.0145	10	973
1993-2008	842	0.0145	15	1047
1993-2013	842	0.0145	20	1125
1993-2018	842	0.0145	25	1210

TERCER CRITERIO.- Este se basa en el método geométrico y su correspondiente ajuste por los mínimos cuadrados.

Para utilizar este método en la determinación de la población futura nos basamos en una serie de ecuaciones y dos constantes "a y b" que determinan el crecimiento de una población en un período determinado de años.

Las ecuaciones a aplicarse son las siguientes:

$$Yi,2,.....,n = a + bx1,2,.....n$$

$$a = \frac{\Sigma Y * \Sigma X^2 - \Sigma X * \Sigma XY}{n * \Sigma X^2 - (\Sigma X)^2}$$

$$b = \frac{n * \Sigma XY - \Sigma X * \Sigma Y}{n * \Sigma X^2 - (\Sigma X)^2}$$

Donde:

n = número de datos

Y = población en miles

X = número de años

Al exponer el método de los mínimos cuadrados aplicamos las siguientes ecuaciones para el método geométrico:

$$Pf = Pa(1 + r)^n$$

Aplicando logaritmos:

$$LogPf = LogPa(1 + r)^n$$

$$LogPf = LogPa+nLog(1+r)$$

Haciendo:

$$Y = LogPf$$

$$a = LogPa$$

$$b = Log(1+r)$$

$$X = n$$

Tendriamos $Y = a + bX$

Después de haber obtenido las expresiones anteriores realizamos la siguiente tabla en base a los datos de los diferentes censos de población:

AÑO	POBLACION	Y	X	XY	X^2
1976	694	2.841	0	0	0
1982	939	2.972	6	17.832	36
1990	815	2.911	14	40.754	196
1993	842	2.925	17	49.725	289
	Σ =	11.649	37	108.311	521

$$a = \frac{\Sigma Y * \Sigma X^2 - \Sigma X * \Sigma XY}{n * \Sigma X^2 - (\Sigma X)^2}$$

$$a = \frac{11.649*521 - 37*108.311}{4 * 521 - (37)^2}$$

$$a = 2.883$$

$$b = \frac{n*\Sigma XY - \Sigma X*\Sigma Y}{n*\Sigma X^2 - (\Sigma X)^2}$$

$$b = \frac{4*108.311 - 37*11.649}{4*521 - (37)^2}$$

$$b = 0.0031$$

$$LogPa = 2.883$$

$$Pa = 764$$

$$Log(1+r) = 0.0031$$

$$1+r = 1.007$$

$$r = 0.007$$

$$Pf = 764*(1 + 0.007)^n$$

AÑO	Pf
1993	842
1998	890
2003	922
2008	955
2013	989
2018	1024

2.7.3. MÉTODO DE LOS INCREMENTOS DIFERENCIALES.

Se basa en datos estadísticos de períodos anteriores, se establecen incrementos de población para ciertos períodos, y luego se encuentran incrementos medios que se van a ñadiendo hasta el final del período.

2.8. OBSERVACIONES Y CONCLUSIONES.

Como ya se anotó anteriormente la población de Quilanga no cuenta con la suficiente información censal, con este antecente los resultados obtenidos con la aplicación de métodos convenientes para el cálculo son varios, por la escasez de datos y el índice de crecimiento negativo. Algunos valores del cálculo de población futura no son aceptables por ser muy bajos debido a la incidencia del crecimiento poblacional y a otros valores, son demasiado altos exagerando la estimación de la población.

Debido a que la población futura no es un parámetro de diseño para el sistema de alcantarillado pluvial no se ha hecho un estudio comparativo entre los diferentes métodos de cálculo por consiguiente este análisis poblacional ha sido realizado con el único fin de obtener una información detallada del incremento de la población con lo cual pueda incidir en una acentuada expansión de las áreas tributarias que nos pueda ocasionar variaciones de aporte del efluente de descarga en los diferentes tramos de la red.

CAPITULO III

C A P I T U L O III

3. ESTUDIOS PRELIMINARES.

3.1. UBICACIÓN GEOGRÁFICA.[4]

El cantón Quilanga de reciente creación, pertenece a la Provincia de Loja, su cabecera cantonal es Quilanga, está situado al SUR-OESTE de la ciudad de Loja, distante aproximado 100 km. Geográficamente se encuentra localizado a 4° 7' 48'' de latitud sur y 79° 23' 57'' de longitud oeste.

Los límites del cantón Quilanga son los siguientes:

AL NORTE: Con la parroquia Nambacola y el cantón Gonzanamá, partiendo de la quebrada el Guato.

AL SUR: Limita con el cantón Espíndola, desde el ángulo formado por la unión del cantón Chinchipe, en Zamora; con el cantón Espíndola partiendo desde el origen del río Chiriyacu, de oriente a occidente aguas abajo hasta su unión con el río Capilla, con el cual forma el río Pindo.

---

4. Datos proporcionados por el I. Municipio de Quilanga.

AL ESTE: Con la parroquia el Tambo del cantón Catamayo, siguiendo el curso del río Chinguilamaca hacia el sur hasta topar con el puente que une Pururuma con Malacatos.

AL OESTE: Limita con la parroquia Lucero del cantón Calvas, desde la unión de los ríos Chiriyacu y Capilla,siguiendo el cause del río Capilla.

3.2. VIAS DE COMUNICACIÓN.

La principal vía carrozable que une Quilanga con la ciudad de Loja, en donde se realiza el transporte diario, tiene una extención de 100 km., 36 km. corresponden al tramo Loja-Catamayo, 48 km. de Catamayo a Gonzanamá; todo este recorrido se lo hace a través de una carretera asfaltada y los 16 km. restantes por un camino vecinal; la cabecera cantonal de Quilanga cuenta con otros caminos vecinales que se unen con las diferentes parroquias como Fundochamba, Las Aradas, Pururuma,caminos en mal estado usados únicamente en época de verano.

3.3. DEMOGRAFÍA.

La correcta realización de un proyecto hace necesario efectuar las debidas investigaciones preliminares de la comunidad en estudio, recogiendo todos

los datos básicos para la correcta planificación y diseño. Entre uno de los aspectos mas importantes, dentro de estas investigaciones, se encuentra la obtención de los datos demográficos de la población, ya que son éstos los que juegan un papel muy importante en la obtención de la población futura dentro de un período determinado de años.

Para nuestro caso el fenómeno demográfico no incide directamente en el estudio por lo cual no se ha hecho una investigación profunda de los grupos de habitantes que migran y emigran en esta cabecera cantonal.

3.4. CLIMA.

En la población de Quilanga encontramos meses con clima muy húmedos en el período que va desde Enero a Mayo y de menor intensidad en el período de Junio a Septiembre, a partir de Octubre comienzan las lluvias.

El clima de esta región es templado, la temperatura media anual es de 15,7° C, su altura media es de 1940 m.s.n.m., datos obtenidos de la estación pluviométrica existente en Quilanga

3.5. CONDICIONES SOCIO-ECONÓMICAS.

La Agricultura y ganadería es la ocupación predominante de la mayoría de los pobladores, el comercio y jornales. En la cabecera cantonal de Quilanga existe

falta de personal calificado debido a que éstos han emigrado en busca de mejores salarios, los ingresos más significativos que obtienen proviene del trabajo agrícola y ganadero, generalmente realizado en sus parcelas, además se dedican a la avicultura, porcicultura, etc., y parte de la población se dedica al comercio.

En cuanto a los productos que más se cultivan en la zona podemos citar: maíz, fréjol, cebada, trigo, caña de azúcar, café, etc. Debemos manifestar que Predesur posee una estación psícola en Quilanga y por ende se encuentra promocionando la misma con la idea de darle una finalidad turística.

3.5.1. VIVIENDA.

Tomando en consideración de que Quilanga es un cantón de reciente creación, se puede observar una gran concentración de pobladores en su cabecera cantonal, por consiguiente la construcción de un gran número de viviendas muchas de ellas de hormigón armado.

También debemos de anotar que gran parte de los pobladores posee casa propia.

3.5.2. SALUD.

Refiriéndonos a la salud de los pobladores de Quilanga y por ser este cantón de reciente creación

este problema es muy acentuado ya que solamente existe al momento un Dispensario Médico que no presta todas las facilidades requeridas para solucionar los distintos tipos de enfermedades que puedan presentarse en los moradores que habitan en él.

3.5.3. EDUCACIÓN.[5]

Dentro del aspecto educacional existen los siguientes establecimientos:

- Jardín de Infantes (Sin nombre): Cuenta con 21 alumnos

- Escuela Manuel Carrión Pinzano (varones): Cuenta con 130 alumnos

- Escuela Francia (mujeres): Cuenta con 128 alumnas

- Colegio Técnico Mixto Quilanga: Cuenta con 135 alumnos

- Colegio Nocturno Mixto Quilanga: Cuenta con 75 alumnos

- Colegio a Distancia: Cuenta con 52 alumnos

---

[5] Encuesta realizada en los diferentes Establecimientos Educacionales

Siendo el personal docente de todos estos establecimientos de 35 profesores.

3.5.4. MIGRACIÓN.

El crecimiento poblacional que experimenta cierto sector se debe en su mayor parte a la migración acelerada de grupos de personas pertenecientes a todas las regiones del pais atraídas por distintas razones. Para nuestro caso este sector en estudio no existen incidencias de grandes grupos de habitantes que migran hacia esta población, ya que en los datos censales obtenidos en distintos períodos la diferencia de habitantes asentados sobre ésta es pequeña.

3.6. SERVICIOS EXISTENTES.

3.6.1. AGUA POTABLE.

La población de Quilanga cuenta con un Sistema de agua entubada, distribuída a través de una red de funcionamiento deficiente; a ésto se suma la mala calidad del agua entregada, produciendo enfermedades gastrointestinales que afectan al sector infantil especialmente.

3.6.2. ALCANTARILLADO.

Esta población cuenta con un deficiente y

vetusto Sistema de Alcantarillado en la parte céntrica de la ciudad, cuyos desechos son conducidos a una Quebrada sin nombre, que se encuentra a un costado (Sur-Oeste) de la población, y que pone en serio peligro la salud de los moradores por encontrarse descubierta, además se suma la descomposición de la materia orgánica en la misma; por lo tanto produce malos olores y proliferan las moscas.

También se debe indicar que los moradores que no cuentan con el servicio de alcantarillado realizan sus necesidades a campo abierto con el consiguiente peligro que esto conlleva.

3.6.3. ENERGÍA ELÉCTRICA.

La Empresa Eléctrica Regional del Sur, ha dotado de una red de corriente eléctrica de 110 V. prestando este servicio permanentemente a la población.

3.6.4. OTROS.

Dentro de otros servicios existentes con que cuenta Quilanga podemos decir que dispone de Telégrafo, Jefatura Política, Iglesia, Oficina de Correos, Registro Civil, Oficinas de Predesur, Policía Rural, etc.

Para la realización de deportes, la población tiene una cancha de Basket Ball y una de Futbol.

CAPITULO IV

C A P I T U L O IV

4. ESTUDIOS TOPOGRAFICOS.*

4.1. GENERALIDADES.

Todo proyecto debe comenzar con el reconocimiento de sus dimensiones físicas, ya que la composición topográfica del terreno apoya o limita los planes para su desarrollo.

El trabajo topográfico se realizará de la mejor manera, siendo fundamental la precisión, para que los datos tomados se los pueda representar fielmente sobre un plano.

4.2. RECONOCIMIENTO DEL TERRENO.

Los trabajos topográficos se realizarán con un recorrido a la zona o población a levantar, con la finalidad de obtener una idea precisa de sus características y poder ubicar en forma óptima las diferentes estaciones de la poligonal, capaz de que cada uno de éstos, se puedan obtener la mayor cantidad de datos necesarios para un buen levantamiento.

---

* - ALVARO TORRES Y EDUARDO VILLATE, Ings, Topografía, Editorial Norma, Bogota-Colombia.
- PIO CUEVA, Ing, Topografía.

4.3. LEVANTAMIENTO PLANIMÉTRICO DE LA POBLACIÖN.

Para la realización de cualquier proyecto de ingeniería, es necesario previamente contar con el levantamiento topográfico, que no es otra cosa que el conjunto de métodos y procedimientos destinados a localizar los sitios más importantes de la población ya sean éstos naturales o artificiales en la superficie del terreno; así tenemos calles, parques, viviendas, etc.

4.4. TRAZADO DE LA POLIGONAL: PROCEDIMIENTO.

Las poligonales se trazan para el control del levantamiento, y sirven de base para levantar desde sus vértices los principales detalles existentes en el terreno, tales como: Caminos, edificios, cercas, ríos, quebradas, etc. Estas poligonales deben ser planificadas de tal manera que desde sus vértices, se cubra la mayor parte del área que se va a levantar.

Los vértices de la poligonal, se materializan en el terreno, mediante la colocación de estacas, que deben quedar perfectamente referenciadas a puntos fijos, estas referencias servirán para relocalizar cualquier punto que haya desaparecido.

Para el trazado de la poligonal se sigue el siguiente procedimiento:

a. Debe conocerse el terreno, observando detenidamente los principales accidentes del mismo; en forma simultánea se elabora un cróquis, ubicando los puntos a medirse en forma numerada y ordenada.

b. Se recomienda ubicar los vértices de la poligonal, en sentido contrario a las manecillas del reloj, para tener siempre ángulos interiores.

c. Si desde un vértice no se localizan los accidentes del terreno, se ubicarán poligonales auxiliares.

d. Debe leerse el acimut, para el cálculo y dibujo posteriores del levantamiento.

e. Las poligonales auxiliares serán localizadas mediante ángulos y distancias, no se calculará por coordenadas y se dibujan solamente con transportador y escala. Para comprobación puede cerrarse en otro vértice de la poligonal principal.

f. Los polígonos pueden tener cualquier número de lados, dependiendo de la precisión del instrumento utilizado.

UNIVERSIDAD DE CUENCA BIBLIOTECA GENERAL

g. Cada vértice del polígono se ubica, de tal manera que desde éste, exista visibilidad a los vértices anteriores y posteriores respectivamente.

4.5. CÁLCULO Y AJUSTE DE LA POLIGONAL.

4.5.1. ERROR DE CIERRE ANGULAR.

La suma de los ángulos medidos debe ser igual a (n+2)x180° o (n-2)x180°, según se hayan medido los ángulos exteriores o interiores, respectivamente, siendo (n) el número de vértices de la poligonal.En la práctica estos dos valores no siempre coinciden. debido a que el valor de cada ángulo no es el valor exacto, sino el valor más aproximado que fue posible determinar, por lo que a su diferencia se la denomina "Cierre Angular". Este error tiene una cantidad máxima permitida (e), La misma que varía según las especificaciones de precisión, así:

a) Para levantamiento de poca precisión: $e=a*n$

b) Levantamientos de precisión $e=a*n^{1/2}$

Siendo (n), el número de vértices de la poligonal y (a) la aproximación del teodolito.

Si el error de cierre nos resulta susperior al

valor especificado se deben volver a medir los ángulos, pues alguno, o varios de ellos han sido leídos o anotados erróneamente.

Si por el contrario, el error de cierre es menor que la cantidad especificada, procedemos a repartirlo por partes iguales entre todos los ángulos de los vértices. Si el error fue por exceso le quitamos a cada ángulo la corrección (error : n); si fue por defecto, se la sumamos.

4.5.2. CÁLCULO DE AZIMUTES.

Una vez corregidos los ángulos, calculamos los azimutes de los lados de la poligonal; partiendo del azimut conocido, calculamos el contra-azimut (sumando o restando 180°); al que le sumamos el valor del ángulo en el vértice y así obtenemos el azimut del lado siguiente. Este procedimiento lo repetimos en cada uno de los ángulos hasta volver a calcular el azimut de partida, lo cual nos sirve de comprobación, sino concuerdan exactamente ha habido error al hacer las correcciones o a calcular algún azimut.

Podemos indicar además que el azimut varía de 0 a 360°.

4.5.3. CÁLCULO DE RUMBOS.

Una vez obtenidos los azimutes, los convertimos en rumbos, los que se indican por el ángulo agudo que forma la alineación con el meridiano, especificando el cuadrante en el cual se toma, pudiendo ser los mismos: N-E; S-E; S-W; N-W.

El rumbo varía de 0 a 90°.

4.5.4 CÁLCULO DE PROYECCIONES

Al multiplicar la longitud de cada lado de la poligonal por el seno del rumbo correspondiente, encontramos la proyección de ese lado sobre el eje E-W; y al multiplicarlo por el coseno, encontramos la proyección de ese mismo lado, pero sobre el eje N-S.

Para obtener un polígono cerrado, se deberá cumplir que:

1. Σ proyección N = Σ proyección S
2. Σ proyección E = Σ proyección W

4.5.5. CÁLCULO DEL ERROR TOTAL COMETIDO.

Debido a pequeños errores al determinar los ángulos y las distancias, y al haber repartido el error angular en partes iguales entre todos los ángulos,

las igualdades 1 y 2 no se cumplen exactamente, por lo que obtenemos:

Σ proyecciones N - Σ proyecciones S = δNS

Σ proyecciones E - Σ proyecciones W = δEW

Estos errores en las proyecciones N-S y E-W hacen que si reconstruimos nuevamente la poligonal a partir de la primera estación no lleguemos a ella, sino a un punto diferente, que difiere de las abscisas una cantidad δew y en las ordenadas una cantidad δns, y a una distancia e del punto de partida.

Representando como e al error total cometido al hacer la poligonal, se lo determina mediante la aplicación de la siguiente fórmula:

$$e = \sqrt{\delta^2_{NS} + \delta^2_{EW}}$$

Generalmente el error de cierre se expresa en forma unitaria, es decir como el número de metros en los cuales, proporcionalmente se cometería un error de 1 metro.

Si asignamos a D como la longitud total de la poligonal y e al error total cometido, el número de metros(x), en los cuales se cometería 1 metro de error sería:

$$\frac{\epsilon}{1} = \frac{D}{x}$$

$$x = D/\epsilon$$

Y se expresa 1:x, de acuerdo con la exactitud requerida, se han establecido límites máximos para el error unitario.

ERROR MAXIMO	CLASE DE LEVANTAMIENTO
1:1000	Levantamiento de terrenos quebrados y de muy poco valor, levantamientos de reconocimiento, colonizaciones, etc., generalmente hechos por taquimetría.
1:1000 a 1:1500	Levantamientos de terreno de poco valor; taquimetría con dobles lecturas de mira.
1:1500 a 1:2500	Levantamiento de terrenos agrícolas de valor medio. Levantamientos con estadia.
1:2500 a 1:4000	Levantamientos urbanos y terrenos de cierto valor.
1:4000 en adelante	Levantamientos en ciudades y terrenos

bastante valiosos.

1:10000 y más Levantamientos geodésicos.

Si el error de cierre es mayor del especificado, habrá que repetir el levantamiento; si está dentro del límite hay que distribuirlo para que el polígono quede completamente cerrado y poder proseguir con el dibujo.

4.5.5.1. AJUSTE DE LA POLIGONAL.

Una vez encontrado el cierre de la manera descrita anteriormente, se hacen las correcciones adecuadas para que la poligonal o poligonales, sean figuras matemáticamente cerradas, y se aplican las correcciones debidas a latitudes y longitudes, (Proyecciones NS y EW) respectivamente. A esta operación se denomina ajuste o compensación de la poligonal. Por otra parte, no hay medio posible de determinar ajuste o compensación de estos errores sean en ángulos o distancias, pero si las circunstancias en que se han hecho las mediciones han sido uniformes, se puede admitir que los errores se van acumulando progresivamente, pudiendo calcularse y aplicarse sobre esta base las correcciones.

Existen varios métodos para la distribución de errores, con cada uno de los cuales se

obtiene un perfecto cierre del polígono. A continuación describimos los métodos más conocidos.

METODO A.- La relación entre la corrección (c) que se hace a cada proyección y el error total (δ), es igual a la relación entre dicha proyección y la suma de las proyecciones. Así, la corrección para las proyecciones N y S será:

$$c = \delta NS/(\Sigma N + \Sigma S) \text{ por la respectiva proyección}$$

y la corrección para las proyecciones E y W será:

$$c = \delta EW/(\Sigma E + \Sigma W) \text{ por la respectiva proyección}$$

Para las proyecciones cuya suma ha sido mayor, la corrección es negativa; para la que ha sido menor, la corrección es positiva. Este método se emplea principalmente cuando los ángulos han sido medidos con mayor precisión que las distancias.

METODO B.- La relación entre la corrección (c), que se hace a cada proyección y el error total (δ), es igual a la relación entre el lado respectivo de la poligonal y la longitud total de ésta. Así, la relación para las proyecciones N y S será:

$$c = \delta NS/L \text{ por cada lado de la proyección}$$

y la corrección para las proyecciones E y W será:

c = &EW/L por cada lado de la proyección

El signo de la corrección sigue la misma regla del método A. Este método lo asumimos cuando el error cometido se debe a pequeños errores accidentales, cometidos tanto en las mediciones de distancias como en la lectura de los ángulos.

4.5.6. CÁLCULO DE LAS COORDENADAS.

Las coordenadas pueden ser reales, si están referidas a las coordenadas geográficas, o arbitrarias, si están referidas a unas coordenadas cualquiera.

En nuestro caso, hemos utilizado las coordenadas reales.

Una vez corregidas las proyecciones, procedemos a determinar las coordenadas de los distintos vértices o estaciones que conforman la poligonal, para lo cual nos valemos de las coordenadas geográficas del lugar y a partir de éstas, procedemos a calcular las restantes, sumando las proyecciones NORTE y restando las proyecciones SUR a las latitudes; y, sumando las proyecciones ESTE y restando las proyecciones OESTE a las

longitudes.

La comprobación de que las coordenadas calculadas son correctas, se las determina al proseguir con el cálculo y llegar nuevamente a las coordenadas de partida. Con las coordenadas calculadas y verificadas procedemos a realizar el dibujo de la poligonal.

4.6. LEVANTAMIENTO DE LOS PUNTOS DE DETALLE.

Como en la mayoría de los casos, todos los lados del terreno no son rectos, o siendo rectos no se pueden trazar el polígono coincidiendo completamente con los linderos del terreno, es necesario inscribir o circunscribir un polígono y desde sus vértices y lados, tomar los datos necesarios para determinar el área que deseamos conocer. A esta operación se la denomina "Levantamiento de Detalles", existen varios métodos para efectuarlos, entre los que tenemos:

1. Por ángulos y distancias desde una estación (radiación).

2. Por ángulos desde dos estaciones (intersección).

3. Por distancia desde dos estaciones (intersección).

4. Por ángulo desde una estación y distancia desde otra.

5. Por ordenadas sobre una poligonal.

4.6.1. POR RADIACIÓN.

Consiste en tomar desde cada estación suficientes datos del perímetros del terreno y demás detalles. Estos puntos se determinan por radiación, o sea, anotando su acimut y distancia desde la estación que se ha tomado como base.

4.6.2. POR INTERSECCIÓN (POR ÁNGULOS DESDE DOS ESTACIONES).

Este método consiste en situar un punto por medio de la intersección de visuales desde dos estaciones por lo menos.

La ventaja que tiene este método es de que no hay que medir distancia alguna a los detalles, lo que supone una gran simplificación en el trabajo de campo. La desventaja estriba en que la distancia del detalle a la estación de la poligonal solo se puede determinar por el cálculo (a menos que no se requiera de mucha precisión, en cuyo caso se mide sobre el plano dibujando a escala). Cuando el ángulo formado por las visuales en el punto observado, se aproxima a 0° o 180°, su posición carece de toda exactitud. Este método es muy útil para fijar puntos

distantes o inaccesibles.

4.6.3. POR INTERSECCIÓN (DISTANCIA ENTRE DOS ESTACIONES).

En este método el punto de detalle se sitúa midiendo la distancia desde dos estaciones de la poligonal. Este método es de fácil y rápida aplicación, sobre todo cuando los detalles estén cerca del itinerario, aunque se hallen lejos de la estación.

4.6.4. POR ANGULO DE UNA ESTACIÓN Y DISTANCIA DESDE OTRA.

Los ángulos se miden desde un vértice de la poligonal y las distancias desde estaciones intermedias. La intersección de las rectas correspondientes (visual y distancia) no debe formar un ángulo ni muy agudo ni muy obtuso. Este método se lo emplea principalmente cuando hay algún obstáculo que nos impide medir la distancia y el ángulo desde una misma estación.

4.6.5. POR ORDENADAS SOBRE LA POLIGONAL.

Este método se adapta especialmente a la situación de senderos curvos o irregulares, de corrientes de agua y de caminos aproximadamente paralelos a la

poligonal. Se localiza un punto midiendo la perpendicular trazada desde éste a la poligonal (ordenada) y la distancia del pie de esta perpendicular a un punto el cual se toma como origen de la poligonal (abscisa). Los detalles de la clase citada se suelen situar por ordenadas levantadas a intervalos regulares, o sea equidistantes entre sí, pero es más frecuente el tomar estas ordenadas en puntos críticos singulares resultando así éstos a intervalos irregulares.

Ordinariamente se traza a ojo estas perpendiculares, excepto cuando se requiere una gran precisión que se toman las ordenadas con el teodolito.

Una vez que ha sido calculada y ajustada la poligonal, a partir de las coordenadas de cada estación, se calcularán las coordenadas de los puntos de detalle tomados desde cada una de ellas, con lo cual se tienen todos los datos para proceder con el dibujo.

4.7. NIVELACIÓN DE LA POLIGONAL.

4.7.1. GENERALIDADES.

Denomínase nivelación a la operación de medir distancias verticales, ya sea directa o indirectamente, con el objeto de hallar la diferencia de altura entre dos puntos.

Las distancias verticales, se miden a partir de una superficie de nivel o plano de referencia arbitraria, que debe ser normal a la dirección de la plomada, denominadas COTAS. Cuando el plano de referencia conincide con el nivel del mar, las distancias verticales medidas a partir de dicho plano se denominan ALTITUDES o ALTURAS.

4.7.2. NIVELACIÓN DE LA POLIGONAL.

Existen tres métodos de nivelación, estos son:

1. Nivelación Barométrica.
2. Nivelación Trigonométrica, directa o por pendientes.
3. Nivelación Directa, Geométrica o por alturas.

La nivelación en nuestro estudio se la efectuó geométricamente con el objeto de obtener las cotas de los ejes de las calles y curvas de nivel, abscisando cada veinte metros.

4.7.2.1. NIVELACIÓN DIRECTA COMPUESTA.

Este método se emplea cuando el lugar que se va a nivelar es bastante quebrado, o que las visuales resulten demasiado largas (mayores a 300 metros).

En esta nivelación el aparato (nivel), no permanece en un mismo sitio, sino que se lo va trasladando a diversos puntos, desde cada uno de los cuales se toman nivelaciones simples, que van ligándose entre si por medio de los llamados puntos de cambio.

En la nivelación directa compuesta intervienen tres clases de lecturas:

1. VISTA ATRAS: Es la lectura que se toma sobre el BM para conocer la altura instrumental.

2. VISTA INTERMEDIA: Es la lectura que se realiza sobre los puntos que se quiere nivelar para conocer la correspondiente cota.

3. VISTA ADELANTE: Es la lectura que se hace para hallar la cota del punto de cambio (o BM provisional).

BM: Denomínase así a un punto de carácter permanente, del cual se conoce su localización y su elevación, su cota que ha sido determinada previamente por una nivelación de precisión.

El procedimiento a seguir en una nivelación directa compuesta puede resumirse así:

1. Armamos y nivelamos el aparato en un punto favorable desde donde se puede leer el BM, y al máximo número de puntos posibles.

2. Se toma la lectura Lo (vista atrás), con la mira ubicada sobre el BM, para encontrar la altura instrumental.

$$hi = BM + Lo$$

3. Se toma lecturas de la mira sobre los diferentes puntos tales como A, B, etc.,(vistas intermedias), las cuales sirven para hallar las cotas respectivas, así:

$$A = hi - LA$$
$$B = hi - LB$$

4. Cuando ya no se puedan hacer más lecturas desde la primera posición del aparato, se busca un punto de cambio, tomando la última (vista adelante).

$$c\#1 = hi - \text{vista adelante}$$

5. Se lleva el aparato a una segunda posición desde el cual se pueda visar al punto de cambio No. 1 y al mayor número de puntos posibles. Armamos y nivelamos el aparato en esta posición, luego leemos la mira (vista atrás), con lo cual se halla nuevamente la altura instrumental.

h2 ⍓ = ▼ c#1 + vista atras

6. Se prosigue nuevamente como en los pasos 3, 4 y 5.

4.7.2.2. CONTRANIVELACIÓN.

Para comprobar si la nivelación ha sido bien realizada es necesario contranivelar, o sea, nivelar desde el último punto hasta llegar al BM inicial. La cota de llegada se compara con la cota de partida y la diferencia entre ellas da el error de cierre de la nivelación.

4.7.2.3. ERRORES PERMITIDOS EN LA NIVELACIÓN.

CLASE DE NIVELACION	LONG. DE LA VISUAL MAXIMA	ERROR
Poca precisión	300 m	$4.5*K^{1/2}$
Ordinaria	150 m	$2.4*K^{1/2}$
Precisión	100 m	$1.2*K^{1/2}$
Geodésica 2° orden	100 m	$0.8*K^{1/2}$
Geodésica 1° orden	100 m	$0.4*K^{1/2}$

K = distancia nivelada en Km.

4.7.3. AJUSTE DE UNA NIVELACIÓN.

En la nivelación de una poligonal, hay

necesidad de repartir el error de cierre, pues debido a pequeños errores cometidos durante la nivelación la cota calculada del punto final no coincide exactamente con el valor conocido. Como los principales errores de nivelación son accidentales, el error probable tiende a variar proporcionalmente a la raíz cuadrada del número de puntos de cambio. Suponiendo igual número por kilómetro, entonces el error probable varia como la raíz cuadrada del número de kilómetros. Como la corrección es proporcional al cuadrado del error probable, la corrección para cada punto intermedio es proporcional a la distancia a ese punto desde el punto de partida. Es decir, que si Ec es el error de cierre de una poligonal de longitud L, y ca, cb..., cn son las correcciones respectivas a las cotas observadas de los puntos A, B,..., N, cuyas correspondientes distancias al punto inicial (BM), son a,b,...n se tendrá:

Ca = a/L*Ec ; b/L*Ec; ..... y Cn = n/L*Ec

Estas correcciones se restarán si el error es en exceso, y se sumarán si el error es por defecto.

4.8. NIVELACIÓN DE LOS PUNTOS DE DETALLE.

Los puntos de detalle fueron nivelados por taquimetria su método el de rodeo, el mismo que consiste en medir distancias inclinadas y ángulos verticales desde los vértices de la poligonal a los puntos que se desea

levantar, por medio de teodolito y la mira de nivelación. Esta operación se la realiza conjuntamente con el levantamiento planimétrico de los puntos de detalle.

Se coloca el teodolito en un vértice de la poligonal cuya altura y posición son conocidos. Medimos con la cinta la altura del aparato. Orientamos el teodolito dirigiendo una visual hacia una estación cuyo acimut es conocido, habiendo previamente puesto este acimut en el círculo acimutal del instrumento. A continuación se suelta su aliada y se dirigen visuales a los puntos que se desea levantar, tomando los siguientes datos: distancia inclinada y los ángulos horizontal y vertical.

Las distancias horizontales y verticales de los puntos leídos se determinan por la aplicación de las siguientes fórmulas:

$$DH = Di \cos^2\alpha$$

$$DV = Di/2*sen2\alpha \text{ o } DV = DHtg\alpha$$

En donde:

Di = Distancia inclinada

DH = Distancia horizontal

DV = Distancia vertical (desnivel)

α = Angulo vertical.

4.8.1. CÁLCULO DE COTAS.

Para el cálculo de cotas, una vez conocida la distancia vertical (DV), hay que tener en cuenta el tipo de ángulo: (+ o -), negativo cuando está bajando y positivo cuando está subiendo. El desnivel entre dos puntos se determinan por la aplicación de la siguiente fórmula:

$$HB = HA + (h\overline{\wedge} - Lo) \pm DV$$

En donde:

HA = Altura del punto sobre el que está estacionado el aparato.

HB = Altura del punto que se desea conocer.

$h\overline{\wedge}$ = Altura instrumental.

Lo = Altura que se midió en la mira.

DV = Distancia vertical.

CAPITULO V

C A P I T U L O V

5. CALCULO DE LA ECUACION DE INTENSIDAD DE LLUVIA

5.1. INTRODUCCION

La selección de recurrencia de diseño para la construcción de obras de drenaje sistemas de canalización urbana y rural, es un aspecto fundamental y del cual dependen factores de dimensionamiento, economía y seguridad; para la determinación de este parámetro se debe considerar aspectos de mayor importancia que influyen en la vida útil de la estructura y en los daños que pueden ocasionar si estas fallan.

Por lo que es necesario realizar una investigación para determinar los caudales máximos en los sitios donde no se cuenta con suficiente información hidrológica, tomando como base las metodologías expuestas en publicaciones referentes a ésta temática y adaptadas a las características hidrológicas del Ecuador.

Las condiciones de clima muy variable en el país de una región a otra, debido a su conformación orográfica hacen que las características pluviométricas no sean representativas para zonas extensas, por lo que en base a la información existente y con la metodología que se detalla a continuación se obtuvo una zonificación para este parámetro a nivel Nacional.

5.2. METODOLOGIA EMPLEADA.

La metodología que se a seguido para la zonificación de las intensidades es la siguiente:

Se realizó un estudio con los datos de intensidades obtenidas en los pluviógrafos y pluviómetros de 44 estaciones metereológicas distribuidas a nivel nacional, determinándose una correspondencia entre los valores de intensidades de lluvias extraordinarias y las precipitaciones máximas en 24 horas, con la finalidad de que si se conoce este último valor en cualquier lugar del país, se obtenga la intensidad correspondiente para el diseño de una obra hidráulica en base a la ecuación determinada para la zona.

Por lo tanto, con las observaciones diarias de precipitaciones máximas en 24 horas, obtenidas de estaciones pluviométricas, es factible determinar la intensidad de las lluvias que debieron originar y por lo tanto su ecuación respectiva; para lo cual se comprobó experimentalmente que todas las curvas de una misma estación relacionada a los diferentes periodos de retorno (TR) son afines, es decir solo se diferencia en la escala de las intensidades (I) y por tanto se puede reducir a una ley única adimensional, si los valores de cada curva se expresan en porcentaje del correspondiente a una duración dada, y que se elige independiente de los valores absolutos de lluvia, lo cual no solo permite aplicar a cualquier

periodo de retorno. Sino que también facilita su extrapolación a lugares donde no es posible obtener valores de intensidad directamente por carecer de información pluviográfica.

Para la extrapolación se ha elegido como valor de referencia la intensidad diaria Id = Pd/24, puesto que este es el mas fácilmente conocible en la generalidad de los casos. La ley adimensional es I/Id = f(D); esta ley es característica de cada estación y función de la distribución temporal de sus aguaceros tipo, cuya variación no es considerable en el caso de estaciones ubicadas en zonas con características climáticas homogéneas y por tanto el cuociente I/Id varia dentro de limites muy pequeños y es muy probable que esta variación sea mínima, si la curva de lluvias torrenciales estuviera determinada en base a un mayor número de años de observación.

Considerando lo expuesto anteriormente los valores de intensidades obtenidas pasa diferentes períodos de retorno y duración, de 44 estaciones pluviográficas a nivel nacional y con un período de registro de 22 años (1964-1985); dividimos para sus respectivos valores de intensidades diarias de igual período de retorno y se obtiene un valor promedio entre las estaciones cuyo cuociente I/Id sea minimo. Consiguiendo zonificar al país en 13 regiones como se puede observar en el gráfico Nº1, para los cuales se determinaron las ecuaciones correspondientes (Ver en el anexo tabla Nº1), la ecuación

tipo es la siguiente:[7]

$$I = K * t^{-n} * Id$$

Donde:

I = Intensidad de la precipitación en mm/hora

K y n = Constantes de ajuste de la ecuación

Id = Intensidad diaria para un período de retorno (T)

t = Tiempo de duración de la lluvia en minutos.

Las constantes K y n se determinan mediante un ajuste de mínimos cuadrados.

Como las ecuaciones representativas de cada zona están en función de Id se han obtenido mapas de isolíneas con los valores de Id para períodos de retorno de 5, 10, 25, 50 y 100 años y es así que se demuestra en el gráfico Nro 2 que corresponde al mapa de isolíneas con los valores de Id para un período de retorno de 25 años que es con el cual se a diseñado este proyecto.

Se a comprobado la confiabilidad de la metodología empleada comparando los valores de intensidades determinadas con las ecuaciones representativas de las zonas y los valores determinados aplicando la ley de GUMBEL

---

[7] LUIS RODRIGUEZS FIALLOS, Ing. Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología, Universidad Central del Ecuador, Marzo de 1991

a los datos de intensidades máximas de precipitación obtenidos de valores observados, existiendo una diferencia de + 10% que se lo considera aceptable. La metodología expuesta se recomienda utilizar en el diseño de drenaje de alcantarillas y obras de arte menor en el diseñó de carreteras.

La diferencia entre la metodología de calculo, datos básicos utilizados y sus resultados obtenidos en lo que se refiere a la forma de obtener la información pluviográfica mediante las dos formas a exponerse es la siguiente:

El método utilizado por el Ingeniero Luis Rodríguez Fiallos del Instituto Nacional de Metereología e Hidrología se basa en datos obtenidos de 44 estaciones pluviográficas a nivel nacional y con un período de registro de 22 años que nos permite zonificar al país en 13 regiones, arrojándonos resultados muy confiables debido al número de años en observación.

En cambio el método empleado por el profesor Francisco Elias en su libro "Precipitaciones Máximas en España" Se reúnen los datos correspondientes a 21 estaciones metereológicas con un período de registro mayores de 10 años con lo cual se a podido dividir el país en 3 zonas que son costa, sierra y oriente, que al ser comparado con el método anterior resulta menos efectivo, debido a que el número de estaciones en observación como el

período de registro es muy reducido, motivo por el cual hemos creído mas conveniente tomar las ecuaciones que corresponden a la zona 7 obtenidas en el primer método y que las anotamos en la tabla Nº 1 :

TABLA Nº1

ECUACIONES REPRESENTATIVAS DE LAS ZONAS		
ZONA	DURACIÓN	ECUACIÓN
1	5 min < 120 min 120 min < 1440 min	$I;_{T} = 7.3519\ t^{-0.4388}$ Id; T $I;_{T} = 86.1969\ t^{-0.6136}$ Id; T
2	5 min < 75 min 75 min < 1440 min	$I;_{T} = 36.1212\ t^{-0.3062}$ Id; T $I;_{T} = 269.9406\ t^{-0.7696}$ Id; T
3	5 min < 60 min 60 min < 1440 min	$I;_{T} = 85.7014\ t^{-0.4611}$ Id; T $I;_{T} = 349.1358\ t^{-0.806}$ Id; T
4	5 min < 110 min 110 min < 1440 min	$I;_{T} = 42.8786\ t^{-0.31}$ Id; T $I;_{T} = 667.1149\ t^{-0.8949}$ Id; T
5	5 min < 44 min 44 min < 1440 min	$I;_{T} = 76.4078\ t^{-0.4696}$ Id; T $I;_{T} = 204.8682\ t^{-0.7311}$ Id; T
6	5 min < 55 min 55 min < 1440 min	$I;_{T} = 68.8592\ t^{-0.4025}$ Id; T $I;_{T} = 337.0868\ t^{-0.7977}$ Id; T
7	5 min < 25 min 25 min < 1440 min	$I;_{T} = 85.2661\ t^{-0.3969}$ Id; T $I;_{T} = 286.0463\ t^{-0.7793}$ Id; T
8	5 min < 18 min 18 min < 1440 min	$I;_{T} = 63.7834\ t^{-0.4373}$ Id; T $I;_{T} = 122.4313\ t^{-0.6607}$ Id; T
9	5 min < 50 min 50 min < 1440 min	$I;_{T} = 167.1959\ t^{-0.5182}$ Id; T $I;_{T} = 794.3122\ t^{-0.918}$ Id; T
10	5 min < 40 min 40 min < 1440 min	$I;_{T} = 117.4077\ t^{-0.4672}$ Id; T $I;_{T} = 489.1546\ t^{-0.8521}$ Id; T
11	5 min < 70 min 70 min < 1440 min	$I;_{T} = 102.4297\ t^{-0.4883}$ Id; T $I;_{T} = 475.008\ t^{-0.8462}$ Id; T
12	5 min < 80 min 80 min < 1440 min	$I;_{T} = 101.7109\ t^{-0.454}$ Id; T $I;_{T} = 939.3998\ t^{-0.9383}$ Id; T
13	5 min < 60 min 60 min < 1440 min	$I;_{T} = 64.676\ t^{-0.5207}$ Id; T $I;_{T} = 198.9295\ t^{-0.8009}$ Id; T

BIBLIOTECA GENERAL

ZONIFICACION DE INTENSIDADES

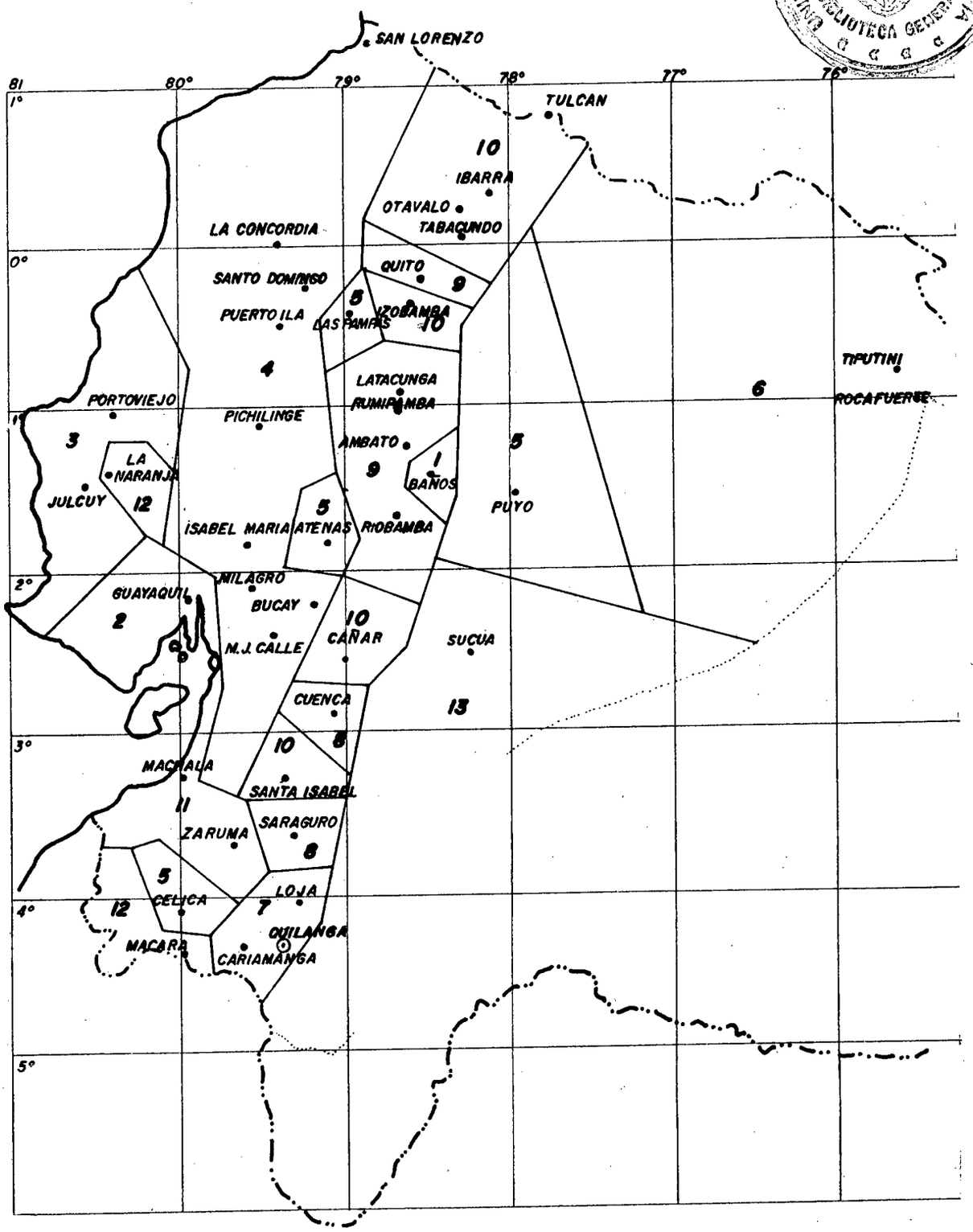


Grafico Nº 1

INTENSIDADES MAXIMAS DE PRECIPITACION TR-25P (1964-1985)

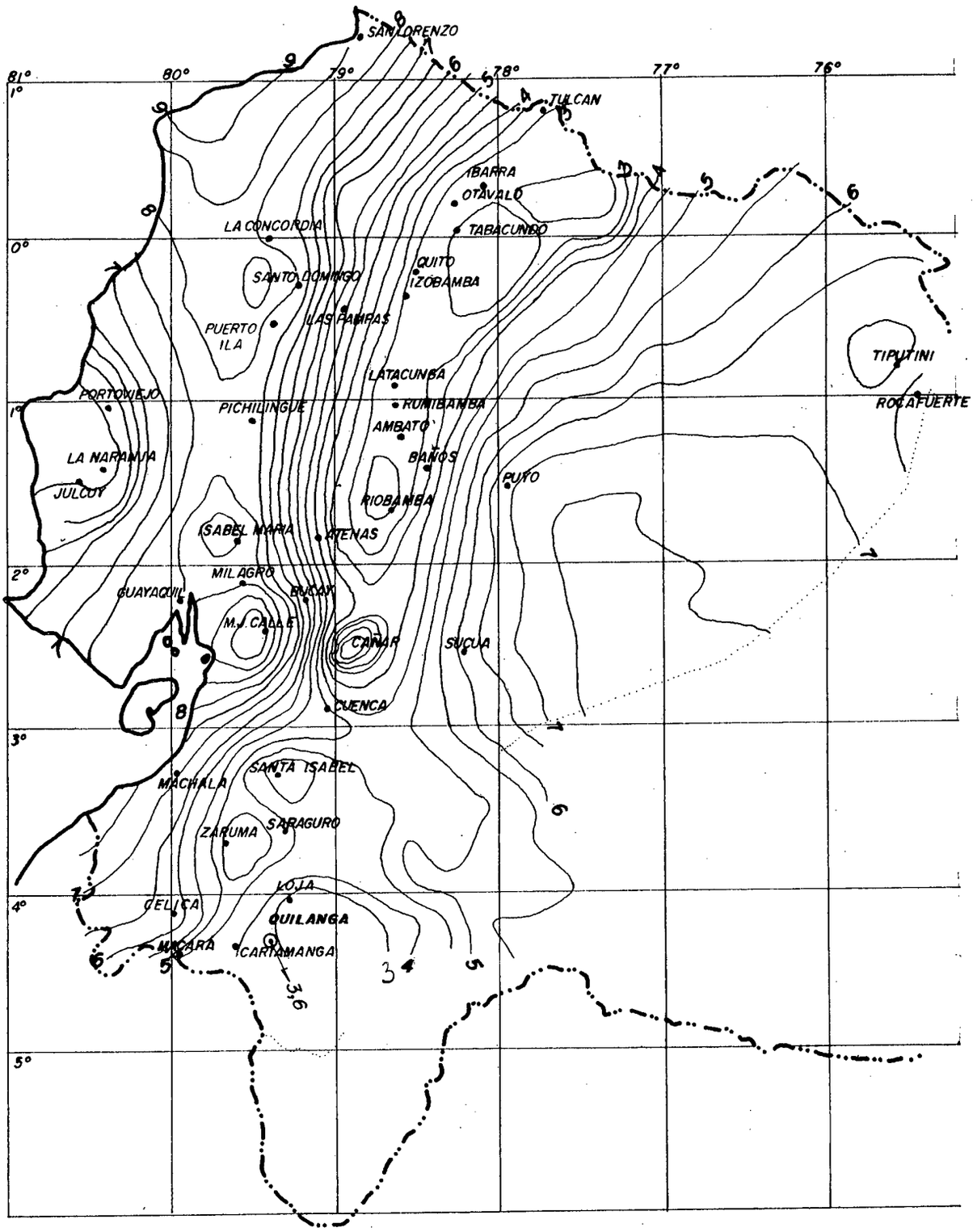


Grafico Nº2

De acuerdo al mapa de isolíneas que están en función de la Intensidad diaria (Id) para un período de retorno (25 años para este diseño), se lee la curva que pasa por la zona de Cariamanga (Zona 7) y se tiene un valor de Id = 4.0, lo cual nos aproximamos al lugar mismo del proyecto que corresponde al cantón Quilanga y podemos observar que para este lugar nos corresponde un valor de Id = 3.6, con este valor ingresamos en la ecuación 7 que es la determinada para esta zona (Tómese en cuenta que para cada zona existen dos ecuaciones determinadas, cada una de estas estan en función del tiempo de duración de la lluvia), con esta referencia obtenemos la ecuación pluviométrica para el cantón Quilanga y que la relacionamos a la zona 7.

ECUACIONES OBTENIDAS POR EL PRIMER METODO (PARA LA ZONA 7)

Para 5 min < 25 min; $I = 85.2661 * t^{-0.3989} * Id$

$$I = \frac{85.2661}{t^{0.3989}} * 3.6 \text{ mm/hora}$$

$$I = \frac{306.95796}{t^{0.3989}} \text{ mm/hora}$$

Para 25 min < 1440 min; $I = 286.0463 * t^{-0.7793} * Id$

$$I = \frac{286.0463}{t^{0.7793}} * 3.6 \text{ mm/hora}$$

$$I = \frac{1029.76668}{t^{0.7793}} \text{ mm/hora}$$

ECUACIONES OBTENIDAS POR EL SEGUNDO METODO

ECUACION PARA LA SIERRA

10 min ≤ t ≤ 60 min: $It = 141.9 * t^{-0.58} * I_{24}$

ECUACION PARA LA COSTA

10 min ≤ t ≤ 60 min: $It = 50.6 * t^{-0.57} * I_{24}$

ECUACION PARA EL ORIENTE

10 min ≤ t ≤ 60 min: $It = 75.5 * t^{-0.46} * I_{24}$

5.3 PERIODO DE RETORNO

El intervalo de recurrencia esta definido como el intervalo promedio en los años entre la ocurrencia de una avenida de magnitud especificada y una avenida igual o mayor. La máxima avenida en una serie de datos ha sido igualada o suparada m veces en el periodo de registro N años y la mayor estimación de intervalo de recurrencia es tp.

$$tp = \frac{N+1}{m}$$

Donde:

m = máxima avenida

N = periodo de registro (número de años)

tp = intervalo de recurrencia (período de retorno)

Otras diversas fórmulas han sido sugeridas para el cálculo del intervalo de recurrencia o período de retorno. La discrepancia entre las diversas fórmulas se limita a las avenidas mayores donde m es pequeño. Si m es igual a 5 o mayor las posiciones calculadas para trazado por todos los métodos son casi idénticos.

Si un evento tiene un intervalo de recurrencia verdadero de tp años, entonces la probabilidad P que sería igualada o excedido en cualquier año es:

$$P = \frac{1}{tp}$$

Como las únicas posibilidades son que el evento ocurra o no en cualquier año, la posibilidad de que no ocurrirá en un año determinado es 1-P. De los principios de la probabilidad, la probabilidad J que como mínimo iguala o excede al evento tp por año, ocurrirá en cualquier serie de N años es:

$$J = 1-(1-P)^N$$

CAPITULO VI

CAPITULO VI

6. DISEÑO EL SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL

6.1 BASES DE DISEÑO

Las bases técnicas para el cálculo y diseño de un sistema de alcantarillado pluvial se refieren principalmente a la determinación de los siguientes factores:

a) Período de diseño.

b) Areas tributarias.

c) Caudales de diseño.

6.1.1 PERÍODO DE DISEÑO.

Es el lapso de tiempo en el cual un sistema presta sus servicios en óptimas condiciones. Para el caso de sistemas de alcantarillado pluvial, éste debe ser cuidadosamente seleccionada, ya que la imprecisión en la determinación de los aportes, aunados a períodos de diseño inadecuados puede resultar en limitaciones de desarrollo para nuevas áreas o nuevas zonificaciones.

En el caso de colectores principales, un período entre 40 y 50 años se puede considerar aconsejable, en virtud de los inconvenientes y costos de ampliación para recibir caudales mayores.

Las tuberías secundarias hasta 35 cm de diámetro, pueden estimarse para períodos de diseño de 25 años y más.

Las emisarias de descarga, al igual que los colectores principales, deben considerarse con períodos de diseño suficientemente largos para evitar inconvenientes y costes mayores.

Por consiguiente para la elección del período de diseño de un sistema de alcantarillado pluvial depende de algunos factores, como vida útil de los materiales, inconvenientes y dificultades de posibles ampliaciones, tasas de interés, inflación relativa e incremento de los costos de construcción. El período de diseño está relacionado a la capacidad económica nacional y local, ene general se considera que las abras que sean de fácil ampliación pueden tener períodos más cortos, mientras que, obras de gran envergadura o de difícil y molestosa ampliación, pueden tener períodos de diseño más largos.

Generalmente el período de diseño de alcantarillado pluvial y sanitaria es el mismo. Así en el presente caso y basándonos en las normas del IEOS se ha creído conveniente establecer para el sistema de alcantarillado pluvial de la cabecera cantonal de Quilanga un período de 25 años, debido a las características de la población, y crecimiento irregular y las condiciones económicas, tanto nacionales como

locales que son difíciles y de manera especial a la vida útil de los materiales.

6.1.2 AREAS TRIBUTARIAS

Es aquella superficie de terreno, la cual tiene influencia sobre un tramo de red. Estas áreas deberán definirse considerando los factores topográficos, incluyendo áreas de posible expansión futura. para el alcantarillado pluvial se deberán considerar los parques y toda área verde.

En el plano #: 2 se indica la división total de la cabecera cantonal de quilanga, en áreas aportantes.

6.1.3 CAUDALES DE DISEÑO DE AGUAS LLUVIAS

Los caudales que deben considerarse en el diseño de un sistema de alcantarillado pluvial para un determinado período, se basarán en el estudio de las curvas de intensidad, duración, frecuencia propios de la población, o de zonas que tengan condiciones climatológicas semejantes, o en otros modelos hidrológicos de efectividad probada.

No se proveerá capacidad para aguaceros excepcionales y de poca frecuencia. La frecuencia o intervalo de recurrencia de lluvias intensas, se elegirá de acuerdo a la importancia de la población y con los

daños y molestias que pueden ocasionar las inundaciones periódicas de las calles.

Los intervalos de recurrencia se escogerán entre 1 y 10 años como extremos y entre 2 y 5 años comúnmente.

Para el cálculo del caudal de escorrentía a ser evacuado, por el sistema de alcantarillado pluvial, se pueden utilizar el método racional, aplicable para áreas de proyecto menores que 13 Km^2 .

6.3.1.1 CALCULO DEL CAUDAL DE DISEÑO POR EL METODO RACIONAL.

En el presente estudio, se ha utilizado en método racional, el cual para la cuantificación de los caudales de aguas lluvias aplica la siguiente expresión matemática:

$$Q = C * I * A$$

En donde:

Q = caudal de diseño en (lit/seg)

C = coeficiente de escorrentía o de impermiabilidad (adimensional)

I = Intensidad de lluvia en (mm/hora)

A = Área tributaria en (ha)

6.1.3.2 OTROS METODOS DEL CALCULO DEL CAUDAL DE AGUAS LLUVIAS.

La determinación del caudal de aguas lluvias a tener en cuenta en el proyecto de un alcantarillado pluvial puede realizarse mediante cualquiera de los siguientes métodos:

1ro Método Racional.

2do Fórmulas empíricas.

3ro Estudios de correlación lluvia-escorrentía.

4to Método de hidrograma.

5to Método de entrada.

6to modelos para ordenar digital.

La elección del método dependerá de las condiciones locales hidrológicas y geográficas, los datos disponibles sobre las precipitaciones y escorrentias anteriores, y el grado de protección que se desee proporcionar.

FORMULAS EMPIRICAS[e]

Se han empleado varias fórmulas para determinar el caudal de agua superficial de lluvia en poblaciones relativamente pequeñas, cuando faltan los datos necesarios se emplean todavía algunas veces,

---

[e] ERNEST W. STEEL, Abastecimiento de Agua y Alcantarillado, Editorial Gustavo Gili. S.A, Barcelona, 1958.

especialmente para cálculos preliminares de escasa aproximación.

La fórmula de BURKLI-ZIEGLER es:

$$Q = 0.0022 \cdot A \cdot R \cdot C \cdot \sqrt[4]{\frac{S}{A}}$$

Q = Agua que recoge la alcantarilla en (lit/seg)

A = La superficie desaguada en (m^2)

S = Pendiente de la superficie vertiente.

R = Intensidad media de la lluvia en (mm/hora) durante el aguacero más fuerte.

C = Coeficiente que depende de la impermiabilidad.

La fórmula de KUICHLING es:

$$dm = \frac{991080}{M + 83} + 109 \quad \text{para } M < 259 \text{ Km}^2$$

$$dm = \frac{3596000}{M + 958} + 81 \quad \text{para } M < 259 \text{ Km}^2$$

dm = Gastos de desague máximo en lit/seg y por Km^2

M = Representa el área de la superficie vertiente en Km^2

La fórmula de FULLER se expresa por:

$$dm = \frac{13.225 \cdot C}{M^{0.3}} \cdot (1 + 0.8 \cdot \log T)\left(1 + \frac{2.66}{M^{0.3}}\right)$$

dm = Gasto se desagüe máximo en lit/seg

M = Area de la superficie vertiente en Km^2

T = Es el número de años en que es probable que se produzca una avenida de magnitud determinada.

La fórmula de METCALF Y EDDY, empírica como las otras tiene forma mucho más simple:

$$dm = \frac{6.200}{M^{0.27}}$$

dm y M tienen el mismo significado de las fórmulas anteriores.

Como puede observarse, son necesarios algunos datos sobre la lluvia para poder aplicar las fórmulas, y debe tomarse una decisión acerca de la máxima lluvia por hora que ha de utilizarse. Algunos ingenieros adoptan la de 70 mm para todas las localidades. La inclinación de la vertiente puede deducirse dividiendo la diferencia de las alturas por la distancia media entre los límites del contorno.

La distancia media es igual al área de la superficie vertiente en m^2 dividida por la distancia total entre los puntos que se han considerado para fijar la diferencia de alturas.

6.1.3.3 COEFICIENTE DE ESCORRENTIA

El coeficiente de escorrentía. es la relación existente entre la cantidad de agua que se escurre superficialmente en un área, ala cantidad total de agua que se ha precipitado.

Este coeficiente depende de factores tales como : La impermiabilidad del suelo, tipo de zona en la cual se encuentra el proyecto, características urbanisticas, etc.

Existe tablas de valores anuales del coeficiente de escorrentía (c), para distintos tipos de superficies; y para diferentes tipos de zonas urbanísticas (cuadro 6.1.3.3a y 6.1.3.3b).

CUADRO 6.1.3.3a

VALORES USUALES DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTIA[*]

TIPO DE SUPERFICIE	(C)		
Cubierta metálica o teja vidriada	0.95		
Cubierta con teja impermeable u ordinaria	0.90		
Pavimentos asfálticos buenas condiciones	0.85	a	0.90
Pavimentos de hormigón	0.80	a	0.85
Empedrados (juntas pequeñas)	0.75	a	0.80
Empedrados (juntas ordinarias)	0.40	a	0,50
Pavimentos de Macadam	0.25	a	0.60
Superficies no pavimentadas	0.10	a	0.30
Parques y jardines	0.05	a	0.25

[*] NORMAS DE DISEÑO PARA SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y ELIMINACION DE RESIDUOS LIQUIDOS.- IEOS, consulta pública.

CUADRO 6.1.3.3b

VALORES MEDIOS DEL COEFICIENTE DE ESCORRENTIA

TIPO DE ZONA	(C)		
Zonas comerciales o densamente pobladas	0.70	a	0.90
Zonas adyacentes a las anteriores	0.50	a	0.70
Zonas residenciales con casas separadas	0.35	a	0.50
Zonas sub-urbanas desarrolladas totalmente	0.11	a	0.25

El coeficiente de escorrentía de una zona, sin embargo, no se mantiene fijo en todas las condiciones sino que tiende a aumentar cuando persiste la lluvia, lo que se debe, a que se llenan las depresiones de las superficies impermeables ya que se empapan las capas superiores del suelo descubierto. Por esta razón, numerosas investigadores han sugerido correcciones del coeficiente C[1º]

Para HORNER,

$$C = 0.364 * \log t + 0.00420 * P - 0.145$$

En donde: t = Duración de la lluvia en minutos

P = % de permeabilidad.

E, GREGORY, ha deducido como fórmula del coeficiente de escorrentía en las superficies impermeables

---

1º ERNEST W. STEEL, Abastecimiento de Agua y Alcantarillado, Editorial Gustavo Gili, S.A, Barcelona, 1958

$$C = 0.175 * t^{1/3}$$

En donde:

C = Coeficiente de escorrentía

t = Duración de la lluvia en minutos

W.C. HOAD Y H.G. MCGEE, propone su fórmula para varios tipos de superficie.

$$C = A*t/\ b+t$$

A	b
A = 1 (áreas impermeables)	8
A = 0.5 (áreas semipermeables)	15
A = 0.3 (áreas permeables)	20

Cuando los datos que se disponen son suficientes para justificar unos cálculos rigurosos, es razonable determinar la variación de los valores de C de acuerdo con la duración de la lluvia.

Para determinar el coeficiente de escorrentía C, que vamos a usar en el diseño del sistema de alcantarillado pluvial, para la cabecera cantonal de Quilanga hacemos una comparación; el usado por el IEOS y aplicando la fórmula de E. GREGORY.

Según el IEOS y basándonos en el tipo de superficie, considerando que las calles no son pavimentadas, adoptamos como coeficiente de escorrentía

el valor de C = 0.40 que corresponde a empedrados con juntas ordinarias, escogemos este valor porque creemos que en el futuro las calles de Quilanga serán adoquinadas.

Aplicando la fórmula de E. GREGORY tenemos:

$C = 0.175\ t^{1/3}$

t = Tiempo de duración de la lluvia = 15 minutos

$C = 0.175\ (15)^{1/3}$

$C = 0.43$

Al hacer una comparación entre ambos valores, para nuestro diseño optamos C = 0.40 que se ajusta mas a nuestra realidad.

- COEFICIENTE DE DISTRIBUCION DE LA LLUVIA

Los datos sobre el coeficiente de distribución del aqua lluvia en una área drenada son realmente pocos por lo que no se los considera definitivos.

Estudios de MARTON se ha llegado a establecer que para áreas pequeñas este coeficiente es la unidad.

Para áreas de 400 Ha = 0.95

Para áreas de 1000 Ha = 0.90

Para áreas > 2000 Ha = 0.85

Estos valores son usados para aguaceros con una duración de 60 minutos.

- **COEFICIENTE DE RETENCION**

Este coeficiente considera la cantidad de agua necesaria para humedecer la superficie, la comparación durante las tormentas, el agua almacenada en depresiones, así como el agua absorbida en terrenos porosos que no logra llegar a lo atargea.

Este coeficiente varía de acuerdo a las condiciones climáticas así como con la duración de la lluvia, siendo menos al inicio de la lluvia y mayor al final de ésta , en donde alcanza valores hasta de 1.

- **COEFICIENTE DE RETARDO**

Se denomina coeficiente de retardo a la relación que existe entre el área que realmente ésta contribuyendo a producir un gasto máximo con respecto del área total. Por lo tanto si la precipitación continua por tiempo indefinido el caudal máximo se producirá cuando el área total considerada esté aportando.

Cuando una tormenta causa un gasto máximo y es menor que el tiempo para provocar el escurrimiento del punto más alejado del área considerada al punto en estudio, la descarga máxima se producirá cuando menos del

área total está contribuyendo a dar el caudal.

6.2. TIEMPO DE CONCENTRACION

Es la suma del tiempo de entrada y el tiempo de flujo dentro de la alcantarilla cuando existen varios ramales concurrentes a un pozo, se utilizará en el diseño el mayor tiempo de concentración de todos los ramales concurrentes a ese punto

6.2.1 TIEMPO DE ENTRADA O FLUJO SUPERFICIAL.

El tiempo que se demora una gota de agua ubicada en el punto más alejado del área tributaria en recorrer una trayectoria tal que le permita llegar al primer sumidero.

Analíticamente lo podemos determinar mediante la siguiente ecuación:

$$T_f = 4.3\sqrt{\frac{L * N}{g * \sqrt{S}}}$$

En donde:

t_f = Tiempo de flujo superficial en (seg).

L = Distancia al punta más alejado en (m).

N = Coeficiente de retardo.

g = Gravedad en (m/seg^2).

S = Pendiente media del área de drenaje.

El coeficiente de retardo N, es dependiente del tipo de terreno, y existen varias tablas, en las cuales se indican sus valores.

Las normas del IEOS, respecto a la determinación del tiempo de flujo superficial indican que se puede utilizar varios procedimientos siempre que sean debidamente probados y aceptados por la institución. Sin embargo recomienda el IEOS tomar los siguientes valores.

- Para áreas densamente pobladas de una ciudad en las que hay un alto porcentaje se superficie impermeable.....t_r = 5 min

- En áreas desarrolladas de la ciudad con pendientes relativamente planas .....t_r = 10-15 min

- Zonas residenciales de topografía plana.....t_r = 20-30 min

Para el presente caso y basándonos en las recomendaciones del IEOS se adopta el valor de t_r igual a 15 minutos

6.2.2 TIEMPO DE TRAYECTORIA

El tiempo de trayectoria o tiempo de flujo dentro de la alcantarilla es el tiempo que se demora el agua en recorrer la distancia entre la primera coladera de (entrada) y la sección en análisis.

La determinación del tiempo de trayectoria se calcula mediante la siguiente ecuación:

$$t_c = \frac{L}{60 * V}$$

En donde:

t_c = Tiempo de trayectoria en (seg).

L = Longitud del tramo en (m).

V = Velocidad de flujo en el tramo en (m/seg).

Esta ecuación es la utilizada en el presente estudio para calcular el tiempo de trayectoria.

El tiempo de concentración para los pozos de cabecera sera igual al tiempo de flujo superficial.

- TIPOS DE MODELOS DE ALCANTARILLADO

Los sistemas de saneamiento pueden proyectarse en forma separada, un sistema para la evacuación de aguas

lluvias y otro para la eliminación de las aguas negras; así como pueden ser sistemas de alcantarillado combinadas.

En resumen tendríamos que para el diseño de un sistema de alcantarillado existe diferentes tipos de modelo, que depende de : topografía de la población, sitio de eliminación de las aguas negras, sitio de tratamiento, tipo de sistema adoptado. Así tenemos:

a. Modelo tipó perpendicular.

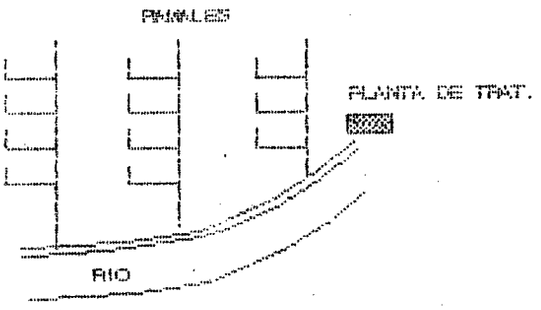
b. Modelo tipo abanico.

c. Modelo tipo radial.

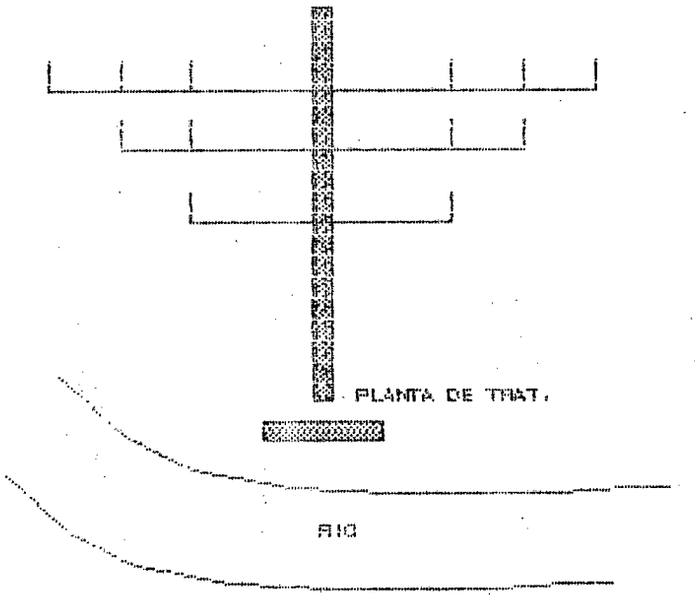
d. Modelo tipo zona.

a. **MODELO TIPO PERPENDICULAR.**- Este sistema es recomendado para el caso de aguas lluvias o red de alcantarillado combinado. Se caracteriza porque mediante él se busca la trayectoria más corta de los cursos o masas receptoras de agua. Presenta el inconveniente que cuando se trata de sistemas combinados existe el problema de la contaminación en las fuentes receptoras.

En épocas de verano para evitar la contaminación la solución es: construir la planta de tratamiento en cada descarga o emisario principal o también construir un interceptor de todos los emisarios y conducir a una sola planta de tratamiento.

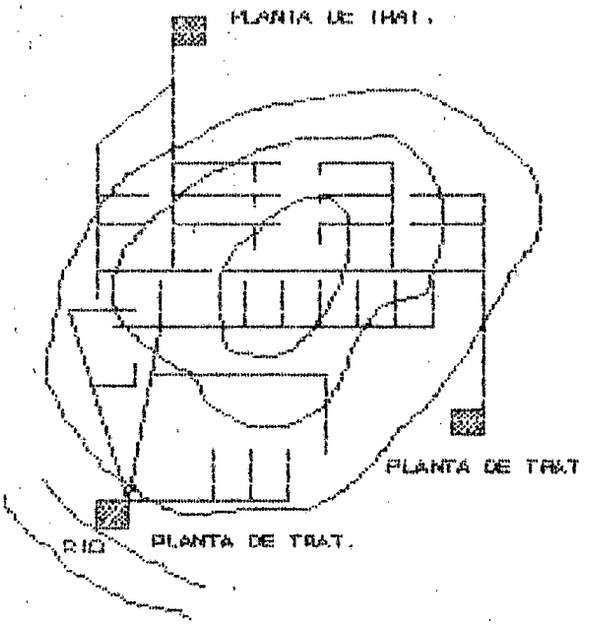


b. MODELO TIPO ABANICO.- Es recomendable para el caso de sistemas de alcantarillado sanitario, recolectamos todas las aguas en un colector central.

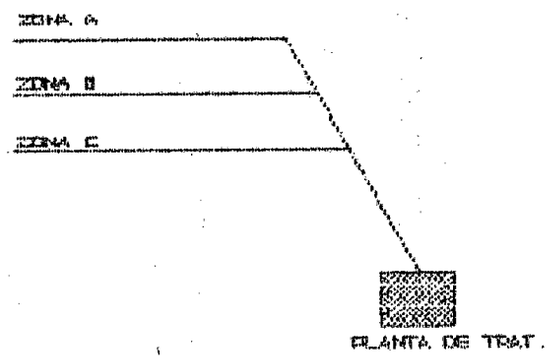


c. MODELO TIPO RADIAL.- Este modelo es todo lo contrario del tipo abanico; en este sistema lo que se trata es enviar desde el centro de la red todos los caudales que salen de la población; es muy aconsejable para sistemas de agua

lluvias. Para el caso de sistemas de alcantarillado se multiplican las plantas de tratamiento.



d. MODELO TIPO ZONA.- Es recomendable para el caso de sistemas de alcantarillado combinado. Se lo proyecta para grandes zonas, si es que no dividimos la zona de proyecto llegaremos a obtener dimensiones exagerados de los elementos del alcantarillado. Cuando existen diferencias notables de altura la mejor solución es zonificar por cotas. Cada zonificación se proyecta en forma independiente de los demás.



El modelo de red usado en nuestro proyecto para la evacuación de las aguas lluvias, es una combinación del tipo perpendicular y radial.

En gran parte del proyecto usamos el modelo tipo perpendicular ya que cada tramo de la red podemos descargar directamente en el curso receptor, dándonos caudales pequeños, por consiguiente diámetros de la tubería mínimos y lo que es mas notorio economía.

Donde no es posible descargar directamente, usamos el modelo tipo radial, ya que por la topografía nos es imposible, debido a que si diseñamos a contrapendiente nos daría cortes demasiado exagerados que no podríamos descargar en al quebrada.

6.3. CRITERIOS GENERALES DE DISEÑO PARA ALCANTARILLADO PLUVIAL

Los últimos que se enuncian a continuación, se

han tomado de las normas publicadas por el IEOS, en el normal titulado "Normas Técnico-Económicas para sistemas de agua potable y Disposición de Excretas", para poblaciones mayor a 1000 habitantes, en la octava parte, correspondientes a Sistema de Alcantarillado.

6.3.1 TUBERIAS Y COLECTORES

a. Las tuberías y colectores seguirán en general las pendientes del terreno natural y formarán las mismas hoyas primarias y secundarias que aquel. En general se proyectará como; canales o caudales sin presión, y se calcularan tramo por tramo.

b. Los gastos en cada tramo serán proporcionales a la superficie o fuente en su extremo inferior y a la tasa de escurrimiento calculada.

c. Las tuberías de la red pluvial, se colocarán en el centro de la calzada.

d. Las tuberías se diseñarán a profundidad suficiente para recoger las aguas lluvias de las casas mas bajas a uno a otro lado de la calzada. Cuando la tunería debe

soportar el tránsito vehicular, para su seguridad se considerará un relleno mínimo de 1.20 metros de alta sobre la clave del tubo.

e. El diámetro mínimo que deberá usarse en tuberías para sistema pluvial será 0.25 metros.

6.3.2 DISEÑO HIDRAULICO

En el diseño hidráulico de un sistema de alcantarillado pluvial, se deberá cumplir las siguientes condiciones:

a. Que la solera o invert de la tubería, nunca forme gradas ascendentes, pues estas son obstrucciones que ocasionan la acumulación de material solido arrastrado por las aguas lluvias.

b. Que la gradiente de energía sea continua y descendente, las pérdidas de carga deberán considerarse en la gradiente de la energía.

c. El diseño de la tubería de alcantarillado, puede realizarse utilizando la fórmula de

Manning.[11]

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

En donde:

Q = Caudal o tubería llena en (m^3/seg)

n = Coeficiente de rugosidad de la tubería (Este dato va resumido en el cuadro 6.3.2)

A = Area transversal del conducto en (m^2)

S = Pendiente

R = Radio hidráulico en (m)

CUADRO 6.3.2

MATERIAL	VEL. MAXIMA m/seg	COEFICIENTE DE RUGOSIDAD
Hormigón Simple:	hasta 4,00	
Con uniones de mortero	2,00	0.013
Con uniones mecánicas	3,50-4,00	0,013
Asbesto Cubierto	4,50-5,00	0,011
Plástico	4,50	0,011

6.3.3 VELOCIDADES

Las velocidades juegan un papel muy importante en el diseño de un sistema de alcantarillado pluvial, ya que los caudales de diseño ocurren muy infrecuentemente.

---

[11] Normas de diseño de sistemas de agua potable y eliminación de residuos líquidos para poblaciones de mas de mil habitantes y localidades de menos de mil habitantes de Ecuador I.E.O.S

6.3.3.1 VELOCIDAD MAXIMA

Las velocidades máximas admisibles en tuberías o colectores dependen de material de fabricación. Se recomienda usar los valores que constan en el cuadro 6.3.2

6.3.3.2 VELOCIDAD MINIMA

La velocidad minima para alcantarillados pluviales, pasa el caudal máximo instantáneo a sección llena será de 0,90 m/sg.

6.3.3.3 VELOCIDAD REAL

La velocidad real de flujo será determinada utilizando el caudal medio diario al principio del período de diseño y se comprobará si este valor tiene acción de autolimpieza que aquella correspondiente a tubo lleno. Si esto no sucede deberá incrementarse la pendiente para lograr velocidad de autolimpieza caso contrario se diseñará un programa especial de limpieza y mantenimiento de estos tramos.

6.3.4 HIDRAULICA DE ALCANTARILLAS.

6.3.4.1. GENERALIDADES

Para efectuar un correcto

diseño del sistema de alcantarillado pluvial es necesario contar con conocimientos de hidráulica y los principios que se aplican al escurrimiento de líquidos en conductos cerrados o abiertos. Aunque las aguas lluvias contienen una gran cantidad de materia sólida debido a su arrastre su comportamiento a las leyes del escurrimiento del agua por lo que se utiliza los mismos principios en el cálculo de alcantarillas. Normalmente su trabajo es como canales, aunque en casos especiales funcionan como conductos a presión.

6.3.4.2 FORMULAS PARA OBTENER LA VELOCIDAD

Existen varias fórmulas para abastecer la velocidad del agua que circula por los conductos; o los canales en su trabajo se les considera como canales y en casos especiales pueden trabajar como conductos a presión.

6.3.4.2.1 FORMULA DE CHEZY

Las fórmulas establecidas para el flujo uniforme en conductos libres se basan en la expresión de Chezy que es la siguiente:

$$V = C * (R*J)^{1/2}$$

En donde:

C = Coeficiente de Chezy

R = radio hidráulico

A = Area mojada

P = Perímetro mojado

J = Pendiente = H/L

H = Diferencia de altura

L = Longitud

El valor de C a utilizar en la ecuación anterior para tuberías de distinta construcción, tamaño y forma es difícil de determinar. Se ha determinado que los valores de C están en función de la pendiente y del coeficiente de rugosidad n del material de la tubería.

6.3.4.2.2 FORMULA DE BAZIN

Para el cálculo del coeficiente C BAZIN utiliza la siguiente fórmula:

$$C = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{(R)^{1/2}}}$$

Reemplazando en $V = C * (R*J)^{1/2}$

$$V = \frac{87}{1 + \frac{\gamma}{(R)^{1/2}}} (R*J)^{1/2}$$

En donde:

V = Velocidad media

C = Coeficiente que varia con R.

n y J

R = Radio hidráulico

r = Coeficiente que depende de la naturaleza de las paredes del conducto

6.3.4.2.3. FORMULA DE KUTTER

En su forma general, la fórmula de KUTTER es:

$$V = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0.00155}{S}}{1 + \left(23 + \frac{0.00155}{S}\right) * \frac{n}{(R)^{1/2}}} (R*S)^{1/2}$$

Donde:

n = Coeficiente de rugosidad

S = Pendiente

R = Radio hidráulico

C = Coeficiente

V = Velocidad media

Esta ecuación se dedujo para canales, tales como acequias y cursos naturales. Era pues, presumible su aplicación a conducciones y alcantarillas que pudieran asimilarse a canales (excepto cuando aquellos fluyen llenas).

Los valores típicos de n usados en la ecuación varía entre 0.010 y 0.150, según el tipo de

superficie que se trate. Aunque esta fórmula se ha usado bastante su utilización va declinando debido a su naturaleza empírica.

6.3.4.2.4 FORMULA DE MANNING

Basándoos en un trabajo realizado a finales del siglo pasado, ROBERT MANNING dio a conocer su famosa fórmula para flujos en canales.

$$V = \frac{1}{n} * R^{2/3} * S^{1/2} \qquad C = \frac{1}{n} R^{1/6}$$

Donde:

R = Radio hidráulico

S = Pendiente

n = Coeficiente de rugosidad

V = Velocidad de diseño

Aunque en principio esta fórmula fue pensada para utilizarla en el diseño de canales. Dada su sencillez y que el valor de n es esencialmente el mismo que el usado en la fórmula de KUTTER, la fórmula de MANNING es hoy día la mas empleada en el diseño de alcantarillas.

6.3.4.2.5 FORMULA DE HAZEN - WILLIAMS

De los numerosos tipos de

ecuaciones potenciales para el flujo de agua en tubería, la de HAZEN WILLIAMS formulada en 1902 ha sido la mas utilizada. La fórmula de HAZEN - WILLIAMS es:

$$V = 0.85 * C * R^{0.63} * S^{0.54}$$

Donde:

C = Coeficiente de rugosidad

V = Velocidad de diseño

S = Pendiente

R = Radio hidráulico.

Esta ecuación se usa, por lo general, para tuberías bajo carga. La tabla 6.3.4.2.5 ofrece los valores típicos de C. Cuando la ecuación se usa en problemas de flujo en alcantarillas, tal como en el estudio de tuberías forjadas, el factor C debe ser ajustado de modo que refleje la composición de aguas lluvias.[12]

TABLA 6.3.4.2.5 VALORES DE COEFICIENTE C DE LA FORMULA DE HAZEN - WILLIAMS

TIPO DE TUBO	C
Tubos sumamente rectos y lisos	140
Tubos muy lisos	130
Madera lisa, mampostería lisa	120
Acero nuevo roblonado, arcilla vitrificada	110
Hierro fundido viejo, ladrillo ordinario	100
Acero roblonado viejo	95
Hierro viejo en mal estado	60 - 80

[12] METCALF - EDDY, Tratamiento y Depuración de las aguas residuales, Editorial Labor, Primera Edición, Mayo 1977

6.3.5. ALTERNATIVAS DE DISEÑO MEDIANTE CANALES

Dentro del sistema de alcantarillado pluvial, pueden presentarse diferentes casos donde no sea posible la evacuación de las aguas lluvias mediante tubería, debido a la topografía del terreno que no nos permita mantener las velocidades dentro de su limite ya establecidas por las normas del I.E.O.S. Caso contrario de mantener la velocidad dentro de sus limites se podrían producir cortes demasiado exagerados lo cual nos encareceria su construcción.

Si se presentase problemas de esta índole se optaría por la construcción de canales abiertos en forma de rápida que pueden ser:

- Canales en forma de rápida de gran velocidad
- Canales en forma de rápida escalonada
- Canales en forma de rápida con gran pendiente con rugosidad artificial.

Otra alternativa para dar solución al caso antes expuesto es mediante la construcción de pozos de registro unidos mediante tubería y separados a corta distancia unos de otros para así poder cumplir con velocidades de diseño y que los cortes sean razonables.

6.3.6 RECOLECCION DE AGUAS LLUVIAS DE ESCORRENTIA SUPERFICIAL MEDIANTE CONECTAS DE CALZADA

6.3.6.1 GENERALIDADES

El agua de lluvia que no se pierde por evaporación o por filtración es recogida en las rigolas o cunetas y se elimina a intervalos convenientes mediante entradas o imbornales que se conectan con el sistema de alcantarillas pluviales. Estos imbornales descargan directamente en las alcantarillas pluviales o en sumideros cuya misión es la de interceptar las basuras y sedimentos arrastrados de las calles. Su ubicación es de interés para los ayuntamientos , ya que deben evitarse molestias a los peatones y al tráfico siempre que sea posible.

HIDRAULICA DE CUNETAS.- Utilizando la fórmula de Manning y sus supuestos intrínsecos (tales como flujo uniforme a través de la sección), Izzard desarrolló un modelo aproximado sobre la hidráulica de las cunetas. La ecuación que se detalla posteriormente fue formulada aceptando que la anchura superior del canal es igual al perímetro mojado, condición próxima a la de los canales anchos de poca profundidad.

$$Qo = o,377 * \frac{Z}{n} * S^{1/2} * d^{8/3}$$

Donde:

Qo = Caudal total en la cuneta, en m^3/ seg

Z = Recíproco de la pendiente transversal de la calle

n = Valor n de Manning

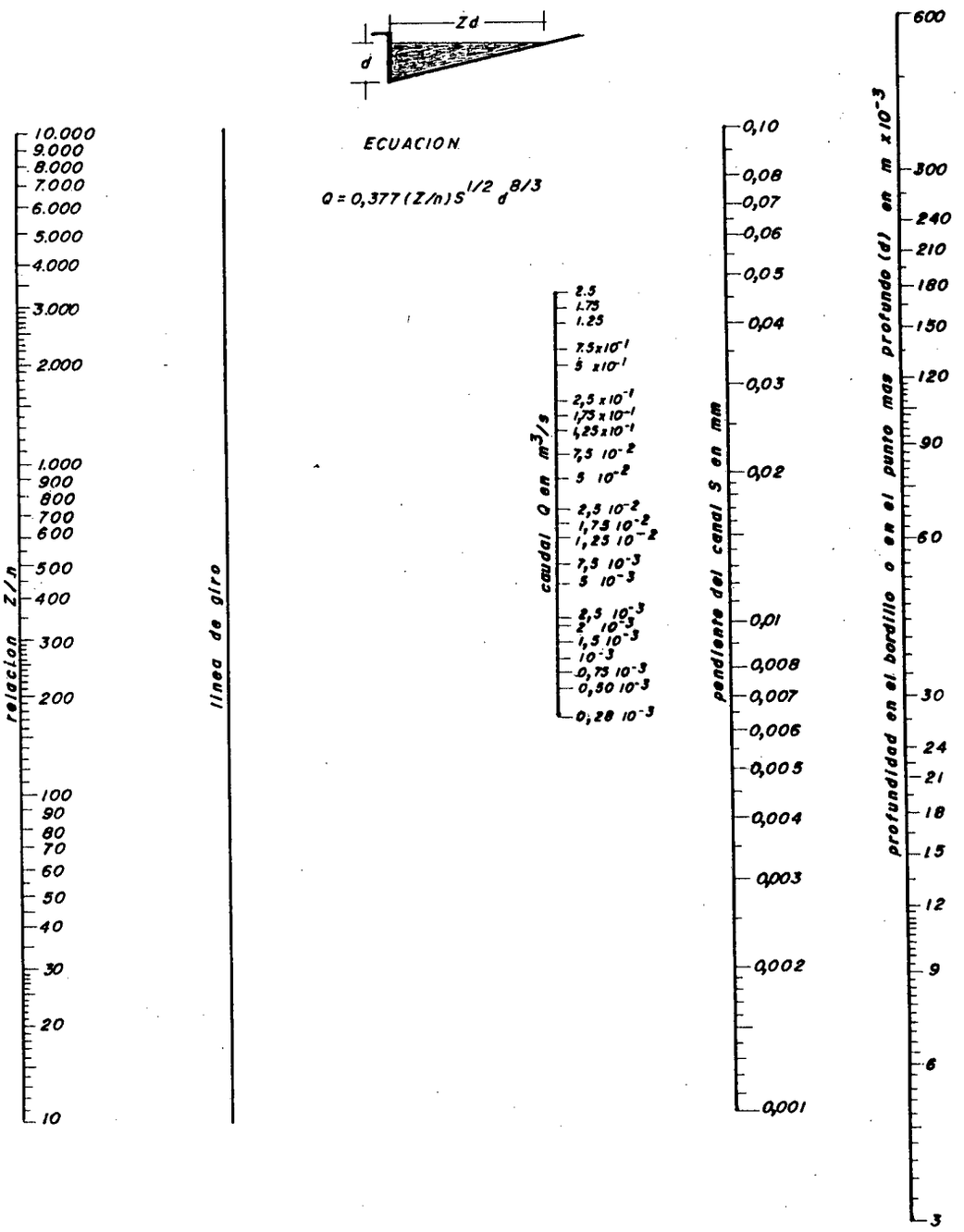
S = Pendiente longitudinal de la cuneta

d = Profundidad de flujo en la cuneta, en m.

La ecuación anterior puede reducirse gráficamente utilizando el monograma mostrado en la figura 6.3.6 a. En base a un valor de n = 0.020 la figura 6.3.6 b puede utilizarse para determinar el grado inundación (anchura de flujo en la cuneta), dado el caudal de ésta o viceversa, para diferentes pendientes transversales y longitudinales[13].

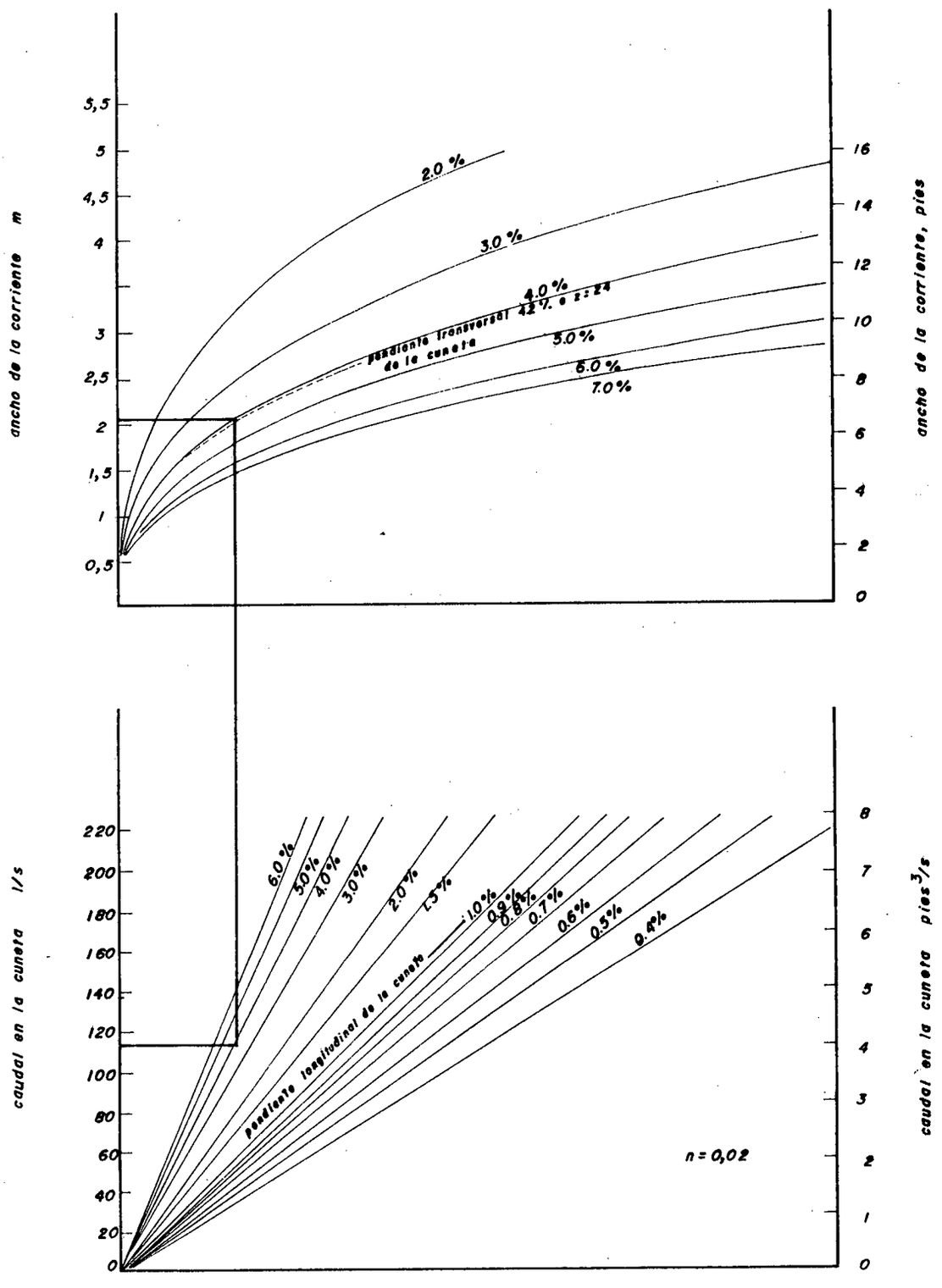
---

[13] METCALF-EDDY, Tratamiento y Depuración de las Aguas Residuales, Editorial Labor, Primera Edición, Mayo 1977.



Abaco para determinar el caudal en canales de seccion triangular poco profundos

Fig. 6.3.6.a



Caudal y ancho de la corriente en cuneta triangular respecto a la pendiente transversal, longitudinal y longitud de la cuneta

Fig. 6.3.6.b

6.3.6.2 CALCULO Y DISEÑO HIDRÁULICO DE CUNETAS

Conociendo la pendiente transversal y longitudinal de la calle, puede determinarse el ancho mojado de la calzada que prevea un determinado caudal, mediante la ecuación de Manning, así como la altura que dicho gasto alcanza en el borde de la acera o en la cuneta.

Generalmente se toma 2% como pendiente transversal de la calle; pudiendo en algunos casos incrementarse la depresión en el borde como creando la cuneta que aumenta la capacidad de escurrimiento.

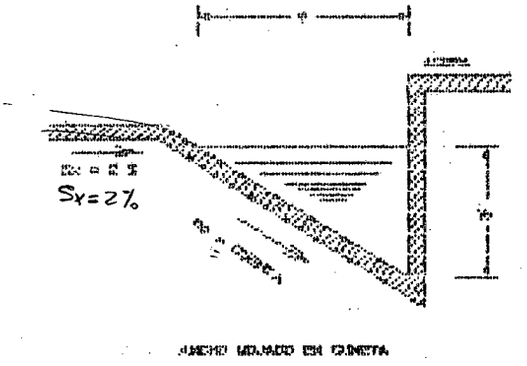


Fig 6.3.6.2 a

Considerando la condición de la calle con pendiente transversal del 2%, pero sin cuneta.

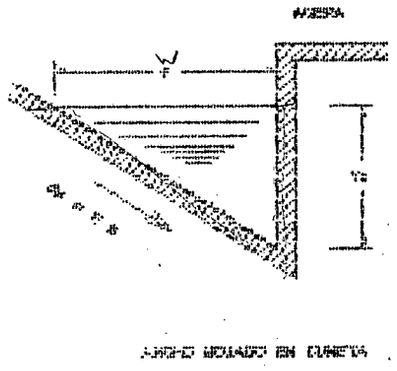


Fig 6.3.6.2 b

Se tiene:

$$\text{Area mojada} = \frac{1}{2} W * Yo \qquad \therefore \qquad m = \frac{Yo}{W}$$

$$= \frac{1}{2} (50\ Yo) * Yo \qquad 2\% = \frac{Yo}{W}$$

$$= \frac{1}{2} (Yo)^2 \qquad W = \frac{Yo}{\frac{2}{100}}$$

$$W = 50\ Yo$$

$$\text{Perímetro mojado} = Yo + ((Yo)^2 + (W)^2)^{1/2}$$

$$= Yo + ((Yo)^2 + (50\ Yo)^2)^{1/2}$$

$$= Yo + (Yo^2 + 2500\ Yo^2)^{1/2}$$

$$= Yo + 50\ Yo$$

$$= 51\ Yo$$

Radio hidráulico = A/P

$$= \frac{25\ Yo^2}{51\ Yo}$$

$$= \frac{25}{51} * Yo$$

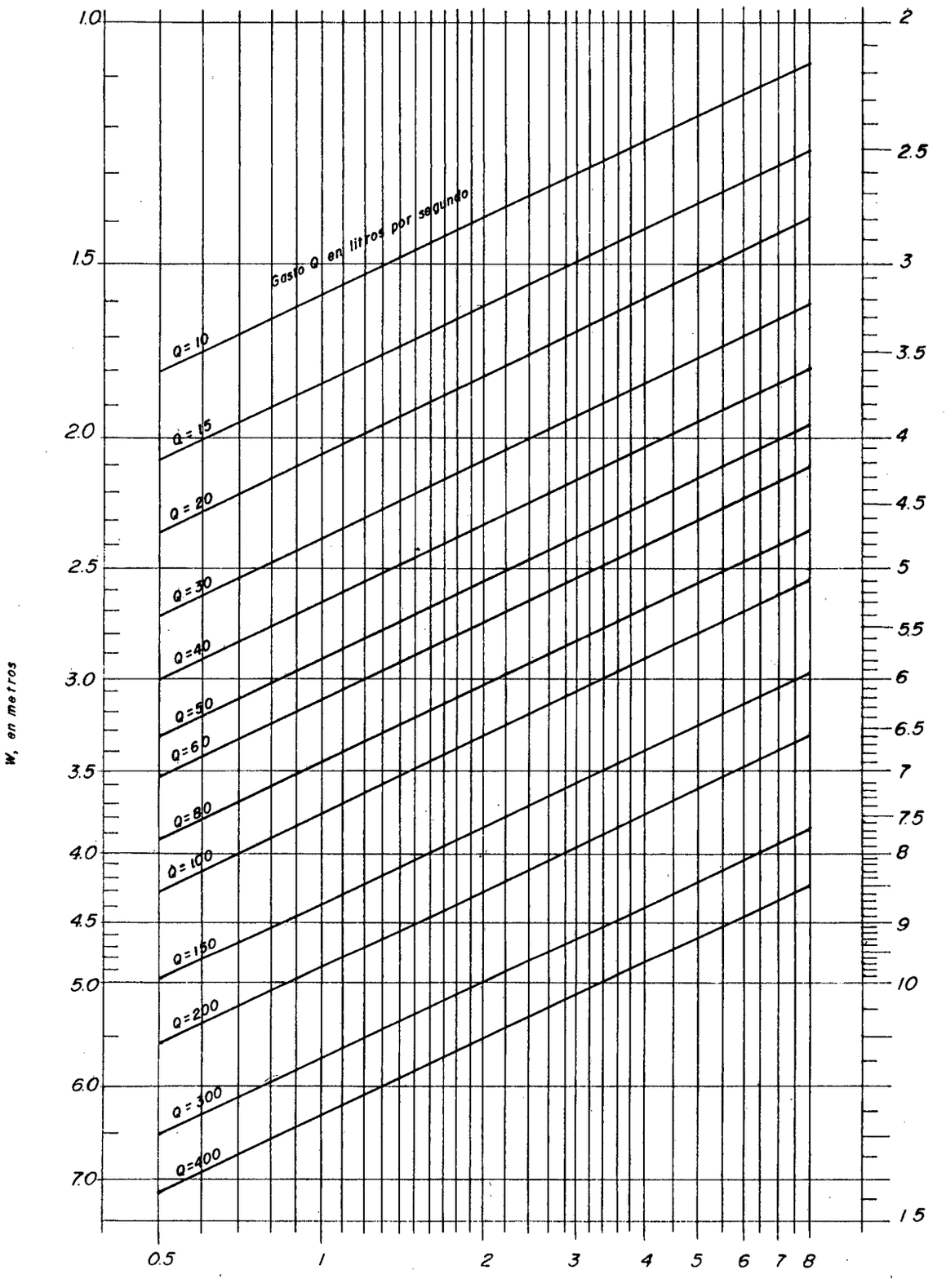
Y considerando el coeficiente de rugosidad n de la fórmula de Manning n = 0.016, el Dr. J. A. Ayala, elaboró un ábaco en función de las pendientes longitudinales de calle (Para pendientes transversales St = 2%) el cual permite estimar la magnitud de ancho mojado en la calzada y altura en el borde de la acera; dicho ábaco se presenta en la figura 6.3.6.2.c.

El Dr. Ayala en su estudio señala la conveniencia de permitir el libre escurrimiento de las aguas de lluvia en la calzada (a cada lado) con gasto superior a 100 lit/seg.

Por su parte las normas del INOS establecen la condición de ancho mojado en la calle que, como hemos visto se establece en 1.50 m para ciertas zonas y permite a la totalidad de calzada como zona inundable en otros casos. Esto puede en algunos casos representar caudales de circulación superiores a los 100 lit/seg, lo cual puede similarmente ser estimado mediante el ábaco del Dr. Ayala[14] fig 6.3.6.2.c

---

[14] SIMON AROCHA R., Cloacas y Drenajes, Caracas 1983.



Abaco para calculo de area inundada de la calle (Dr. Ayala)

Fig. 6.3.6.2.c

6.3.7 POZOS Y CAJAS DE REVISION

a) En el sistema de alcantarillado convencional, los pozos de revisión se colocarán en todos los cambios de pendiente y en todos los cambios de dirección, exceptuando el caso de alcantarillas curvas, la máxima distancia entre pozos de revisión será de 100 metros, para diámetros menores a 350 mm; 150 metros, para diámetros comprendidos entre 400 y 800 mm; y, 200 metros, para diámetros mayores que 800 mm.

b) Los pozos de alcantarillado deberán ubicarse de tal manera que se evite el flujo de escorrentía pluvial hacia ellos. Si esto es inevitable, se diseñarán tapas herméticas especiales que impidan la entrada de la escorrentía superficial.

c) La abertura superior del pozo será como mínimo de 0.60 metros. El cambio de diámetro desde el cuerpo del pozo hasta la superficie será preferiblemente usado un tronco de cono excéntrico, para facilitar el descenso al interior del pozo.

d) El diámetro del cuerpo del pozo estará en

función del diámetro de la máxima tubería conectada al mínimo, de acuerdo al cuadro 6.3.7.

TABLA 6.3.7

DIAMETROS RECOMENDADOS DE POZOS DE REVISION

DIAMETRO TUBERIA (mm)	DIAMETRO DEL POZO (m)
≤ 550	0.90
600 – 800	1.20
> 800	Diseño especial

e) Cuando la alcantarilla tiene un diámetro mucho mayor que el del pozo de revisión, la cara más alejada del pozo se diseña tangente a un lado de la alcantarilla para facilitar la entrada del personal de mantenimiento.

f) La tapa de los pozos de revisión será circular y generalmente de hierro fundid. Tapas de otros materiales, como por ejemplo hormigón armado. Las tapas irán aseguradas al acero mediante pernos, o mediante algún otro dispositivo que impida su apertura por personas no autorizadas. De esta manera se evitarán las perdidas de las tapas o la introducción de objetos extraños al sistema de alcantarillado.

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
CONTRALORIA GENERAL

g) El fondo del pozo deberá tener cuantos canales sean necesarios para permitir el fluio adecuado del agua a través del pozo sin interferencias hidráulicas que conduzcan pérdidas grandes de energía. Los canales deben ser una prolongación lo más continua que se pueda de la tubería.

h) Con el objeto de facilitar la entrada de un trabajador a un pozo de revisión se evitará en lo posible descargar libremente el agua de una alcantarilla poco profunda; hacia un pozo más profundo. La altura máxima de descarga libre será 0.60 m. En caso contrario se agrandará el diámetro del pozo y se instalará una tubería vertical dentro del mismo que intercepte el chorro de agua y lo conduzca hacia el fondo. el diámetro máximo de la tubería de salto será 300 mm. Para caudales mayores y en caso de ser necesario, se diseñaran estructuras especiales de salto (azudes).

i) Las cajas de revisión tendrán como mínimo 0.60 x 0.60 m. de superficie y cuya profundidad máxima de 0.90. Para su diseño se utilizarán los mínimos criterios que para pozos de revisión. Si la profundidad de la caja excede 0.90 m. se utilizará un

pozo de revisión.

6.3.8 SUMIDEROS

a) En sistemas de alcantarillado convencional se proyectan sumideros en todos aquellos lugares en donde se acumulen las aguas de lluvia, tales como puntos bajos de las calles, accesos a los puentes, terraplenes sobre quebradas, etc. También se los proyectaría en aquellas calles donde la acumulación de agua estorbe el tráfico, en sectores comerciales o en zonas residenciales de importancia. Estos sumideros se conectarán al pozo de revisión más cercano mediante sendas tuberías diseñadas con suficiente capacidad hidráulica.

b) En cada caso el proyectista diseñará el sistema de sumideros estableciendo sus dimensiones, ubicación, tipo y número necesario. Para ello se deberá estimar el caudal de escorrentía que fluirá por cada calle y por cada cuneta, lo que permitirá el correcto funcionamiento de los sumideros.

c) Los sumideros deberán ir espaciados de tal

forma que solo del 15 al 10 % del canal que llega a un sumidero para aguas abajo hacia el siguiente. Si la si la pendiente de la calle es menor que 5% y si se espera que puedan producirse obstrucciones en los diferentes, se utilizarán sumideros con abertura sobre la calle o sumideros que combinen aberturas sobre la calle y en la cierta gotera. En este caso, las rejas del sumidero tendrán los barrotes paralelos al sentido del flujo. Los sumideros que se construyan al final de la calle con pendiente alta deberán tener amplia capacidad para captar la escorrentía que puede pasar a través de sumideros destruidos aguas arriba.

6.3.9 CONEXIONES DOMICILIARIAS:

a) En el caso de sistemas de alcantarillado pluvial, las conexiones domiciliarias tendrán un diámetro mínimo de 0.15 m y una pendiente mínima de 1%. Se iniciarán en una caja de revisión y deberán unirse a la alcantarilla matriz por medio de un accesorio adecuado que garantice el flujo correcto del líquido dentro de la alcantarilla.

La unión entre conexiones domiciliaria y la alcantarilla será hermética para impedir la entrada indebida de material ajeno al sistema

b) En ningún caso se permitirá la introducción de la tubería.Si el diámetro de la alcantarilla es mayor a 900 mm no se realizarán conexiones domiciliarias directamente a la tubería. Para el efecto se construirá una alcantarilla de menor diámetro, paralela a la principal, que conduzca el agua al pozo de revisión más cercano.

c) En ningún caso se permitirá la introducción de la tubería de conexión domiciliaria en la alcantarilla de manera que se generen protuberancias en su interior y que la unión sea permeable. La apertura de orificios en la alcantarilla sólo se podrá hacer cortándola con un equipo especial e insertando un accesorio, tal como una montura con T o con Y, que permita un perfecto acoplamiento de la conexión[18]

---

[18] Normas de diseño de sistemas de agua potable y eliminación de residuos líquidos para poblaciones de mas de mil habitantes y 10 calidades de menos, de mil habitantes de Ecuador, I.E.O.S.

6.4 DISEÑO HIDRAULICO DE LA RED DE ALCANTARILLADO PLUVIAL

En los estudios hidráulicos se han tomado en cuenta todos los factores hidráulicos que intervienen en el diseño para así garantizar la mejor operación de los sistemas proyectados, factores tales como: pendientes, velocidades máximas, rugosidad de tubería y diámetros adecuados que permitan profundizaciones razonables de pozos y tuberías, garantizando que no se produzcan cortocircuitos del flujo de las aguas pluviales, y una construcción sin complicaciones.

6.5 DISEÑO DE DESCARGAS

El diseño de descargas se ha realizado al final de cada tramo, evacuando las aguas directamente en el curso receptor que para este caso es la quebrada sin nombre.

El diseño de los diferentes tramos de descarga esta expuesto en los cuadros de cálculo de la red de alcantarillado pluvial.

6.6. DISEÑO DE CANALES EN FORMA DE RAPIDAS CON RUGOSIDAD ARTIFICIAL.

a.- PARA EL TRAMO DESDE EL INICIO DE LA CALLE COLAMBO HASTA EL POZO 16

Area de Aporte para el Sector Izquierdo de la Calle:

A.izq = 0.319 Ha.

Coeficiente de Escorrentia:

C = 0.4

Ecuación para la intensidad de lluvia de la zona:

$$I = \frac{306.958}{t^{0.3989}}$$

tiempo de flujo

t = 15 minutos

$$I = \frac{306.958}{(15)^{0.3989}} = 104.216 \text{ mm/hora}$$

$$I = \frac{104.216}{0.36} = 289.49 \text{ lit/Ha/seg}$$

Caudal de diseño para la parte izquierda de la calle:

Q.izq = C*A*I

= 0.4 * 0.319 Ha * 289.49Lit/Ha/seg.

= 36.939 lit/seg.

= 0.036939 m^3/seg.

Condición que la velocidad no exceda de 4 m/seg para esta

clase de canales.

Cálculo del ancho del canal (b) → Según Dadenkov:

$b = 0.765\ Q^{2/5}$

$b = 0.765 * (0.036939\ m^3/seg)^{2/5}$

$b = 0.2044$ m. ≈ 25 cm.→ por construcción

Cálculo de la pendiente del canal:

$$J = \frac{H}{L} = \frac{1980.99 - 1969.41}{59.65}$$

J = 19.413%

Sección Mojada:

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{0.036939\ m^3/seg}{4\ m/seg.}$$

$A = 0.00923\ m^2$

Calado

$$d = \frac{A}{b} = \frac{0.00923\ m^2}{0.2044} = 0.0452m$$

d = 4.52 cm ≈ 5 cm

Perímetro Mojado:

$P = b + 2 * d$

$p = 25 + 2 * 5$

P = 35 cm

Radio Hidráulico:

$$R = \frac{A}{P} = \frac{0.00923\ m^2}{0.35\ m} = 0.0263m$$

R= 2.63 cm.

De la Ecuación de Chezy:

$V = C*(R * J)^{1/2}$

$$C = \frac{V}{(R * J)^{1/2}} = \frac{4\ m/seg}{(0.026\ m * 0.19413)^{1/2}}$$

C = 55.98

Escogemos rápidas con rugosidad artificial

(Para bloques tipo d)

- Entramos en la tabla 8-1 del diseño hidráulico de Krochin y observamos que solo existen datos hasta para un valor de c = 49.75, entonces adoptamos este calculamos la velocidad.

$V = C * (R * J)^{1/2}$

$V = 49.75(0.0263\ m * 0.19413)^{1/2}$

$V = 3.555\ m/seg < 4\ m/seg$

Para este valor de c = 49.75 en la tabla 8-1:

$\frac{b}{h} = 8$ y $\frac{h}{s} = 5$ S = Separación de los bloques

$h = \frac{0.25\ m}{8}$ $\frac{h}{S} = 5$

$h = 0.03125\ m$ $S = \frac{0.04\ m}{5} = 0.008\ m$

$h = 3.13\ cm \backsimeq 4\ cm$ $S = 0.8\ cm \backsimeq 1\ cm.$

Espaciamiento entre bloques:

Para la rugosidad artificial bloques (tipo d) de las fig: 8-1

$4 * S = 4 * 0.01\ m = 0.04\ m$

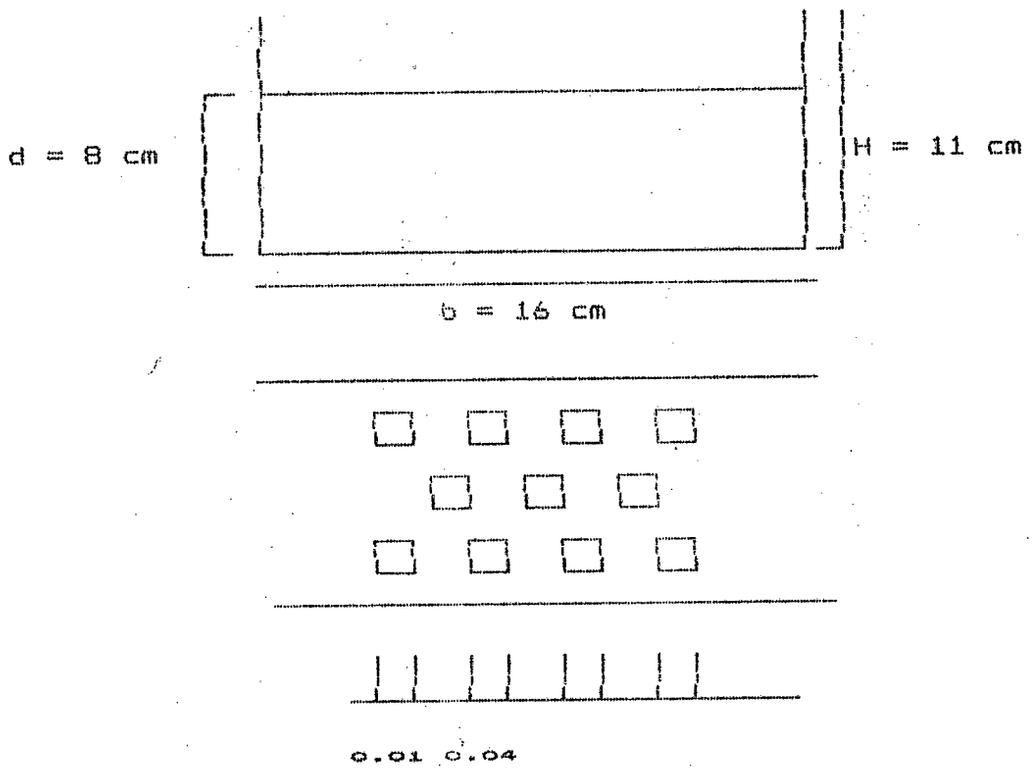
Por ser las dimensiones del canal muy desproporcionadas optamos por repartir el area efectiva en una forma rectangular haciendo que b = 2d

$A = b \times d = 25 * 5 = 125\ cm^2$ $b = 2 * d$

$A = 2d * d = 2 * d^2$ $\qquad b = 2 * 8$ cm

$d = \frac{A}{2} = \frac{125}{2} = 7.9$ cm $\backsim$ 8 cm $\qquad b = 16$ cm

$H = d + 30\%\ d = 8 + 0.3(8) = 10.4$ cm $\backsim$ 11 cm.



Diseño del Sector Derecho de la Calle

Area de aporte para el sector derecho:

A. Der. = 381 Ha

C = 0.4

$I = \frac{104.216}{0.36} = 289.49$ lit/Ha/seg

$Q = C * A * I$

$= 0.4 \times 0.381$ Ha $* 289.49$ lit/Ha/seg

$= 44.118$ lit/seg

$= 0.044118\ m^3/seg$

Condición de velocidad que no exceda de 4 m/seg

$b = 0.765 * Q^{2/5}$

$b = 0.765 * (0.44118\ m^3/seg)^{2/5}$

$b = 0.22\ m$

b = 22 cm ≈ 25 cm

Pendiente de canal:

$$J = \frac{H}{L} = \frac{1980 - 1969.41}{59.65} = 19.413\ \%$$

Sección Mojada:

$$A = \frac{Q}{V} = \frac{0.044118\ m^3/seg}{4\ m/seg}$$

$A = 0.011\ m^2$

Calado:

$$d = \frac{A}{b} = \frac{0.011\ m^2}{0.22\ m} = 0.050m$$

d = 5 cm

Perímetro Mojado:

$P = b + 2 * d$

$P = 25\ m + 2 * 5\ cm$

P = 35 cm

Radio Hidráulico:

$$R = \frac{A}{P} = \frac{0.011\ m^2}{0.35\ m} = 0.0314m$$

R = 3.14 cm

De la Ecuación de Chezy:

$V = C(R * J)^{1/2}$

$$C = \frac{V}{(R * J)^{1/2}} = \frac{4\ m/seg}{(0.0314\ m * 0.19413)^{1/2}}$$

C = 51.23

Asi mismo como en el sector izquierdo escogemos el valor

de C máximo que es C = 49.75

$V = 49.75(0.0314\ m * 0.19413)^{1/2}$

V = 3.884 m/seg < 4 m/seg

Para este valor de C = 49.75, en la tabla

$\frac{b}{h} = 8$ y $\frac{h}{S} = 5$ $\frac{h}{S} = 5$

$h = \frac{0.25\ m}{8}$ $S = \frac{0.04}{5} = 0.008\ m$

h = 0.03125 S = 0.8 cm ≃ 1 cm

h = 3.13 cm ≃ 4 cm

Espaciamiento entre bloques:

Para la rugosidad artificial bloques (tipo d) de la Fig: 8-1

4 * S = 4 * 0.01 m = 0.04 m

Por ser las dimensiones del canal muy desproporcionadas optamos por repartir el area efectiva en una forma rectangular haciendo que b = 2d

$A = b \times d = 25 * 5 = 125\ cm^2$ b = 2 * d

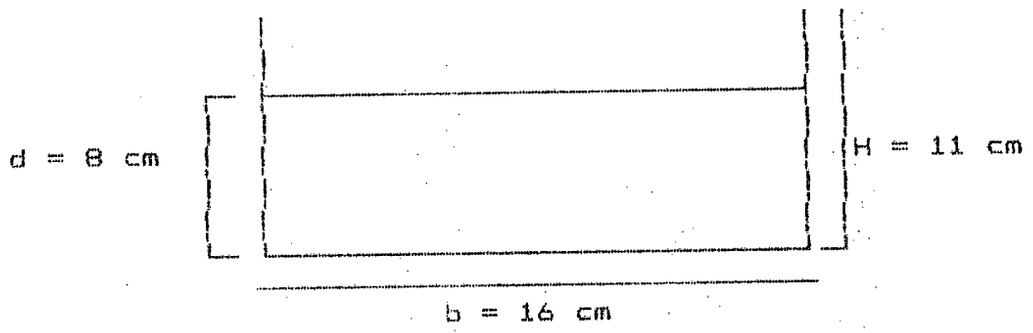
$A = 2d * d = 2 * d^2$ b = 2 * 8 cm

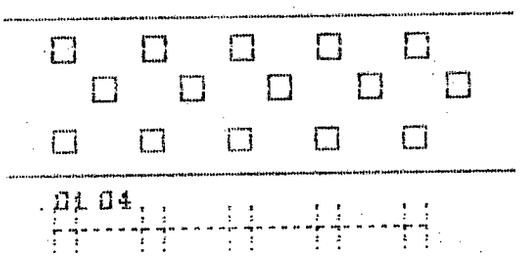
b= 16 cm.

$= \sqrt{\frac{A}{2}} = \sqrt{\frac{125}{2}}$

= 7.9 cm ≃ 8 cm

H = d + 30% * d = 8 cm + 0.3(8 cm) = 10.4 cm ≃ 11 cm.





b.- PARA EL TRAMO DESDE EL POZO 41 DE LA CALLE PREDESUR A LA DESCARGA

Cota del terreno del pozo de salida = 1926.44 s.n.m

Cota del proyecto del pozo de salida = 1924.95 s.n.m

Cota abajo = 1910.18 s.n.m.

Longitud del trayecto 119.6 m

- Condición que la velocidad no exceda de 4 m/s
- Caudal de diseño = 321.44 lit/s

  Q = 0.321 m^3/s
- **Nota:** Uso del ← Diseño Hidráulico de Krochin →
- Cálculo del ancho del canal b según (Dadenkov)

$b = 0.765 * Q^{2/5}$

$b = 0.765 * (0.321)^{2/5}$

$\underline{b = 0.486 \text{ m} \cong 0.50 \text{ m}}$

- Pendiente del Terreno

H = Cota del Proyecto - Cota abajo

H = 1924.95 - 1910.18

H = 14.77 m

$$J = \frac{H}{L} = \frac{14.77 \text{ m}}{119.6 \text{ m}}$$

$\underline{J = 0.1226}$

- Sección Mojada (A)

$$A = \frac{Q}{V} \quad \frac{0.321 \text{ m}^3/\text{s}}{4.0 \text{ m/s}}$$

$\underline{A = 0.080 \text{ m}^2}$

- Cálculo del Calado (d)

$$d = \frac{A}{b} = \frac{0.080 \text{ m}^2}{0.50 \text{ m}}$$

$\underline{d = 0.161 \text{ m} \cong 0.20 \text{ m}}$

- Perímetro Mojado (P)

P = 2d + b

P = 2(0.20) + 0.50

$\underline{P = 0.90 \text{ m}}$

- Radio Hidráulico (R)

$$R = \frac{A}{P} = \frac{0.080\ m^2}{0.90\ m}$$

$$\underline{R = 0.089\ m}$$

- Cálculo del coeficiente C según Chezy

$$V = C * (R * J)^{1/2}$$

$$C = \frac{V}{(R * J)^{1/2}}$$

$$C = \frac{4\ m/s}{(0.089 * 0.1226)^{1/2}}$$

$$\underline{C = 38.293}$$

De la Tabla 8-1 (Krochin) puede observarse que el valor de C se lo obtiene con rugosidad tipo (d).

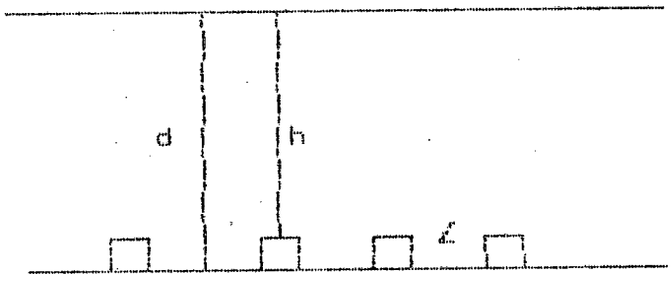
El valor buscado se encuentra en la fila $\frac{h}{\ell}$ 4 entre:

$$\frac{b}{h} = 6 \quad y \quad \frac{b}{h} = 7$$

$\frac{b}{h}$ para $c = 38.293 \Rightarrow 6.855$ $\qquad \frac{h}{\ell} = 4$

$$h = \frac{0.50}{6.855} \qquad \ell = \frac{0.073}{4}$$

$$\underline{h = 0.073} \qquad \ell = \underline{0.018}$$



$d = h + \mathcal{L}$ $\qquad A = b * d$

$d = 0.073 + 0.018$ $\qquad A = 0.50 * 0.091$

$d = 0.091\ m$ $\qquad A = 0.46\ m^2$

- Comprobación de la Velocidad

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

$$V = \frac{0.321\ m^3/s}{0.046\ m^2}$$

$$\underline{V = 6.978\ m/s}$$

El calado total ni la velocidad coinciden con los valores de partida.

- Según (Mostkov)

$$d = h + \mathcal{L} = \frac{9h}{8}$$

$$d = \frac{9h}{8} \qquad h + \mathcal{L} = \frac{9h}{8}$$

$$h = \frac{8d}{9} \qquad \mathcal{L} = \frac{h}{8}$$

$$h = \frac{8 * 0.20}{9} \qquad \mathcal{L} = \frac{0.178}{8}$$

$$\underline{h = 0.178} \qquad \underline{\mathcal{L} = 0.022}$$

Asumimos $\mathcal{L} = 0.03$ m

- Con $\measuredangle$ = 0.03 ; b = 0.50 m ; J = 0.1226 Q = 0.321 m^3/s

Formulas a usar:

$d = h + \measuredangle$ $\qquad R = \frac{A}{P}$

$A = b * d$ $\qquad V = C(R * J)^{1/2}$

$P = 2d + b$ $\qquad Q = A * V$

- Por tanteos

	h	c	d (m)	A (m^2)	P (m)	R (m)	V (m/s)	Q (m^3/s)
1	0.10	32.258	0.13	0.065	0.760	0.086	3.312	0.215
2	0.13	37.281	0.16	0.080	0.820	0.098	4.086	0.327
3	0.14	39.459	0.17	0.085	0.840	0.101	0.391	0.373

Formula para rugosidad tipo (d)

$$\frac{1000}{c} = 52 - 5{,}1\ \frac{h}{\measuredangle} - 0.8\ \frac{b}{h}$$

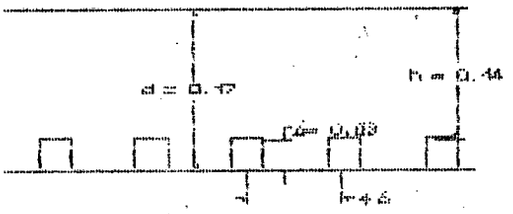
- Asumimos el 3 tanteo cuyos valores son:

A = 0.085 m^2

R = 0.101 m

V = 4.391 m/s

Q = 0.373 m^3/s



- Separación entre bloques

L = 4ℓ

L = 4 * 0.03

L = 0.12 m.

- Altura de seguridad (t)

t = 30% (d)

t = 0.30(0.17)

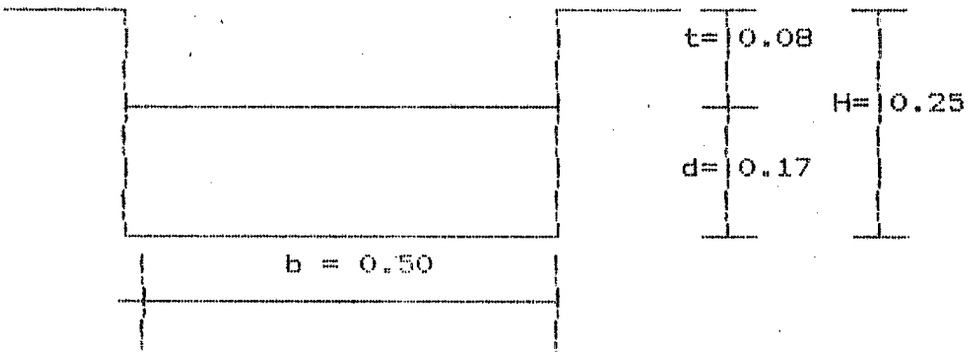
t = 0.051

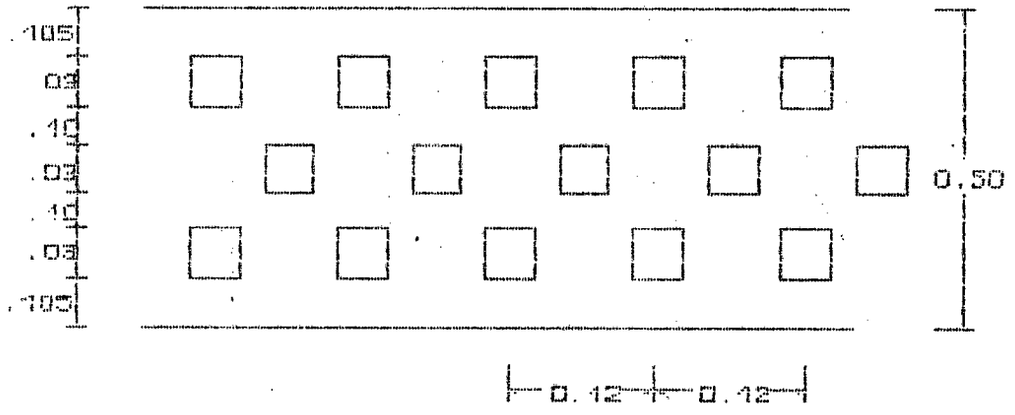
t = 0.08 m

- Altura total del canal

H = d + t

H = 0.22 ≈ 0.25 m





6.7 ENCAUSAMIENTO DE LA QUEBRADA "SIN NOMBRE"

- Cálculo de la Intensidad de Lluvia de la Zona .

$$I = \frac{306.958}{t^{0.3989}} \qquad \text{Asumimos } t = 15 \text{ min.}$$

$$I = \frac{306.958}{(15)^{0.3989}} = 104.216$$

$$I = \frac{104.216}{0.36}$$

I = 289.49 mm/h

- Determinación del valor de C

C para zonas suburbanas no desarrolladas totalmente 0.11-0.25

C asumido ⇒ 0.25

- Area de la cuenca de la quebrada = 23.56 Ha.

- Cálculo del caudal de la quebrada (Método Racional)

Q = C * I * A

Q = 0.25 * 289.49 * 23.56

Q = 1705.10 lits/seg.

Q = 1.71 m^3/seg

- Pendiente promedio del cauce de la quebrada 41%.
- Determinación del coeficiente de rugosidad n

Material del cauce: Roca aspera n = 0.040 tabla 12.3 (Krochin)

- Caudal proveniente de las descargas hechas en la quebrada Q_2

Q_2 = 1248.054 lits/seg

- Caudal proveniente de las áreas que aportan directamente aguas lluvias a la quebrada

Q_3 ∴ A = 1.94 Ho

$Q_3 = C * I * A$

$Q_3 = 0.40 * 289.49 * 1.94$

$Q_3 = 224.64$ Hs/seg

Q diseño $= Q_1 + Q_2 + Q_3$

Q diseño $= 1705.10 + 1248.05 + 224.64$

Q diseño $= 3177.79$ lits/seg.

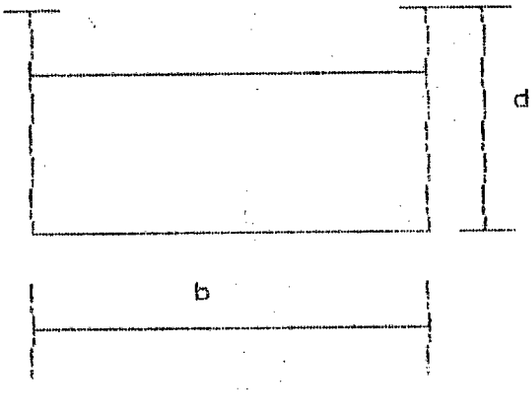
$\underline{Q \text{ diseño} = 3.18 \text{ m}^3/\text{seg}}$

Formula de Manning

$$C = \frac{1}{n} * R^{1/6}$$

- Cálculo de las dimensiones para encauzar la quebrada:

Uso de Tablas de KROCHIN



$A = b * d$

$P = b + 2d$

$A = b * d + md^2$

∴ Como es sección rectangular m=0

$P = b + 2d\sqrt{1+m^2}$

$$k^1 = \frac{Qn}{I^{1/2} * D^{8/3}} = \frac{(b/d + m)^{5/3}}{(b/d + 2 (1+m^2)^{1/2})^{2/3}}$$

$$K = \frac{Q * n}{I^{1/2} * b^{8/3}} = \frac{(d/b + m(d/b)^2)^{5/3}}{(1 + 2d/b (1+m^2)^{1/2})^{2/3}}$$

; nos imponemos un valor de b= 1.60

para m = 0

- Cálculo del valor de K

$$K = \frac{Q * n}{J^{1/2} * b^{8/3}}$$

$$K = \frac{3.18 * 0.040}{(0.041)^{1/2} * (1.6)^{8/3}}$$

K = 0.179

Para m = 0 ; K = 0.179 ; Tabla 12- 6 Diseño Hidráulico de Krochin.

$\frac{d}{b} = 0.46$

d = 0.46 * 1.60

d = 0.736 m

d = 0.74 m

- Altura de seguridad S = (30%)d

S = 0.74 * 0.30

S = 0.22

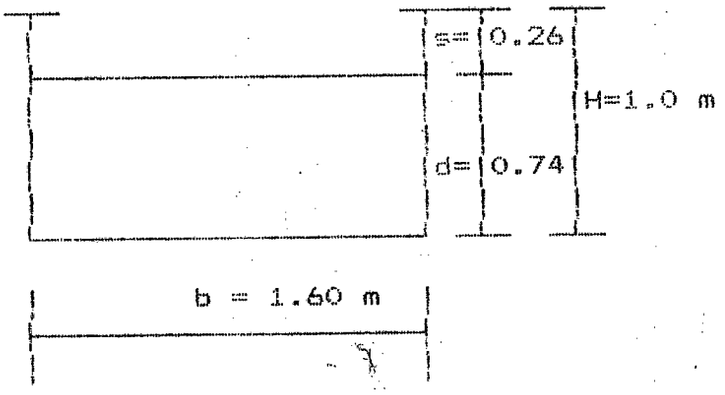
- Altura del canal

H = d + S

H = 0.74 + 0.22

H = 0.96 m ≈ 1.00 m.

- Dimensiones necesarias del canal



Cálculo de la velocidad:

$Q = A * V$ $\qquad$ $A = d * b$

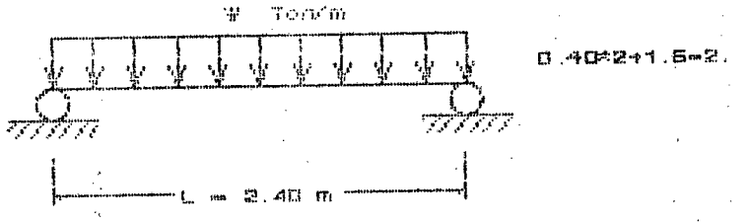
$V = \dfrac{Q}{A} = \dfrac{3.18\ M^3/S}{1.184\ M^2}$ $\qquad$ $A = 0.74 * 1.60$

$A = 1.184\ m^2$

$\underline{\underline{V = 2.69\ m/s}}$

DISEÑO DE EMBAULADO

El embaulado consiste en ubicar losetas de hormigón armado a la larga del canal con la finalidad de protegerlo contra derrumbes, descargas de aguas servidas y arrojar dentro del canal basuras.



Análisis de Cargas

- Carga muerta

Peso de la tierra: 0.5 m*1.0m*1.77 Ton/m³ = 0.885 Ton/m

Peso propio: 0.5 m * 0.10 m * 2.4 Ton/m³ = 0.120 Ton/m

1.005 ton/m

$Wu = 1.4 * 1.005 = 1.407$ Ton/m

$$Mu = \frac{Wu * L^2}{8}$$

$$Mu = \frac{1.407 * (2.4)^2}{8}$$

Mu = 1.013 Ton. m

Diseño

- Cálculo del peralte

fy = 2800 Kg/cm²

f'c = 210 Kg/cm²

0.75 $b = 0.028

Mu = ϕ * $ * b * d² * fy(1-0.59 $*fy/f'c)

$1.013*10^5 = 0.90*0.028*50*d^2*2800(1-0.59*0.028*2800/210)$

d = 6.07 cm.

Adoptamos: h = 10 cm.

Recubrimiento = 2.5 cm.

a (supuesto) = 1.930

$$A_s = \frac{Mu}{\phi * fy(d - a/2)} \qquad a = \frac{As * fy}{0.85 * f'c * b}$$

$$As = \frac{1.013 * 10^5}{0.90 * 2800(7.5-1.930/2)} \qquad a = \frac{6.151 * 2800}{0.85 * 210 * 50}$$

<u>As = 6.151 cm²</u> <u>a = 1.930 cm.</u>

- Armadura mínima

$$As_{min} = \frac{14}{fy} * b * d$$

$$As_{min} = \frac{14}{2800} * 50 * 7.5$$

$As_{min} = 1.875$ cm²

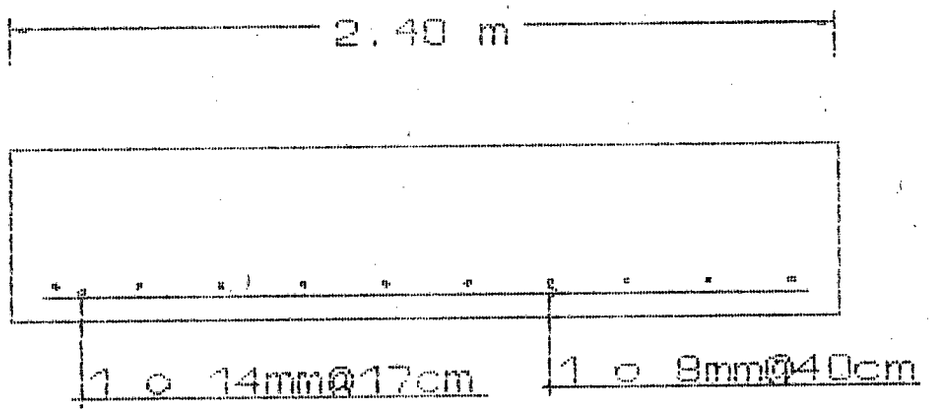
As = 615 cm² ⇒ 1 ϕ 14 mm a 17 cm.

- Armadura por retracción y temperatura

Ast = 0.002 b*d

Ast = 0.002 * 50 * 7.5

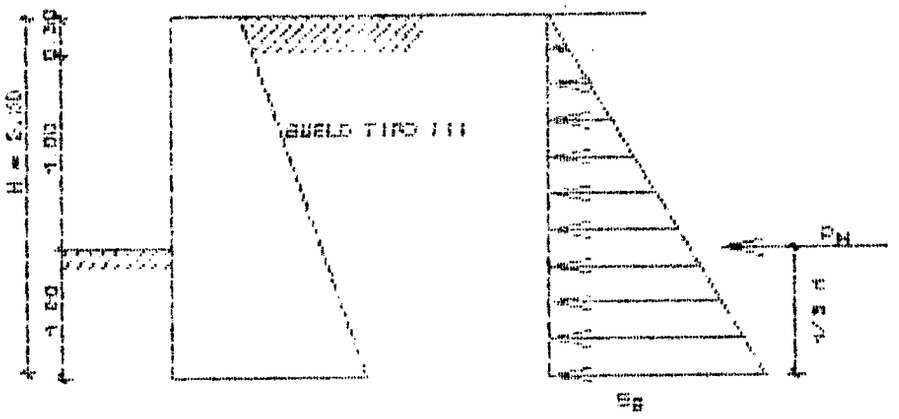
Ast = 0.75 cm² ⇒ 1 ϕ 8 a 40 cm.



DISEÑO DE LOS MUROS LATERALES DE LA QUEBRADA PARA SU ENCAUSAMIENTO

- Material de relleno tipo III: Suelo residual con piedras, arena fina limosa y materiales granulares: γ=1770 kg/cm³ = 1.77 T/m³
- Angulo de rozamiento interno: Entre el terreno y el muro ϕ = 30°
- Capacidad soportante del suelo: σ = 10 T/m²
- Peso específico de la mampostería: γ_M = 2.2 T/m³
- Coeficiente de fricción u entre la mampostería y el material: ciaie de suelo

  Graba ⇒ u = 0.60



Dimensiones mínimas:

- Nivel de fundación = 1.20 m
- Corona mínima = 0.40 m
- Base (0.40 - 0.60)H

1 Dimensionamiento:

- Base:

B = 0.40(250) B = 0.60(2.50)

B = 1.0 m B = 1.50 m

Asumo: Corona = 0.40 m

Base = 1.50 m

- Cálculo del empuje activo

- EB = KH * γ * H * 1.0 m $KH = \frac{1 - Sen\ \phi}{1 + Sen\ \phi}$

- Eb = 0.333*1.77T/m*2.50m*1.0 m $KH = \frac{1 - Sen\ 30°}{1 + Sen\ 30°}$

Eb = 1.47 T/m

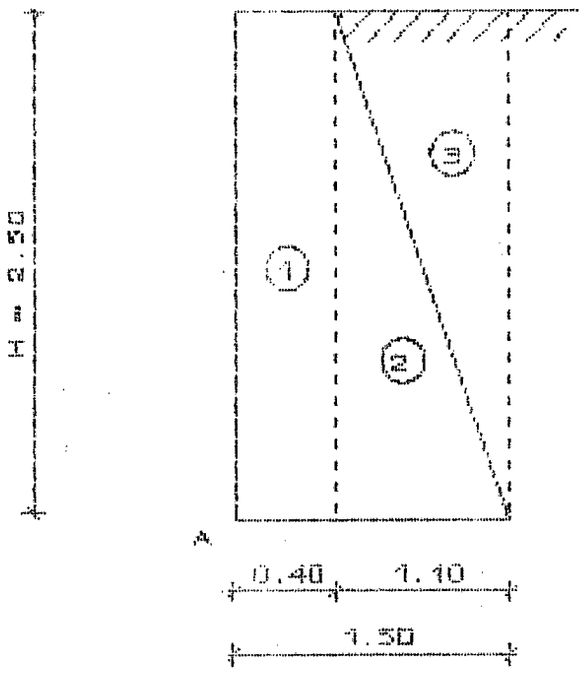
$PH = \frac{Eb * H}{2}$

$PH = \frac{1.47 * 2.5}{2}$

PH = 1.84 Ton.

- Cálculo del Factor de Seguridad

Secc	P E S O (Ton)	Brazo de m PALANCA	(T.m) MOMENTO
1	0.40*2.50*1.0*2.2 = 2.20	0.20	0.44
2	$\frac{1.10*2.50}{2}$ *1.0*2.2 = 3.03	0.77	2.33
3	$\frac{1.10*2.50}{2}$ *1.0*1.77= 2.43	1.13	2.75
	N = Wt = 7.66		M.res=5.52



- Chequeo de la Estabilidad

1) Al Volcamiento: Fsv ≥ 1.50

$$Fsv = \frac{M\ resis}{M\ volca} \qquad M.volca = PH * \frac{H}{3}$$

$$Fsv = \frac{5.52}{1.53} = 3.61 \qquad M.volca = 1.84 * \frac{2.5}{3}$$

$$M.volca = 1.53\ T.m$$

∴ 3.61 > 1.50

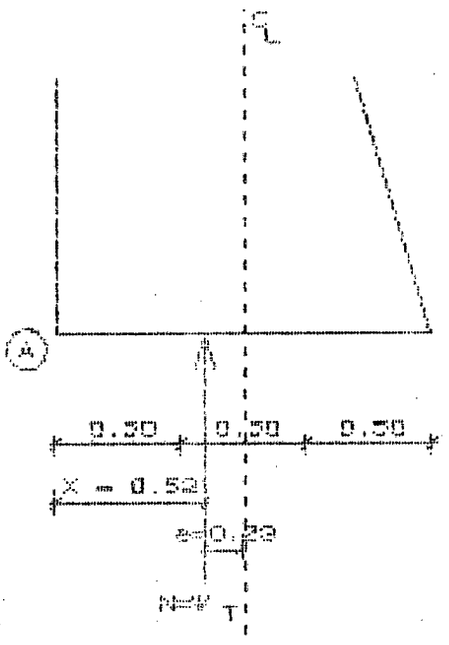
2) Al Deslizamiento: Fsd ≥ 1.50

$$Fsd = \frac{u * Wt}{PH}$$

$$Fsd = \frac{0.60 * 7.66}{1.84} = 2.50$$

∴ 2.50 > 1.50

Trabajo del Suelo



$\bar{x} = \frac{Mr - Mv}{N}$ $\quad c = \frac{B}{2} - \bar{x}$ $\quad \bar{b} = \frac{1.50}{3} = \frac{b}{3} = 0.50$

$\bar{x} = \frac{5.52 - 1.53}{7.66}$ $\quad c = \frac{1.50}{2} - 0.52$

$\bar{x} = 0.52$ $\quad c = 0.23$

$$\text{£} = \frac{wt}{B*1.0} \pm \frac{6 * WT * C}{1.0 * B^2} \leq \text{£ suelo}$$

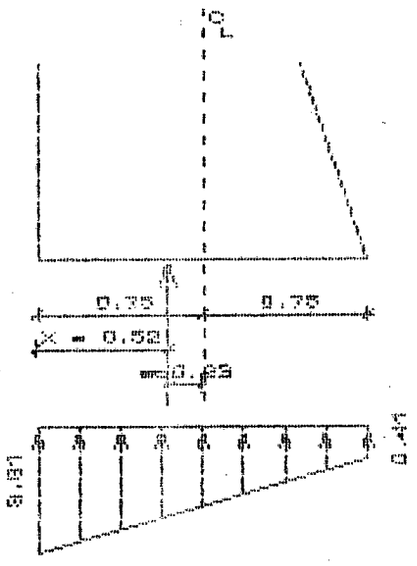
$$\text{£} = \frac{7.66}{1.50*1.0} \pm \frac{6 * 7.66 * 0.23}{1.0 *(1.5)^2}$$

£ = 5.11 ± 4.70

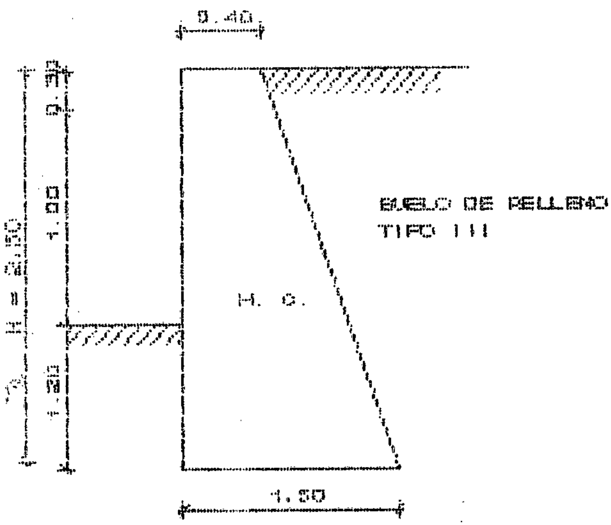
£ = 9.81< 10 T/m²

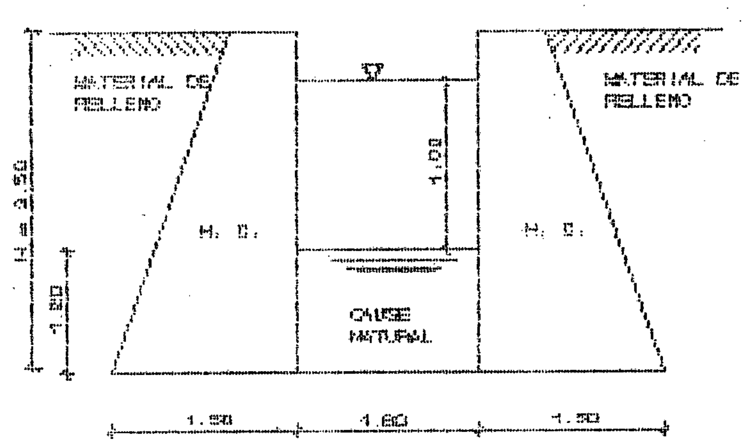
£ = 0.41 < 10 T/m²

- Diagrama de Presiones



Dimensiones de los muros laterales de encausamiento de la quebrada


0.40
1.00
1.20
SUELO DE RELLENO
TIPO III
H. C.
1.50


MATERIAL DE
RELLENO
MATERIAL DE
RELLENO
1.00
H. C.
H. C.
CAUSE
NATURAL
1.50
1.50

6.8 CONCLUSIONES

- La red de alcantarillado pluvial ha sido diseñado en base a las normas del I.E.O.S que son las aprobadas y aceptadas en las diferentes instituciones públicas de nuestro país.

- El método utilizado para el estudio de las precipitaciones en las diferentes estaciones metereológicas de nuestro país, nos permite establecerla ecuación de intensidad de lluvia, propia para el cantón Quilanga lo cual nos garantiza su diseño.

- En el diseño hidráulico de los diferentes tramos de la red, nos hemos encontrado con uno de ellos, (calle Colambo del pozo 15 al 16) que tiene un desnivel muy pronunciado, lo cual para su diseño se ha tomado como solución colocar pozos de registro a corta distancia para vencer este desnivel con pendientes que puedan permitir mantener la velocidad y las cortes en una forma razonable.

- Las descargas se han realizado en diferentes tramos de la red con el fin de que no se acumule el caudal y así pueda mantenerse el diámetro de la tubería con la más mínima posible.

La mayoría de los tramos han sido descargados hacia una quebrada sin nombre que circula atravesando ésta población, otra parte de estos es evacuada hacia una quebrada seca que no nos causa mayores problemas en su curso.

6.9 CUADROS DE CALCULO

ALCANTARILLADO PLUVIAL DE QUILANGA

CALCULOS HIDRAULICOS DE LA RED

CALLE	POZO Nº	LONGITUD m	AREA PARCIAL Ha	Tc TIEMPO DE CON. min	COEFICIEN. DE ESCU. C	AREA EQUIVALEN. PARCIAL AxC	AREA EQUIVALEN. ACUMULA.	I mm/ho	q lts/seg	TUBERIA Ø mm	TUBERIA ‰	TUBERIA LLENA V m/s	TUBERIA LLENA Q lts/seg	Tf TIEMPO DE FLUJO L/60V	H m	SALTO m	COTAS TERRENO	COTAS PROYECTO	CORTE m	OBSERVA.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
	1																1966.79	1965.29	1.50	
LOJA		26.00	0.041	15.00	0.40	0.016	0.016	289.49	4.632	250	6.00	0.938	45.981	0.462	0.156					CONTRA PEND
	2																1966.84	1965.13	1.71	
	2																1966.84	1965.13	1.71	
		61.00	0.000	15.462	0.40	0.000	0.016	286.008	4.576	250	27.00	1.991	97.541	0.511	1.647					
	3																1965.00	1963.48	1.52	
	3																1965.00	1963.48	1.52	
		75.60	1.094	15.973	0.40	0.437	0.453	282.323	127.892	300	22.00	2.029	143.459	0.621	1.660					CONTRA PEND
	4																1965.19	1961.82	3.37	
	4																1965.19	1961.82	3.37	
		70.88	0.000	16.594	0.40	0.000	0.453	278.059	125.961	300	21.00	1.982	140.000	0.596	1.488					
	42																1963.42	1960.33	3.09	
	42																1963.42	1960.33	3.09	
		7.00	0.904	15.00	0.40	0.361	0.814	274.173	223.170	400	13.00	1.888	234.894	0.061	0.091					
	DESCAR																1963.42	1960.24	3.18	
	5																1957.67	1956.17	1.50	
DE NOV.		52.48	0.874	15.00	0.40	0.349	0.349	289.490	101.032	250	99.00	3.808	86.592	0.229	5.200					
	6																1952.47	1950.97	1.50	
	6																1952.47	1950.97	1.50	
		7.00	0.821	15.229	0.40	0.328	0.677	287.745	194.803	400	16.00	2.094	259.216	0.055	0.112					
	DESCAR																1952.47	1950.85	1.62	
	7																1953.14	1951.64	1.50	
HUALPA		54.20	0.225	15.00	0.40	0.090	0.09	288.490	26.054	250	97.00	3.773	184.877	0.239	5.257					
	8																1947.88	1946.38	1.50	
	8																1947.88	1946.38	1.50	
		7.00	0.231	15.239	0.40	0.092	0.182	287.670	52.471	250	10.00	1.211	59.339	0.096	0.070					
	DESCAR																1947.88	1946.31	1.57	
	9																1942.83	1941.33	1.50	
DE AGOST.		42.50	0.241	15.00	0.40	0.096	0.096	289.490	27.907	250	43.00	2.509	122.981	0.282	1.830					
	10																1941.03	1939.50	1.53	

ALCANTARILLADO PLUVIAL DE QUILANGA

CALCULOS HIDRAULICOS DE LA RED

CALLE	POZO Nº	LONGITUD m	AREA PARCIAL Ha	Tc TIEMPO DE CON. min	COEFICIEN. DE ESCU. C	AREA EQUIVALEN. PARCIAL AxC	AREA EQUIVALEN. ACUMULA.	I mm/ho	Q lts/seg	TUBERIA Ø mm	TUBERIA ‰	TUBERIA LLENA V m/s	TUBERIA LLENA Q lts/seg	Tf TIEMPO DE FLUJO L/60V	H m	SALTO m	COTAS TERRENO	COTAS PROYECTO	CORTE m	OBSERVA.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
	10																1941.03	1939.50	1.53	
		7.00	0.315	15.282	0.40	0.926	0.222	287.347	63.791	300	6.00	1.058	74.105	0.110	0.042					
	DESCAR																1941.03	1939.45	1.57	
	11																1940.83	1939.33	1.50	
ALUZA		31.00	0.394	15.00	0.40	0.158	0.158	289.490	45.739	250	18.00	1.652	79.767	0.318	0.560					
	12																1940.27	1938.77	1.50	
	12																1940.27	1938.77	1.50	
		7.00	0.171	15.318	0.40	0.068	0.226	287.077	64.879	300	10.00	1.367	86.972	0.085	0.070					
	DESCAR																1940.27	1938.70	1.57	
	13																1969.41	1967.91	1.50	
UEL ROS.		55.90	0.700	15.00	0.40	0.280	0.280	289.490	81.057	250	28.00	2.027	99.323	0.460	1.565					
	14																1967.89	1966.35	1.55	
	14																1967.89	1966.35	1.55	
		73.55	0.155	15.46	0.40	0.062	0.342	286.022	97.819	250	68.00	3.159	154.796	0.388	5.001					
	15																1962.90	1961.35	1.55	
	15																1962.90	1961.35	1.55	
		40.50	0.518	15.848	0.40	0.207	0.549	283.208	155.481	250	97.00	3.773	184.877	0.179	3.94					
	16																1958.96	1957.41	1.55	
	16																1958.96	1957.41	1.55	
		51.50	0.261	16.027	0.40	0.104	0.653	281.942	184.108	300	63.00	3.433	243.743	0.250	3.26					
	17																1955.70	1954.15	1.55	
	17																1955.70	1954.15	1.55	
		7.00	0.192	16.277	0.40	0.076	0.729	280.207	204.495	350	40.00	3.032	291.092	0.038	0.40					
	DESCAR																1955.70	1953.75	1.95	
	18																1961.59	1960.09	1.50	
DE NOV.		39.50	0.231	15.00	0.40	0.092	0.092	289.490	26.633	250	48.00	2.654	130.055	0.248	1.896					
	19																1959.69	1958.19	1.50	
	19															0.62	1959.69	1957.57	2.12	SALTO
		56.63	0.090	15.248	0.40	0.036	0.128	287.603	36.813	250	108.00	3.981	195.082	0.237	6.116					
	20																1952.95	1951.45	1.50	

ALCANTARILLADO PLUVIAL DE QUILANGA

CALCULOS HIDRAULICOS DE LA RED

CALLE	POZO Nº	LONGITUD m	AREA PARCIAL Ha	Tc TIEMPO DE CON. min	COEFICIEN. DE ESCU. C	AREA EQUIVALEN. PARCIAL AxC	AREA EQUIVALEN. ACUMULA.	I mm/ho	Q lts/seg	TUBERIA Ø mm	TUBERIA ‰	TUBERIA LLENA V m/s	TUBERIA LLENA Q lts/seg	Tf TIEMPO DE FLUJO L/60V	H m	SALTO m	COTAS TERRENO	COTAS PROYECTO	CORTE m	OBSERVA.
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
	20																1952.95	1951.45	1.50	
		36.55	0.327	15.49	0.40	0.129	0.257	285.802	73.451	250	20.00	1.713	83.937	0.356	0.731					
	21																1952.47	1950.72	1.75	
	21																1952.47	1950.72	1.75	
		7.00	0.138	15.846	0.40	0.055	0.312	283.223	88.422	300	25.00	2.161	152.795	0.053	0.175					
	DESCAR																1952.47	1950.72	1.93	
	22																1960.06	1958.56	1.50	
DESUR		55.10	0.486	15.00	0.40	0.194	289.490	289.490	56.161	250	49.00	2.679	131.271	0.342	2.700					
	23																1957.41	1955.86	1.55	
	23																1957.41	1955.86	1.55	
HUALPA		70.00	0.460	15.342	0.40	0.184	0.378	286.898	108.447	250	68.00	3.159	154.796	0.372	4.760					
	24																1952.69	1951.14	1.55	
	24																1952.69	1951.14	1.55	
		57.48	0.495	15.714	0.40	0.198	0.576	284.169	163.681	300	78.00	3.821	271.271	0.251	4.510					
	25																1948.18	1946.63	1.55	
	25																1948.18	1946.63	1.55	
		26.70	0.447	15.965	0.40	0.179	0.755	282.378	213.196	350	25.00	2.397	230.618	0.186	0.678					
	26																1947.88	1945.96	1.92	
	26																1947.88	1945.96	1.92	
		7.00	0.106	16.151	0.40	0.042	0.797	281.077	224.130	350	30.00	2.626	252.093	0.044	0.210					
	DESCAR																1947.88	1945.75	2.13	
	27																1947.12	1945.62	1.50	
EAGOST		70.90	0.317	15.00	0.40	0.127	0.127	289.490	36.765	250	50.00	2.709	132.737	0.436	3.545					
	28																1943.60	1942.08	1.53	
	28																1943.60	1942.08	1.53	
		56.00	0.650	15.436	0.40	0.260	0.387	286.200	110.759	300	39.00	2.702	191.817	0.345	2.184					
	29																1941.42	1939.90	1.52	
	29																1941.42	1939.90	1.52	
		26.00	0.573	15.781	0.40	0.229	0.616	283.688	174.751	350	19.00	2.09	200.621	0.207	0.494					
	30																1941.03	1939.41	1.62	

ALCANTARILLADO PLUVIAL DE QUILANGA

CALCULOS HIDRAULICOS DE LA RED

CALLE	POZO Nº	LONGITUD m	AREA PARCIAL Ha	Tc TIEMPO DE CON. min	COEFICIEN. DE ESCU. C	AREA EQUIVALEN. PARCIAL AxC	AREA EQUIVALEN. ACUMULA.	I mm/ho	q lts/seg	TUBERIA Ø mm	TUBERIA ‰	TUBERIA LLENA V m/s	TUBERIA LLENA Q lts/seg	Tf TIEMPO DE FLUJO L/60V	H m	SALTO m	COTAS TERRENO	COTAS PROYECTO	CORTE m	OBSERVA
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
	30																1941.03	1939.41	1.62	
		7.00	0.122	15.988	0.40	0.048	0.664	282.217	187.617	350	19.00	2.144	205.833	0.054	0.14					
	DESCAR																1941.03	1939.27	1.76	
	31																1939.65	1938.15	1.50	
MALUZA		32.83	0.459	15.00	0.40	0.184	0.184	289.490	53.266	250	12.00	1.327	65.027	0.412	0.394					CONTRA P
	32																1940.27	1937.76	2.51	
	32																1940.27	1937.76	2.51	
		7.00	0.302	15.412	0.40	0.120	0.304	286.378	87.288	300	10.00	1.368	97.131	0.085	0.07					
	DESCAR																1940.27	1937.69	2.58	
	33																1937.58	1936.08	1.50	
		68.05	0.557	15.00	0.40	0.222	0.222	289.49	64.266	250	60.00	2.964	145.271	0.382	4.08					
	35																1933.53	1932.00	1.53	
	35																1933.53	1932.00	2.02	
REDESUR		28.70	0.610	15.382	0.40	0.244	0.466	286.60	133.555	300	85.00	3.985	281.741	0.120	2.439					
	36																1930.57	1929.07	1.50	
	36																1930.57	1929.07	1.50	
		50.22	0.136	15.502	0.40	0.054	0.520	285.713	148.571	300	82.00	3.914	276.725	0.213	4.178					
	37																1926.44	1924.95	1.49	
	34																1935.10	1931.29	3.81	
GO GOMEZ		61.10	0.237	15.00	0.40	0.095	0.095	289.49	27.501	250	104.00	3.907	191.436	0.261	6.354					
	37																1926.44	1924.94	1.50	
	38																1974.89	1971.22	3.67	
"A"		40.70	0.440	15.00	0.40	0.176	0.176	289.490	50.950	250	109.00	3.999	195.983	0.169	4.436					
	39																1968.28	166.78	1.50	
	39																1968.28	1966.78	1.50	
A"		73.12	0.333	15.169	0.40	0.133	0.309	288.199	89.053	250	68.00	3.159	159.791	0.385	4.970					
	40																1963.32	1961.81	1.51	
	40																1963.32	1961.81	1.51	
LOJA		39.50	0.467	15.554	0.40	0.187	0.496	285.332	141.524	300	26.00	2.205	156.555	0.298	1.027					CONTRA
	41																1963.42	1960.78	2.64	

ALCANTARILLADO PLUVIAL DE QUILANGA

CALCULOS HIDRAULICOS DE LA RED

CALLE	POZO Nº	LONGITUD m	AREA PARCIAL Ha	Tc TIEMPO DE CON. min	COEFICIEN. DE ESCU. C	AREA EQUIVALEN. PARCIAL AxC	AREA EQUIVALEN. ACUMULA.	I mm/ho	q lts/seg	TUBERIA Ø mm	TUBERIA ‰	TUBERIA LLENA V m/s	TUBERIA LLENA Q lts/seg	Tf TIEMPO DE FLUJO L/60V	H m	SALTO m	COTAS TERRENO	COTAS PROYECTO	CORTE m	OBSERV
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
	41																1963.42	1960.78	2.64	
		7.00	0.000	13.852	0.40	0.000	0.496	283.180	140.457	300	26.000	2.205	156.555	0.053	0.182					
	DESCAR.																1963.42	1960.60	2.82	
	43																1951.86	1949.08	2.78	
"B"		93.20	0.260	15.00	0.40	0.104	0.104	289.490	30.107	250	109.000	3.999	195.951	0.388	10.158					
	44																1940.42	1938.92	1.50	
	44															0.87	1940.42	1938.05	2.37	
		30.00	0.502	15.388	0.40	0.200	0.200	286.555	87.199	250	109.000	4.00	196.00	0.125	3.270					
	45																1936.28	1934.78	1.50	
	45																1936.28	1934.78	1.50	
		7.00	0.00	15.513	0.40	0.00	0.305	285.632	87.117	250	26.00	1.951	95.629	0.059	0.182					
	DESCAR.																1936.28	1934.59	1.69	
	46																1939.56	1938.06	1.50	
"C"		15.00	0.942	15.00	0.40	0.297	0.297	289.490	85.978	250	76.00	3.336	163.497	0.075	1.14					
	DESCAR.																1938.42	1936.92	1.50	

CAPITULO VII

CAPITULO VII

7. PRESUPUESTO : ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA LA CABECERA CANTONAL DE QUILANGA PROVINCIA DE LOJA.

7.1 GENERALIDADES.

Toda obra realizada por el hombre es motivada por una necesidad, ya sea estética, de abrigo, de alimento o de supervivencia y para satisfacerla se hace a nuestro juicio necesario una técnica para planearla, un tiempo para construirla y los recursos necesarios para llevarlo a cabo.

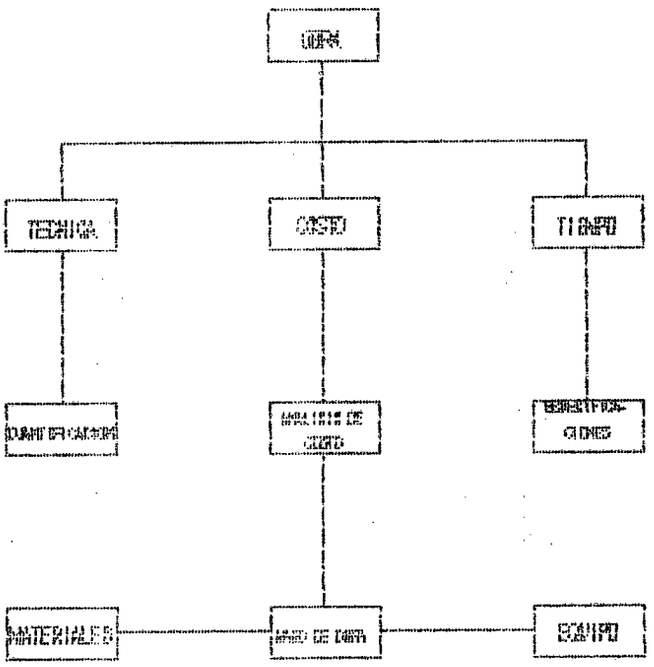
Respecto a la técnica, podemos decir que actualmente no existe obra imaginada por el hombre que no sea posible de realizar, ya que, tanto la propia tecnología, como el desarrollo de procesos constructivos han alcanzado horizontes no imaginados.

En relación al tiempo podemos afirmar que las nuevas disciplinas de programación proporcionan al ingeniero la posibilidad de realizar cualquier obra en condiciones de tiempo que anteriormente se podrían considerar imposibles.

Pero en referencia al costo (recurso). Si

bien aceptamos que está intrínsicamente ligado con los anteriores elementos, tienen también un valor sustancial hasta cierto punto inconmovible es decir, creemos que los dos factores anteriores están en cierta forma superditados al tercero; Es más común en la época moderna encontrar la palabra incosteable que la palabra irrealizable y en última instancia podemos decir que si el elemento costo de una obra cualquiera, está dentro de los rangos lógicos acostumbrados para ese momento o época, es posible realizar lo mismo reduciendo los tiempos de ejecución y aún supliendo en muchos casos las carencias de técnica.

Desglosando el concepto " Análisis de Costos " en sus integrantes, podemos también señalar la importancia del balance del material, la mano de obra y el equipo a emplearse; Para lograr un congruente y óptimo aprovechamiento e integración el diagrama de balance de una obra quedaría de la siguiente manera.



7.2 ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS.

7.2.1 PRECIO UNITARIO.

Consiste en la estimación de los costos y/o precios de todos y cada uno de los rubros que integran o se requieren en una obra.

7.2.2 COMPONENTES DEL PRECIO UNITARIO.

La contabilidad general acepta y señala como integrantes del costo:

a) Costos Directos

b) Costos indirectos

a) **COSTOS DIRECTOS.-**

Aquellos gastos que tienen plena aplicación a un producto determinado entre estos tenemos:

- Costo del equipo y maquinaria de construcción y un costo horario
- Costo de los materiales de construcción.
- Costo de los salarios del personal de construcción.
- Costos de transporte de materiales.

b) **COSTOS INDIRECTOS.-**

Aquellos gastos que no tienen aplicación a un producto determinado. estos son:

- Administrativos
- Componentes y caminos de acceso
- Servicios de comunicación
- Servicios de transporte al personal
- Transporte del equipo y maquinaria de construcción.
- Relaciones públicas y financieras
- Imprevistos.

- Utilidades.

7.2.3 INSTRUMENTOS Y DATOS BASICOS PARA EL CALCULO.

Como instrumentos básicos se aceptan las tesis de ingeniería de costos, existentes en varios manuales de ingeniería y las especificaciones generales para la construcción de obras.

Como datos básicos se usan los que indicamos:

a) Se aplican los salarios de jornales referenciales para el personal de acuerdo al código de trabajo y las leyes de la república con los cuales se calculará el jornal real.

b) Se estima que la mano de obra a emplearse en la ejecución de trabajos será de la calidad adecuada considerando la habilidad. Laboriosidad y la especialidad. Procurando que queden balanceados y una administración por

parte del contratista que se acepte como bueno.

7.2.4. JORNAL REAL.

Para el cálculo del jornal real se ha tomado en cuenta:

a) El jornal diario
b) La remuneración anual en base al jornal diario percibido.
c) Bonificación por costo de vida
d) Décimo tercer sueldo
e) Décimo cuarto sueldo
f) Décimo quinto sueldo
g) Remuneración complementaria
h) Fondos de reserva
i) Aporte patronal
j) SECAP Y IECE
k) Seguro campesino
l) Transporte
m) Días trabajados en el año.

7.2.5 RENDIMIENTO.

Para el cálculo de precios unitarios se recomienda promedios obtenidos por el contratista de

la institución en los trabajos realizados, propuestas de licitación, concursos y administración directa.

7.2.6 CLASIFICACION DE LOS MATERIALES PARA EXCAVACION.

a) Para excavación a mano:

Clase A: materiales suaves (suelos arcillas, limos, arenas y materiales residuales).

Clase B: materiales duros (arcillas y limos consolidados, cangahua y aglomerados).

Clase C: Rocas.

b) Para las excavaciones a máquina:

- Sin clasificar
- Rocas.

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : DISEÑO DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA QUILANGA
RUBRO : Replanteo y nivelación
Con equipo topográfico

UNIDAD : m
FECHA : FEBRERO/94

(A) EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	MARCA	No.	C. HORARIO	RENDI./HORA	COSTO
Equipo de topografía		1.00	4000.00	0.0250	100.00
			EQUIPOS - TOTAL :		100.00

(B) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO
		MATERIALES - TOTAL:		

(C) MANO DE OBRA

No.	DESCRIPCION	S.N/HORA	F.S.R	OTROS	S.R./HORA	REND/HOR/HOM	COSTO
1	Topógrafo 1	538.75	3.766		2028.93	0.0250	50.72
2	Peón	376.25	4.437		1669.42	0.0250	83.47
					MANO DE OBRA - TOTAL:		134.19

(D) TRANSPORTE

MATERIAL DE TRANSPORTE	DIST.(Km)	CANTIDAD	UNIDAD	RESUMEN(m3)	Tarif(U/Km)	COSTO
				TRANSPORTE - TOTAL:		
				(E) COSTO DIRECTO		234.19

(E) COSTOS INDIRECTOS

			COSTO
COSTOS INDIRECTOS	(F) GASTOS GENERALES	15.00% * (E)	35.13
	(G) IMPREVISTOS	2.00% * (E+F)	5.39
	(H) UTILIDADES	9.00% * (E+F+G)	24.72
	(I) GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACT.	4.00% * (E+F+G+H)	11.98

COSTO INDIRECTO	77.22
PRECIO UNITARIO - TOTAL	311.41
PRECIO UNITARIO OFERTADO	311.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : DISEÑO DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA QUILANGA
RUBRO : Limpieza y desbroce
A mano
UNIDAD : m2
FECHA : FEBRERO/94

(A) EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	MARCA	No.	C. HORARIO	RENDI./HORA	COSTO
Herramientas manuales (5% M.O.)					10.88
			EQUIPOS - TOTAL :		10.88

(B) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO
		MATERIALES - TOTAL:		

(C) MANO DE OBRA

No.	DESCRIPCION	S.N/HORA	F.S.R	OTROS	S.R./HORA	REND/HOR/HOM	COSTO
1	Peón	376.25	4.437		1669.42	0.1000	166.94
0.25	Maestro mayor	538.75	3.766		2028.93	0.1000	50.72
					MANO DE OBRA - TOTAL:		217.66

(D) TRANSPORTE

MATERIAL DE TRANSPORTE	DIST.(Km)	CANTIDAD	UNIDAD	RESUMEN(m3)	Tarif(U/Km)	COSTO
				TRANSPORTE - TOTAL:		
				(E) COSTO DIRECTO		228.54

(E) COSTOS INDIRECTOS

			COSTO
COSTOS INDIRECTOS	(F) GASTOS GENERALES	15.00% * (E)	34.28
	(G) IMPREVISTOS	2.00% * (E+F)	5.26
	(H) UTILIDADES	9.00% * (E+F+G)	24.13
	(I) GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACT.	4.00% * (E+F+G+H)	11.69
	COSTO INDIRECTO		75.35
	PRECIO UNITARIO - TOTAL		303.89
	PRECIO UNITARIO OFERTADO		304.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : DISEÑO DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA QUILANGA
RUBRO : Desbroce y limpieza hasta 0.20 m., transporte libre 50 m. desde el eje
UNIDAD : Ha
FECHA : FEBRERO/94

(A) EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	MARCA	No.	C. HORARIO	RENDI./HORA	COSTO
Tractor de orugas		1.00	106231.00	2.7027	287110.52
			EQUIPOS - TOTAL :		287110.52

(B) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO
		MATERIALES - TOTAL:		

(C) MANO DE OBRA

No.	DESCRIPCION	S.N/HORA	F.S.R	OTROS	S.R./HORA	REND/HOR/HOM	COSTO
1	Op. Tractor-orugas	002.00	3.159		2533.77	2.7027	6848.02
1	Ayu. Operador Equipo	401.75	4.296		1725.92	2.7027	4664.64
					MANO DE OBRA - TOTAL:		11512.66

(D) TRANSPORTE

MATERIAL DE TRANSPORTE	DIST.(Km)	CANTIDAD	UNIDAD	RESUMEN(m3)	Tarif(U/Km)	COSTO
				TRANSPORTE - TOTAL:		
				(E) COSTO DIRECTO		298623.18

(E) COSTOS INDIRECTOS

			COSTO
COSTOS INDIRECTOS	(F) GASTOS GENERALES	15.00% * (E)	44793.48
	(G) IMPREVISTOS	2.00% * (E+F)	6868.33
	(H) UTILIDADES	9.00% * (E+F+G)	31525.65
	(I) GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACT.	4.00% * (E+F+G+H)	15272.43

COSTO INDIRECTO	98459.88
PRECIO UNITARIO - TOTAL	397083.06
PRECIO UNITARIO OFERTADO	397083.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : DISEÑO DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA QUILANGA
RUBRO : Excavación máquina 0.8 - 2.0 m

UNIDAD : m3
FECHA : FEBRERO/94

(A) EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	MARCA	No.	C. HORARIO	RENDI./HORA	COSTO
Retroexcavadora		1.00	80000.00	0.0400	3200.00
			EQUIPOS - TOTAL :		3200.00

(B) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO
		MATERIALES - TOTAL:		

(C) MANO DE OBRA

No.	DESCRIPCION	S.N/HORA	F.S.R	OTROS	S.R./HORA	REND/HOR/HOM	COSTO
1	Op. Retroexcavadora	002.08	3.159		2533.77	0.0400	101.35
1	Peón	376.25	4.437		1669.42	0.0400	66.78
					MANO DE OBRA - TOTAL:		168.13

(D) TRANSPORTE

MATERIAL DE TRANSPORTE	DIST.(Km)	CANTIDAD	UNIDAD	RESUMEN(m3)	Tarif(U/Km)	COSTO
				TRANSPORTE - TOTAL:		
				(E) COSTO DIRECTO		3368.13

(E) COSTOS INDIRECTOS

			COSTO
COSTOS INDIRECTOS	(F) GASTOS GENERALES	15.00% * (E)	505.22
	(G) IMPREVISTOS	2.00% * (E+F)	77.47
	(H) UTILIDADES	9.00% * (E+F+G)	355.57
	(I) GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACT.	4.00% * (E+F+G+H)	172.26
	COSTO INDIRECTO		1110.52
	PRECIO UNITARIO - TOTAL		4478.65
	PRECIO UNITARIO OFERTADO		4479.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : DISEÑO DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA QUILANGA
RUBRO : Excavación máquina 2.0 - 4.0 m

UNIDAD : m3
FECHA : FEBRERO/94

(A) EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	MARCA	No.	C. HORARIO	RENDI./HORA	COSTO
Retroexcavadora		1.00	80000.00	0.0455	3640.00
			EQUIPOS - TOTAL :		3640.00

(B) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO
		MATERIALES - TOTAL:		

(C) MANO DE OBRA

No.	DESCRIPCION	S.N/HORA	F.S.R	OTROS	S.R./HORA	REND/HOR/HOM	COSTO
1	Op. Retroexcavadora	002.08	3.159		2533.77	0.0455	115.29
1	Peón	376.25	4.437		1669.42	0.0455	75.96
					MANO DE OBRA - TOTAL:		191.25

(D) TRANSPORTE

MATERIAL DE TRANSPORTE	DIST.(Km)	CANTIDAD	UNIDAD	RESUMEN(m3)	Tarif(U/Km)	COSTO
				TRANSPORTE - TOTAL:		
				(E) COSTO DIRECTO		3831.25

(E) COSTOS INDIRECTOS

			COSTO
COSTOS INDIRECTOS	(F) GASTOS GENERALES	15.00% * (E)	574.69
	(G) IMPREVISTOS	2.00% * (E+F)	88.12
	(H) UTILIDADES	9.00% * (E+F+G)	404.47
	(I) GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACT.	4.00% * (E+F+G+H)	195.94

COSTO INDIRECTO	1263.21
PRECIO UNITARIO - TOTAL	5094.46
PRECIO UNITARIO OFERTADO	5094.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : DISEÑO DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA QUILANGA
RUBRO : Excavación canal, drenajes, zanjas, material roca en seco (a máquina). Incluye desalojo hasta 6 m.
UNIDAD : m3
FECHA : FEBRERO/94

(A) EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	MARCA	No.	C. HORARIO	RENDI./HORA	COSTO
Retroexcavadora		1.00	80000.00	0.0286	2288.00
Martillo Punzón		0.20	6000.00	0.0286	34.32
				EQUIPOS - TOTAL :	2322.32

(B) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO
Dinamita	u.	0.750	7500.00	5625.00
Mecha lenta	m.	0.300	675.00	202.50
Fulminante	u.	3.000	600.00	1800.00
			MATERIALES - TOTAL:	7627.50

(C) MANO DE OBRA

No.	DESCRIPCION	S.N/HORA	F.S.R	OTROS	S.R./HORA	REND/HOR/HOM	COSTO
1	Op. Retroexcavadora	802.08	3.159		2533.77	0.0286	72.47
1	Ayu. Operador Equipo	401.75	4.296		1725.92	0.0286	49.36
1	Op. Eq. Liviano	453.38	4.059		1840.27	0.0286	52.63
					MANO DE OBRA - TOTAL:		174.46

(D) TRANSPORTE

MATERIAL DE TRANSPORTE	DIST.(Km)	CANTIDAD	UNIDAD	RESUMEN(m3)	Tarif(U/Km)	COSTO
				TRANSPORTE - TOTAL:		
				(E) COSTO DIRECTO		10124.28

(E) COSTOS INDIRECTOS

			COSTO
COSTOS INDIRECTOS	(F) GASTOS GENERALES	15.00% * (E)	1518.64
	(G) IMPREVISTOS	2.00% * (E+F)	232.86
	(H) UTILIDADES	9.00% * (E+F+G)	1068.82
	(I) GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACT.	4.00% * (E+F+G+H)	517.78
		COSTO INDIRECTO	3338.10
		PRECIO UNITARIO - TOTAL	13462.38
		PRECIO UNITARIO OFERTADO	13462.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : DISEÑO DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA QUILANGA
RUBRO : Excavación a mano sin clasificar
UNIDAD : m3
FECHA : FEBRERO/94

UNIVERSID. D TECNICA PARTICULAR DE LOJA
BIBLIOTECA GENERAL

(A) EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	MARCA	No.	C. HORARIO	RENDI./HORA	COSTO
Herramientas manuales (5% M.O.)					303.60
			EQUIPOS - TOTAL :		303.60

(B) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO
		MATERIALES - TOTAL:		

(C) MANO DE OBRA

No.	DESCRIPCION	S.N/HORA	F.S.R	OTROS	S.R./HORA	REND/HOR/HOM	COSTO
0.15	Maestro mayor	538.75	3.766		2028.93	1.6667	507.24
2	Peón	376.25	4.437		1669.42	1.6667	5564.84
					MANO DE OBRA - TOTAL:		6072.08

(D) TRANSPORTE

MATERIAL DE TRANSPORTE	DIST.(Km)	CANTIDAD	UNIDAD	RESUMEN(m3)	Tarif(U/Km)	COSTO
				TRANSPORTE - TOTAL:		
				(E) COSTO DIRECTO		6375.68

(E) COSTOS INDIRECTOS

			COSTO
COSTOS INDIRECTOS	(F) GASTOS GENERALES	15.00% * (E)	956.35
	(G) IMPREVISTOS	2.00% * (E+F)	146.64
	(H) UTILIDADES	9.00% * (E+F+G)	673.08
	(I) GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACT.	4.00% * (E+F+G+H)	326.07

COSTO INDIRECTO	2102.14
PRECIO UNITARIO - TOTAL	8477.82
PRECIO UNITARIO OFERTADO	8478.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : DISEÑO DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA QUILANGA
RUBRO : Excavación canal, zanja o drenaje sin clasificar a mano con presencia de agua
UNIDAD : m3
FECHA : FEBRERO/94

(A) EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	MARCA	No.	C. HORARIO	RENDI./HORA	COSTO
Herramientas manuales (5% M.O.)					191.00
Bomba		1.00	6000.00	1.8519	11111.40
			EQUIPOS - TOTAL :		11302.40

(B) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO
			MATERIALES - TOTAL:	

(C) MANO DE OBRA

No.	DESCRIPCION	S.N/HORA	F.S.R	OTROS	S.R./HORA	REND/HOR/HOM	COSTO
1	Peón	376.25	4.437		1669.42	1.8519	3091.60
0.25	Capataz	334.38	4.715		1576.60	1.8519	729.93
					MANO DE OBRA - TOTAL:		3821.53

(D) TRANSPORTE

MATERIAL DE TRANSPORTE	DIST.(Km)	CANTIDAD	UNIDAD	RESUMEN(m3)	Tarif(U/Km)	COSTO
				TRANSPORTE - TOTAL:		
				(E) COSTO DIRECTO		15124.01

(E) COSTOS INDIRECTOS

			COSTO
COSTOS INDIRECTOS	(F) GASTOS GENERALES	15.00% * (E)	2268.60
	(G) IMPREVISTOS	2.00% * (E+F)	347.85
	(H) UTILIDADES	9.00% * (E+F+G)	1596.64
	(I) GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACT.	4.00% * (E+F+G+H)	773.48
	COSTO INDIRECTO		4986.58
	PRECIO UNITARIO - TOTAL		20110.59
	PRECIO UNITARIO OFERTADO		20111.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : DISEÑO DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA QUILANGA
RUBRO : Limpieza derrumbes en canal, zanja o drenaje (a mano), incluso desalojo hasta 6 m. del borde del canal

UNIDAD : m3
FECHA : FEBRERO/94

(A) EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	MARCA	No.	C. HORARIO	RENDI./HORA	COSTO
Herramientas manuales (5% M.O.)					129.84
			EQUIPOS - TOTAL :		129.84

(B) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO
		MATERIALES - TOTAL:		

(C) MANO DE OBRA

No.	DESCRIPCION	S.N/HORA	F.S.R	OTROS	S.R./HORA	REND/HOR/HOM	COSTO
1	Peón	376.25	4.437		1669.42	0.0000	1335.54
1	Capatáz	334.38	4.715		1576.60	0.0000	1261.28
					MANO DE OBRA - TOTAL:		2596.82

(D) TRANSPORTE

MATERIAL DE TRANSPORTE	DIST.(Km)	CANTIDAD	UNIDAD	RESUMEN(m3)	Tarif(U/Km)	COSTO
				TRANSPORTE - TOTAL:		
				(E) COSTO DIRECTO		2726.66

(E) COSTOS INDIRECTOS

			COSTO
COSTOS INDIRECTOS	(F) GASTOS GENERALES	15.00% * (E)	409.00
	(G) IMPREVISTOS	2.00% * (E+F)	62.71
	(H) UTILIDADES	9.00% * (E+F+G)	287.85
	(I) GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACT.	4.00% * (E+F+G+H)	139.45
	COSTO INDIRECTO		899.01
	PRECIO UNITARIO - TOTAL		3625.67
	PRECIO UNITARIO OFERTADO		3626.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : DISEÑO DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA QUILANGA
RUBRO : Entibados

UNIDAD : m²
FECHA : FEBRERO/94

(A) EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	MARCA	No.	C. HORARIO	RENDI./HORA	COSTO
Herramientas manuales (5% M.O.)					
			EQUIPOS - TOTAL :		35.10

(B) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO
Tablon de encofrado	U.	0.500	3100.00	1550.00
Puntales	U.	0.400	700.00	280.00
			MATERIALES - TOTAL:	1830.00

(C) MANO DE OBRA

No.	DESCRIPCION	S.N/HORA	F.S.R	OTROS	S.R./HORA	REND/HOR/HOM	COSTO
1	Albañil	453.38	4.059		1840.27	0.2000	368.05
1	Peón	376.29	4.437		1669.42	0.2000	333.88
					MANO DE OBRA - TOTAL:		701.93

(D) TRANSPORTE

MATERIAL DE TRANSPORTE	DIST.(Km)	CANTIDAD	UNIDAD	RESUMEN(m3)	Tarif(U/Km)	COSTO
				TRANSPORTE - TOTAL:		
				(E) COSTO DIRECTO		2567.03

(E) COSTOS INDIRECTOS

			COSTO
COSTOS INDIRECTOS	(F) GASTOS GENERALES	15.00% * (E)	385.05
	(G) IMPREVISTOS	2.00% * (E+F)	59.04
	(H) UTILIDADES	9.00% * (E+F+G)	271.00
	(I) GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACT.	4.00% * (E+F+G+H)	131.29
	COSTO INDIRECTO		846.38
	PRECIO UNITARIO - TOTAL		3413.41
	PRECIO UNITARIO OFERTADO		3413.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : DISEÑO DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA QUILANGA
RUBRO : Rezanteo de zanja (a mano)
ERR

UNIDAD : m3
FECHA : FEBRERO/94

(A) EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	MARCA	No.	C. HORARIO	RENDI./HORA	COSTO
Herramientas manuales (5% M.O.)					73.77
			EQUIPOS - TOTAL :		73.77

(B) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO
			MATERIALES - TOTAL:	

(C) MANO DE OBRA

No.	DESCRIPCION	S.N/HORA	F.S.R	OTROS	S.R./HORA	REND/HOR/HOM	COSTO
1	Peón	376.25	4.437		1669.42	0.4545	758.75
1	Capatáz	334.38	4.715		1576.60	0.4545	716.56
					MANO DE OBRA - TOTAL:		1475.31

(D) TRANSPORTE

MATERIAL DE TRANSPORTE	DIST.(Km)	CANTIDAD	UNIDAD	RESUMEN(m3)	Tarif(U/Km)	COSTO
				TRANSPORTE - TOTAL:		
				(E) COSTO DIRECTO		1549.08

(E) COSTOS INDIRECTOS

			COSTO
COSTOS INDIRECTOS	(F) GASTOS GENERALES	15.00% * (E)	232.36
	(G) IMPREVISTOS	2.00% * (E+F)	35.63
	(H) UTILIDADES	9.00% * (E+F+G)	163.54
	(I) GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACT.	4.00% * (E+F+G+H)	79.22
	COSTO INDIRECTO		510.75
	PRECIO UNITARIO - TOTAL		2059.83
	PRECIO UNITARIO OFERTADO		2060.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : DISEÑO DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA QUILANGA
RUBRO : Tubería vibrada NS EC 0.8-2.0 ø250mm

UNIDAD : m.
FECHA : FEBRERO/94

(A) EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	MARCA	No.	C. HORARIO	RENDI./HORA	COSTO
Herramientas manuales (5% M.O.)					69.15
			EQUIPOS - TOTAL :		69.15

(B) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO
Tubería de H.S. EC ø 250 mm	m.	1.000	10500.00	10500.00
Cemento	Sac	0.032	9860.00	315.52
Arena Fina	m3	0.020	12000.00	240.00
Agua	Lt.	3.000	3.00	9.00
			MATERIALES - TOTAL:	11064.52

(C) MANO DE OBRA

No.	DESCRIPCION	S.N/HORA	F.S.R	OTROS	S.R./HORA	REND/HOR/HOM	COSTO
0.5	Maestro Secap	601.67	3.474		2090.20	0.2222	232.22
1	Albañil	453.38	4.059		1840.27	0.2222	408.91
2	Peón	376.25	4.437		1669.42	0.2222	741.89
					MANO DE OBRA - TOTAL:		1383.02

(D) TRANSPORTE

MATERIAL DE TRANSPORTE	DIST.(Km)	CANTIDAD	UNIDAD	RESUMEN(m3)	Tarif(U/Km)	COSTO
Tubería de H.S. EC ø 250 mm	113	1.00	m.		6	678.00
Cemento	113	0.03	Sac		30	108.48
Arena Fina	77	0.02	m3		679	1045.66
				TRANSPORTE - TOTAL:		1832.14
				(E) COSTO DIRECTO		14348.83

(E) COSTOS INDIRECTOS

			COSTO
COSTOS INDIRECTOS	(F) GASTOS GENERALES	15.00% * (E)	2152.32
	(G) IMPREVISTOS	2.00% * (E+F)	330.02
	(H) UTILIDADES	9.00% * (E+F+G)	1514.81
	(I) GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACT.	4.00% * (E+F+G+H)	733.84
	COSTO INDIRECTO		4730.99
	PRECIO UNITARIO - TOTAL		19079.82
	PRECIO UNITARIO OFERTADO		19080.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : DISEÑO DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA QUILANGA
RUBRO : Tubería vibrada HS EC 2.0-4.0 ø250mm

UNIDAD : m.
FECHA : FEBRERO/94

(A) EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	MARCA	No.	C. HORARIO	RENDI./HORA	COSTO
Herramientas manuales (5% M.O.)					77.80
			EQUIPOS - TOTAL :		77.80

(B) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO
Tubería de H.S. EC ø 250 mm	m.	1.000	10500.00	10500.00
Cemento	Sac	0.032	9860.00	315.52
Arena Fina	m3	0.020	12000.00	240.00
Agua	Lt.	3.000	3.00	9.00
			MATERIALES - TOTAL:	11064.52

(C) MANO DE OBRA

No.	DESCRIPCION	S.N/HORA	F.S.R	OTROS	S.R./HORA	REND/HOR/HOM	COSTO
0.5	Maestro Secap	601.67	3.474		2090.20	0.2500	261.28
1	Albañil	453.38	4.059		1840.27	0.2500	460.07
2	Peón	376.25	4.437		1669.42	0.2500	834.71
					MANO DE OBRA - TOTAL:		1556.06

(D) TRANSPORTE

MATERIAL DE TRANSPORTE	DIST.(Km)	CANTIDAD	UNIDAD	RESUMEN(m3)	Tarif(U/Km)	COSTO
Tubería de H.S. EC ø 250 mm	113	1.00	m.		6	678.00
Cemento	113	0.03	Sac		30	108.48
Arena Fina	77	0.02	m3		679	1045.66
				TRANSPORTE - TOTAL:		1832.14
				(E) COSTO DIRECTO		14530.52

(E) COSTOS INDIRECTOS

			COSTO
COSTOS INDIRECTOS	(F) GASTOS GENERALES	15.00% * (E)	2179.58
	(G) IMPREVISTOS	2.00% * (E+F)	334.20
	(H) UTILIDADES	9.00% * (E+F+G)	1533.99
	(I) GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACT.	4.00% * (E+F+G+H)	743.13
	COSTO INDIRECTO		4790.90
	PRECIO UNITARIO - TOTAL		19321.42
	PRECIO UNITARIO OFERTADO		19321.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : DISEÑO DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA QUILANGA
RUBRO : Tubería vibrada HS EC Ø.8-2.Ø ø300mm

UNIDAD : m.
FECHA : FEBRERO/94

(A) EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	MARCA	No.	C. HORARIO	RENDI./HORA	COSTO
Herramientas manuales (5% M.O.)					77.80
			EQUIPOS - TOTAL :		77.80

(B) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO
Tubería de H.S. EC ø 300 mm	m.	1.000	13500.00	13500.00
Cemento	Sac	0.035	9860.00	345.10
Arena Fina	m3	0.025	12000.00	300.00
Agua	Lt.	3.500	3.00	10.50
			MATERIALES - TOTAL:	14155.60

(C) MANO DE OBRA

No.	DESCRIPCION	S.N/HORA	F.S.R	OTROS	S.R./HORA	REND/HOR/HOM	COSTO
Ø.5	Maestro Secap	601.67	3.474		2090.20	Ø.2500	261.28
1	Albañil	453.38	4.059		1840.27	Ø.2500	460.07
2	Peón	376.25	4.437		1669.42	Ø.2500	834.71
					MANO DE OBRA - TOTAL:		1556.06

(D) TRANSPORTE

MATERIAL DE TRANSPORTE	DIST.(Km)	CANTIDAD	UNIDAD	RESUMEN(m3)	Tarif(U/Km)	COSTO
Tubería de H.S. EC ø 300 mm	113	1.00	m.		7	791.00
Cemento	113	Ø.04	Sac		30	118.65
Arena Fina	77	Ø.03	m3		679	1307.08
				TRANSPORTE - TOTAL:		2216.73
				(E) COSTO DIRECTO		18006.19

(E) COSTOS INDIRECTOS

			COSTO
COSTOS INDIRECTOS	(F) GASTOS GENERALES	15.00% * (E)	2700.93
	(G) IMPREVISTOS	2.00% * (E+F)	414.14
	(H) UTILIDADES	9.00% * (E+F+G)	1900.91
	(I) GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACT.	4.00% * (E+F+G+H)	920.89
	COSTO INDIRECTO		5936.87
	PRECIO UNITARIO - TOTAL		23943.05
	PRECIO UNITARIO OFERTADO		23943.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : DISEÑO DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA QUILANGA
RUBRO : Tubería vibrada HS EC 2.0-4.0 ø300mm

UNIDAD : m.
FECHA : FEBRERO/94

(A) EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	MARCA	No.	C. HORARIO	RENDI./HORA	COSTO
Herramientas manuales (5% M.O.)					88.91
			EQUIPOS - TOTAL :		88.91

(B) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO
Tubería de H.S. EC ø 300 mm	m.	1.000	13500.00	13500.00
Cemento	Sac	0.035	9860.00	345.10
Arena Fina	m3	0.025	12000.00	300.00
Agua	Lt.	3.500	3.00	10.50
			MATERIALES - TOTAL:	14155.60

(C) MANO DE OBRA

No.	DESCRIPCION	S.N/HORA	F.S.R	OTROS	S.R./HORA	REND/HOR/HOM	COSTO
0.5	Maestro Secap	601.67	3.474		2090.20	0.2857	298.59
1	Albañil	453.38	4.059		1840.27	0.2857	525.77
2	Peón	376.25	4.437		1669.42	0.2857	953.91
					MANO DE OBRA - TOTAL:		1778.27

(D) TRANSPORTE

MATERIAL DE TRANSPORTE	DIST.(Km)	CANTIDAD	UNIDAD	RESUMEN(m3)	Tarif(U/Km)	COSTO
Tubería de H.S. EC ø 300 mm	113	1.00	m.		7	791.00
Cemento	113	0.04	Sac		30	118.65
Arena Fina	77	0.03	m3		679	1307.08
				TRANSPORTE - TOTAL:		2216.73
				(E) COSTO DIRECTO		18239.51

(E) COSTOS INDIRECTOS

			COSTO
COSTOS INDIRECTOS	(F) GASTOS GENERALES	15.00% * (E)	2735.93
	(G) IMPREVISTOS	2.00% * (E+F)	419.51
	(H) UTILIDADES	9.00% * (E+F+G)	1925.54
	(I) GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACT.	4.00% * (E+F+G+H)	932.82
	COSTO INDIRECTO		6013.80
	PRECIO UNITARIO - TOTAL		24253.30
	PRECIO UNITARIO OFERTADO		24253.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : DISEÑO DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA QUILANGA
RUBRO : Tubería vibrada HS EC 0.8-2.0 ø350mm

UNIDAD : m.
FECHA : FEBRERO/94

(A) EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	MARCA	No.	C. HORARIO	RENDI./HORA	COSTO
Herramientas manuales (5% M.O.)					103.73
			EQUIPOS - TOTAL :		103.73

(B) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO
Tubería de H.S. EC ø 350 mm	m.	1.000	17500.00	17500.00
Cemento	Sac	0.035	9860.00	345.10
Arena Fina	m3	0.025	12000.00	300.00
Agua	Lt.	3.500	3.00	10.50
			MATERIALES - TOTAL:	18155.60

(C) MANO DE OBRA

No.	DESCRIPCION	S.N/HORA	F.S.R	OTROS	S.R./HORA	REND/HOR/HOM	COSTO
0.5	Maestro Secap	601.67	3.474		2090.20	0.3333	348.33
1	Albañil	453.38	4.059		1840.27	0.3333	613.36
2	Peón	376.25	4.437		1669.42	0.3333	1112.84
					MANO DE OBRA - TOTAL:		2074.53

(D) TRANSPORTE

MATERIAL DE TRANSPORTE	DIST.(Km)	CANTIDAD	UNIDAD	RESUMEN(m3)	Tarif(U/Km)	COSTO
Tubería de H.S. EC ø 350 mm	113	1.00	m.		7	791.00
Cemento	113	0.04	Sac		30	118.65
Arena Fina	77	0.03	m3		679	1307.08
				TRANSPORTE - TOTAL:		2216.73
				(E) COSTO DIRECTO		22550.58

(E) COSTOS INDIRECTOS

			COSTO
COSTOS INDIRECTOS	(F) GASTOS GENERALES	15.00% * (E)	3382.59
	(G) IMPREVISTOS	2.00% * (E+F)	518.66
	(H) UTILIDADES	9.00% * (E+F+G)	2380.67
	(I) GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACT.	4.00% * (E+F+G+H)	1153.30
	COSTO INDIRECTO		7435.22
	PRECIO UNITARIO - TOTAL		29985.80
	PRECIO UNITARIO OFERTADO		29986.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : DISEÑO DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA QUILANGA
RUBRO : Tubería vibrada NS EC 2.0-4.0 ø350mm

UNIDAD : m.
FECHA : FEBRERO/94

(A) EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	MARCA	No.	C. HORARIO	RENDI./HORA	COSTO
Herramientas manuales (5% M.O.)					111.13
			EQUIPOS - TOTAL :		111.13

(B) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO
Tubería de H.S. EC ø 350 mm	m.	1.000	17500.00	17500.00
Cemento	Sac	0.038	9860.00	374.68
Arena Fina	m3	0.028	12000.00	336.00
Agua	Lt.	4.000	3.00	12.00
			MATERIALES - TOTAL:	18222.68

(C) MANO DE OBRA

No.	DESCRIPCION	S.N/HORA	F.S.R	OTROS	S.R./HORA	REND/HOR/HOM	COSTO
0.5	Maestro Secap	601.67	3.474		2090.20	0.3571	373.21
1	Albañil	453.38	4.059		1840.27	0.3571	657.16
2	Peón	376.25	4.437		1669.42	0.3571	1192.30
					MANO DE OBRA - TOTAL:		2222.67

(D) TRANSPORTE

MATERIAL DE TRANSPORTE	DIST.(Km)	CANTIDAD	UNIDAD	RESUMEN(m3)	Tarif(U/Km)	COSTO
Tubería de H.S. EC ø 350 mm	113	1.00	m.		7	791.00
Cemento	113	0.04	Sac		30	128.82
Arena Fina	77	0.03	m3		679	1463.92
				TRANSPORTE - TOTAL:		2383.74
				(E) COSTO DIRECTO		22940.22

(E) COSTOS INDIRECTOS

			COSTO
COSTOS INDIRECTOS	(F) GASTOS GENERALES	15.00% * (E)	3441.03
	(G) IMPREVISTOS	2.00% * (E+F)	527.63
	(H) UTILIDADES	9.00% * (E+F+G)	2421.80
	(I) GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACT.	4.00% * (E+F+G+H)	1173.23
	COSTO INDIRECTO		7563.69
	PRECIO UNITARIO - TOTAL		30503.91
	PRECIO UNITARIO OFERTADO		30504.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : DISEMO DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA QUILANGA
RUBRO : Tubería vibrada HS EC 0.8-2.0 ø400mm

UNIDAD : m.
FECHA : FEBRERO/94

(A) EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

D E S C R I P C I O N	MARCA	No.	C. HORARIO	RENDI./HORA	COSTO
Herramientas manuales (5% M.O.)					103.73
			EQUIPOS - TOTAL :		103.73

(B) MATERIALES

D E S C R I P C I O N	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO
Tubería de H.S. EC ø 400 mm	m.	1.000	20000.00	20000.00
Cemento	Sac	0.038	9860.00	374.68
Arena Fina	m3	0.028	12000.00	336.00
Agua	Lt.	4.000	3.00	12.00
			MATERIALES - TOTAL:	20722.68

(C) MANO DE OBRA

No.	DESCRIPCION	S.N/HORA	F.S.R	OTROS	S.R./HORA	REND/HOR/HOM	COSTO
0.5	Maestro Secap	601.67	3.474		2090.20	0.3333	348.33
1	Albañil	453.38	4.059		1840.27	0.3333	613.36
2	Peón	376.25	4.437		1669.42	0.3333	1112.84
					MANO DE OBRA - TOTAL:		2074.53

(D) TRANSPORTE

MATERIAL DE TRANSPORTE	DIST.(Km)	CANTIDAD	UNIDAD	RESUMEN(m3)	Tarif(U/Km)	COSTO
Tubería de H.S. EC ø 400 mm	113	1.00	m.		8	904.00
Cemento	113	0.04	Sac		30	128.82
Arena Fina	77	0.03	m3		679	1463.92
				TRANSPORTE - TOTAL:		2496.74
				(E) COSTO DIRECTO		25397.68

(E) COSTOS INDIRECTOS

			COSTO
COSTOS INDIRECTOS	(F) GASTOS GENERALES	15.00% * (E)	3809.65
	(G) IMPREVISTOS	2.00% * (E+F)	584.15
	(H) UTILIDADES	9.00% * (E+F+G)	2681.23
	(I) GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACT.	4.00% * (E+F+G+H)	1298.91
		COSTO INDIRECTO	8373.94
		PRECIO UNITARIO - TOTAL	33771.63
		PRECIO UNITARIO OFERTADO	33772.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : DISEÑO DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA QUILANGA
RUBRO : Tubería vibrada HS EC 2.0-4.0 ø400mm

UNIDAD : m.
FECHA : FEBRERO/94

(A) EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	MARCA	No.	C. HORARIO	RENDI./HORA	COSTO
Herramientas manuales (5% M.O.)					124.48
			EQUIPOS - TOTAL :		124.48

(B) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO
Tubería de H.S. EC ø 400 mm	m.	1.000	20000.00	20000.00
Cemento	Sac	0.038	9860.00	374.68
Arena Fina	m3	0.028	12000.00	336.00
Agua	Lt.	4.000	3.00	12.00
			MATERIALES - TOTAL:	20722.68

(C) MANO DE OBRA

No.	DESCRIPCION	S.N/HORA	F.S.R	OTROS	S.R./HORA	REND/HOR/HOM	COSTO
0.5	Maestro Secap	601.67	3.474		2090.20	0.4000	418.04
1	Albañil	453.38	4.059		1840.27	0.4000	736.11
2	Peón	376.25	4.437		1669.42	0.4000	1335.54
					MANO DE OBRA - TOTAL:		2489.69

(D) TRANSPORTE

MATERIAL DE TRANSPORTE	DIST.(Km)	CANTIDAD	UNIDAD	RESUMEN(m3)	Tarif(U/Km)	COSTO
Tubería de H.S. EC ø 400 mm	113	1.00	m.		8	904.00
Cemento	77	0.04	Sac		30	87.78
Arena Fina	77	0.03	m3		679	1463.92
				TRANSPORTE - TOTAL:		2455.70
				(E) COSTO DIRECTO		25792.55

(E) COSTOS INDIRECTOS

			COSTO
COSTOS INDIRECTOS	(F) GASTOS GENERALES	15.00% * (E)	3868.88
	(G) IMPREVISTOS	2.00% * (E+F)	593.23
	(H) UTILIDADES	9.00% * (E+F+G)	2722.92
	(I) GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACT.	4.00% * (E+F+G+H)	1319.10
	COSTO INDIRECTO		8504.14
	PRECIO UNITARIO - TOTAL		34296.69
	PRECIO UNITARIO OFERTADO		34297.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : DISEÑO DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA QUILANGA
RUBRO : Pozos revisión 0.8 - 2.0 m

UNIDAD : u.
FECHA : FEBRERO/94

(A) EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	MARCA	No.	C. HORARIO	RENDI./HORA	COSTO
Herramientas manuales (5% M.O.)					4315.93
			EQUIPOS - TOTAL :		4315.93

(B) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO
Cemento	Sac	8.000	9860.00	78880.00
Arena gruesa	m3	0.300	12000.00	3600.00
Grava	m3	0.600	12000.00	7200.00
Arena Fina	m3	0.500	12000.00	6000.00
Piedra	m3	0.400	12000.00	4800.00
Ladrillo	U.	550.000	120.00	66000.00
Hierro	Kg	16.000	1100.00	17600.00
Tapa de hierro fundido	U.	1.000	120000.00	120000.00
		MATERIALES - TOTAL:		304080.00

(C) MANO DE OBRA

No.	DESCRIPCION	S.N/HORA	F.S.R	OTROS	S.R./HORA	REND/HOR/HOM	COSTO
1	Albañil	453.38	4.059		1840.27	16.6667	30671.23
2	Peón	376.25	4.437		1669.42	16.6667	55647.44
					MANO DE OBRA - TOTAL:		86318.67

(D) TRANSPORTE

MATERIAL DE TRANSPORTE	DIST.(Km)	CANTIDAD	UNIDAD	RESUMEN(m3)	Tarif(U/Km)	COSTO
Cemento	77	8.00	Sac		30	18480.00
Arena gruesa	77	0.30	m3		679	15684.90
Hierro	113	16.00	Kg		0.6	1084.80
Arena Fina	77	0.50	m3		679	26141.50
Ladrillo	77	550.00	U.		0.4	16940.00
				TRANSPORTE - TOTAL:		78331.20
				(E) COSTO DIRECTO		473045.00

(E) COSTOS INDIRECTOS

			COSTO
COSTOS INDIRECTOS	(F) GASTOS GENERALES	15.00% * (E)	70956.87
	(G) IMPREVISTOS	2.00% * (E+F)	10880.05
	(H) UTILIDADES	9.00% * (E+F+G)	49939.45
	(I) GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACT.	4.00% * (E+F+G+H)	24192.89
	COSTO INDIRECTO		155969.26
	PRECIO UNITARIO - TOTAL		629015.06
	PRECIO UNITARIO OFERTADO		629015.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : DISEÑO DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA QUILANGA
RUBRO : Pozos revisión 2.0 - 4.0 m

UNIDAD : u.
FECHA : FEBRERO/94

(A) EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	MARCA	No.	C. HORARIO	RENDI./HORA	COSTO
Herramientas manuales (5% M.O.)					6473.89
			EQUIPOS - TOTAL :		6473.89

(B) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO
Cemento	Sac	12.000	9860.00	118320.00
Arena gruesa	m3	0.300	12000.00	3600.00
Grava	m3	0.600	12000.00	7200.00
Arena Fina	m3	0.800	12000.00	9600.00
Piedra	m3	0.400	12000.00	4800.00
Ladrillo	U.	1200.000	120.00	144000.00
Hierro	Kg	19.000	1100.00	20900.00
Tapa de hierro fundido	U.	1.000	120000.00	120000.00
		MATERIALES - TOTAL:		428420.00

(C) MANO DE OBRA

No.	DESCRIPCION	S.N/HORA	F.S.R	OTROS	S.R./HORA	REND/HOR/HOM	COSTO
1	Albañil	453.30	4.059		1840.27	25.0000	46006.75
2	Peón	376.25	4.437		1669.42	25.0000	83471.00
					MANO DE OBRA - TOTAL:		129477.75

(D) TRANSPORTE

MATERIAL DE TRANSPORTE	DIST.(Km)	CANTIDAD	UNIDAD	RESUMEN(m3)	Tarif(U/Km)	COSTO
Cemento	77	12.00	Sac		30	27720.00
Arena gruesa	77	0.30	m3		679	15684.90
Hierro	113	19.00	Kg		0.6	1288.20
Arena Fina	77	0.80	m3		679	41826.40
Ladrillo	77	1200.00	U.		0.4	36960.00
				TRANSPORTE - TOTAL:		123479.50
				(E) COSTO DIRECTO		687851.14

(E) COSTOS INDIRECTOS

			COSTO
COSTOS INDIRECTOS	(F) GASTOS GENERALES	15.00% * (E)	103177.67
	(G) IMPREVISTOS	2.00% * (E+F)	15820.56
	(H) UTILIDADES	9.00% * (E+F+G)	72616.44
	(I) GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACT.	4.00% * (E+F+G+H)	35178.63

COSTO INDIRECTO	226793.33
PRECIO UNITARIO - TOTAL	914644.47
PRECIO UNITARIO OFERTADO	914644.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : DISEÑO DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA QUILANGA
RUBRO : Conexión Domiciliaria con caja de revisión y tapa
UNIDAD : u.
FECHA : FEBRERO/94

(A) EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

D E S C R I P C I O N	MARCA	No.	C. HORARIO	RENDI./HORA	COSTO
Herramientas manuales (5% M.O.)					438.71
			EQUIPOS - TOTAL :		438.71

(B) MATERIALES

D E S C R I P C I O N	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO
Cemento	Sac	0.420	9860.00	4141.20
Arena gruesa	m3	0.040	12000.00	480.00
Grava	m3	0.070	12000.00	840.00
Piedra	m3	0.050	12000.00	600.00
Arena Fina	m3	0.030	12000.00	360.00
Agua	Lt.	15.000	3.00	45.00
Ladrillo	U.	30.000	120.00	3600.00
Tubería de H.S. EC ø 150 mm	m.	5.000	5000.00	25000.00
		MATERIALES - TOTAL:		35066.20

(C) MANO DE OBRA

No.	DESCRIPCION	S.N/HORA	F.S.R	OTROS	S.R./HORA	REND/HOR/HOM	COSTO
1	AlbaÑil	453.38	4.059		1840.27	2.5000	4600.68
1	Peón	376.25	4.437		1669.42	2.5000	4173.55
					MANO DE OBRA - TOTAL:		8774.23

(D) TRANSPORTE

MATERIAL DE TRANSPORTE	DIST.(Km)	CANTIDAD	UNIDAD	RESUMEN(m3)	Tarif(U/Km)	COSTO
Cemento	77	0.42	Sac		30	970.20
Arena gruesa	77	0.04	m3		679	2091.32
Grava	77	0.07	m3		679	3659.81
Ladrillo	77	30.00	U.		0.4	924.00
Tubería de H.S. EC ø 150 mm	113	7.00	m.		5	3955.00
				TRANSPORTE - TOTAL:		11600.33
				(E) COSTO DIRECTO		55879.47

(E) COSTOS INDIRECTOS

			COSTO
COSTOS INDIRECTOS	(F) GASTOS GENERALES	15.00% * (E)	8381.92
	(G) IMPREVISTOS	2.00% * (E+F)	1285.23
	(H) UTILIDADES	9.00% * (E+F+G)	5899.20
	(I) GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACT.	4.00% * (E+F+G+H)	2857.83

COSTO INDIRECTO	18424.18
PRECIO UNITARIO - TOTAL	74303.65
PRECIO UNITARIO OFERTADO	74304.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : DISEÑO DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA QUILANGA
RUBRO : Relleno compactado

UNIDAD : m3
FECHA : FEBRERO/94

(A) EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	MARCA	No.	C. HORARIO	RENDI./HORA	COSTO
Compactador mecánico		1.00	6000.00	0.1250	750.00
Herramientas manuales (5% M.O.)					42.80
				EQUIPOS - TOTAL :	792.80

(B) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO
			MATERIALES - TOTAL:	

(C) MANO DE OBRA

No.	DESCRIPCION	S.N/HORA	F.S.R	OTROS	S.R./HORA	REND/HOR/HOM	COSTO
1	Albañil	453.38	4.059		1840.27	0.1250	230.03
3	Peón	376.25	4.437		1669.42	0.1250	626.03
					MANO DE OBRA - TOTAL:		856.06

(D) TRANSPORTE

MATERIAL DE TRANSPORTE	DIST.(Km)	CANTIDAD	UNIDAD	RESUMEN(m3)	Tarif(U/Km)	COSTO
				TRANSPORTE - TOTAL:		
				(E) COSTO DIRECTO		1648.86

(E) COSTOS INDIRECTOS

			COSTO
COSTOS INDIRECTOS	(F) GASTOS GENERALES	15.00% * (E)	247.33
	(G) IMPREVISTOS	2.00% * (E+F)	37.92
	(H) UTILIDADES	9.00% * (E+F+G)	174.07
	(I) GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACT.	4.00% * (E+F+G+H)	84.33
	COSTO INDIRECTO		543.65
	PRECIO UNITARIO - TOTAL		2192.51
	PRECIO UNITARIO OFERTADO		2193.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : DISEÑO DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA QUILANGA
RUBRO : Sumidero de calzada

UNIDAD : u.
FECHA : FEBRERO/94

(A) EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	MARCA	No.	C. HORARIO	RENDI./HORA	COSTO
Herramientas manuales (5% M.O.)					413.68
			EQUIPOS - TOTAL :		413.68

(B) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO
Cemento	Sac	1.000	9860.00	9860.00
Arena gruesa	m3	0.040	12000.00	480.00
Grava	m3	0.080	12000.00	960.00
Arena Fina	m3	0.100	12000.00	1200.00
Tetera de H.S. ø 500 mm	u.	1.000	28000.00	28000.00
Rejilla de sumidero	u.	1.000	85000.00	85000.00
Tubería de H.S. EC ø 150 mm	m.	7.000	5000.00	35000.00
			MATERIALES - TOTAL:	160500.00

(C) MANO DE OBRA

No.	DESCRIPCION	S.N/HORA	F.S.R	OTROS	S.R./HORA	REND/HOR/HOM	COSTO
0.3	Maestro Secap	601.67	3.474		2090.20	2.0000	1254.12
1	Albañil	453.38	4.059		1840.27	2.0000	3680.54
1	Peón	376.25	4.437		1669.42	2.0000	3338.84
					MANO DE OBRA - TOTAL:		8273.50

(D) TRANSPORTE

MATERIAL DE TRANSPORTE	DIST.(Km)	CANTIDAD	UNIDAD	RESUMEN(m3)	Tarif(U/Km)	COSTO
Cemento	77	1.00	Sac		30	2310.00
Tetera de H.S. ø 500 mm	113	1.00	u.		5	565.00
Rejilla de sumidero	113	1.00	u.		10	1130.00
Tubería de H.S. EC ø 150 mm	113	7.00	m.		5	3955.00
				TRANSPORTE - TOTAL:		7960.00
				(E) COSTO DIRECTO		177147.18

(E) COSTOS INDIRECTOS

			COSTO
COSTOS INDIRECTOS	(F) GASTOS GENERALES	15.00% * (E)	26572.08
	(G) IMPREVISTOS	2.00% * (E+F)	4074.39
	(H) UTILIDADES	9.00% * (E+F+G)	18701.43
	(I) GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACT.	4.00% * (E+F+G+H)	9059.80
	COSTO INDIRECTO		58407.69
	PRECIO UNITARIO - TOTAL		235554.87
	PRECIO UNITARIO OFERTADO		235555.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : DISEÑO DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA QUILANGA
RUBRO : Transporte y Desalojo de Material hasta 5 Km
UNIDAD : m3
FECHA : FEBRERO/94

(A) EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

D E S C R I P C I O N	MARCA	No.	C. HORARIO	RENDI./HORA	COSTO
Volquete		1.00	39947.00	0.1000	3994.70
Herramientas manuales (5% M.O.)					25.74
			EQUIPOS - TOTAL :		4020.44

(B) MATERIALES

D E S C R I P C I O N	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO
		MATERIALES - TOTAL:		

(C) MANO DE OBRA

No.	DESCRIPCION	S.N/HORA	F.S.R	OTROS	S.R./HORA	REND/HOR/HOM	COSTO
1	Chofer clase I	439.58	4.117		1809.75	0.1000	180.98
2	Peón	376.25	4.437		1669.42	0.1000	333.88
					MANO DE OBRA - TOTAL:		514.86

(D) TRANSPORTE

MATERIAL DE TRANSPORTE	DIST.(Km)	CANTIDAD	UNIDAD	RESUMEN(m3)	Tarif(U/Km)	COSTO
				TRANSPORTE - TOTAL:		
				(E) COSTO DIRECTO		4535.30

(E) COSTOS INDIRECTOS

			COSTO
COSTOS INDIRECTOS	(F) GASTOS GENERALES	15.00% * (E)	680.29
	(G) IMPREVISTOS	2.00% * (E+F)	104.31
	(H) UTILIDADES	9.00% * (E+F+G)	478.79
	(I) GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACT.	4.00% * (E+F+G+H)	231.95

COSTO INDIRECTO	1495.35
PRECIO UNITARIO - TOTAL	6030.65
PRECIO UNITARIO OFERTADO	6031.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : DISEÑO DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA QUILANGA
RUBRO : Hormigón simple f'c = 180 Kg/cm2
Incluye transporte
UNIDAD : m3
FECHA : FEBRERO/94

(A) EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	MARCA	No.	C. HORARIO	RENDI./HORA	COSTO
Concretera		1.00	6000.00	1.3333	7999.80
Vibrador		1.00	6000.00	1.3333	7999.80
Herramientas manuales (5% M.O.)					1135.70
			EQUIPOS - TOTAL :		17135.30

(B) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO
Cemento	Sac	6.800	9860.00	67048.00
Arena gruesa	m3	0.650	12000.00	7800.00
Grava	m3	0.950	12000.00	11400.00
Agua	Lt.	180.000	3.00	540.00
Encofrado	Global	1.000	15330.00	15330.00
			MATERIALES - TOTAL:	102118.00

(C) MANO DE OBRA

No.	DESCRIPCION	S.N/HORA	F.S.R	OTROS	S.R./HORA	REND/HOR/HOM	COSTO
1	Albañil	453.38	4.059		1840.27	1.3333	2453.63
8	Peón	376.25	4.437		1669.42	1.3333	17806.70
1	Carpintero	453.38	4.059		1840.27	1.3333	2453.63
					MANO DE OBRA - TOTAL:		22713.96

(D) TRANSPORTE

MATERIAL DE TRANSPORTE	DIST.(Km)	CANTIDAD	UNIDAD	RESUMEN(m3)	Tarif(U/Km)	COSTO
Cemento	77	6.80	Sac		30	15708.00
Arena gruesa	77	0.65	m3		240	12012.00
Grava	77	0.95	m3		240	17556.00
				TRANSPORTE - TOTAL:		45276.00
				(E) COSTO DIRECTO		187243.26

(E) COSTOS INDIRECTOS

			COSTO
COSTOS INDIRECTOS	(F) GASTOS GENERALES	15.00% * (E)	28086.49
	(G) IMPREVISTOS	2.00% * (E+F)	4306.59
	(H) UTILIDADES	9.00% * (E+F+G)	19767.27
	(I) GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACT.	4.00% * (E+F+G+H)	9576.14
	COSTO INDIRECTO		61736.50
	PRECIO UNITARIO - TOTAL		248979.76
	PRECIO UNITARIO OFERTADO		248980.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : DISEÑO DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA QUILANGA
RUBRO : H° ciclópleo 60% H° Simple f'c=140 Kg/cm2 + 40% piedra
Incluye transporte

UNIDAD : m3
FECHA : FEBRERO/94

(A) EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	MARCA	No.	C. HORARIO	RENDI./HORA	COSTO
Concretera		1.00	6000.00	1.1429	6857.40
Vibrador		1.00	6000.00	1.1429	6857.40
Herramientas manuales (5% M.O.)					996.70
			EQUIPOS - TOTAL :		14711.50

(B) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO
Cemento	Sac	3.000	9860.00	29580.00
Arena gruesa	m3	0.300	12000.00	3600.00
Grava	m3	0.600	12000.00	7200.00
Piedra	m3	0.500	12000.00	6000.00
Agua	Lt.	180.000	3.00	540.00
Encofrado	Global	1.000	15330.00	15330.00
			MATERIALES - TOTAL:	62250.00

(C) MANO DE OBRA

No.	DESCRIPCION	S.N/HORA	F.S.R	OTROS	S.R./HORA	REND/HOR/HOM	COSTO
0.2	Maestro mayor	538.75	3.766		2028.93	1.1429	463.77
1	Albañil	453.38	4.059		1840.27	1.1429	2103.24
8	Peón	376.25	4.437		1669.42	1.1429	15263.84
1	Carpintero	453.38	4.059		1840.27	1.1429	2103.24
					MANO DE OBRA - TOTAL:		19934.09

(D) TRANSPORTE

MATERIAL DE TRANSPORTE	DIST.(Km)	CANTIDAD	UNIDAD	RESUMEN(m3)	Tarif(U/Km)	COSTO
Cemento	113	3.00	Sac		30	10170.00
Arena gruesa	77	0.30	m3		679	15684.90
Grava	77	0.60	m3		679	31369.80
Piedra	77	0.50	m3		679	26141.50
				TRANSPORTE - TOTAL:		83366.20
				(E) COSTO DIRECTO		180261.79

(E) COSTOS INDIRECTOS

			COSTO
COSTOS INDIRECTOS	(F) GASTOS GENERALES	15.00% * (E)	27039.27
	(G) IMPREVISTOS	2.00% * (E+F)	4146.02
	(H) UTILIDADES	9.00% * (E+F+G)	19030.24
	(I) GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACT.	4.00% * (E+F+G+H)	9219.09
	COSTO INDIRECTO		59434.62
	PRECIO UNITARIO - TOTAL		239696.41
	PRECIO UNITARIO OFERTADO		239696.00

ANALISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO : DISEÑO DEL ALCANTARILLADO PLUVIAL PARA QUILANGA
RUBRO : Hierro estructural
Incluye instalación

UNIDAD : Kg
FECHA : FEBRERO/94

(A) EQUIPOS Y HERRAMIENTAS

DESCRIPCION	MARCA	No.	C. HORARIO	RENDI./HORA	COSTO
Cizalla		1.00	800.00	0.0400	32.00
			EQUIPOS - TOTAL :		32.00

(B) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	COSTO UNIT.	COSTO
Hierro	Kg	1.100	1100.00	1210.00
Alambre de amarre #18	Kg	0.050	2000.00	100.00
		MATERIALES - TOTAL:		1310.00

(C) MANO DE OBRA

No.	DESCRIPCION	S.N/HORA	F.S.R	OTROS	S.R./HORA	REND/HOR/HOM	COSTO
1	Fierrero	453.38	4.059		1840.27	0.0400	73.61
1	Ayu. Fierrero	401.75	4.296		1725.92	0.0400	69.04
					MANO DE OBRA - TOTAL:		142.65

(D) TRANSPORTE

MATERIAL DE TRANSPORTE	DIST.(Km)	CANTIDAD	UNIDAD	RESUMEN(m3)	Tarif(U/Km)	COSTO
Hierro	113	1.10	Kg		0.6	74.58
Alambre de amarre #18	113	0.05	Kg		0.6	3.39
				TRANSPORTE - TOTAL:		77.97
				(E) COSTO DIRECTO		1562.62

(E) COSTOS INDIRECTOS

			COSTO
COSTOS INDIRECTOS	(F) GASTOS GENERALES	15.00% * (E)	234.39
	(G) IMPREVISTOS	2.00% * (E+F)	35.94
	(H) UTILIDADES	9.00% * (E+F+G)	164.97
	(I) GASTOS DE FINANCIAMIENTO Y CONTRACT.	4.00% * (E+F+G+H)	79.92

COSTO INDIRECTO	515.22
PRECIO UNITARIO - TOTAL	2077.84
PRECIO UNITARIO OFERTADO	2078.00

7.3 PRESUPUESTO TOTAL DE UNA OBRA.

7.3.1 PRECIO TOTAL.

El precio total de una obra se la obtiene multiplicando la cantidad por el precio unitario de un rubro.

El presupuesto total de una obra lo obtenemos de la suma de los precios totales de todos los rubros que intervienen en una obra.

PRESUPUESTO PARA EL ALCANTARILLADO PLUVIAL DE QUILANGA

1.- ALCANTARILLADO PLUVIAL

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO PARCIAL
Replanteo y nivelación	m	1 800.0	311.0	559 800.0
Desbroce y limpieza	Ha	1.2	397 083.0	476 500.0
Excavación a máquina 0.8-2.0 m	m3	1 195.0	4 479.0	5 352 405.0
Excavación a máquina 2.0-4.0 m	m3	664.0	5 094.0	3 382 416.0
Excavación en roca	m3	465.0	13 462.0	6 259 830.0
Excavación material sin clasificar (a mano)	m3	650.0	8 478.0	5 510 700.0
Limpieza de derrumbes	m3	850.0	3 626.0	3 082 100.0
Entibados	m2	630.0	3 413.0	2 150 190.0
Rezanteo de zanjas	m	1 740.0	2 060.0	3 584 400.0
Tubería vibrada H.S. 0.8-2.0m ø250 mm	m	965.0	19 080.0	18 412 200.0
Tubería vibrada H.S. 2.0-4.0m ø250 mm	m	228.0	19 321.0	4 405 188.0
Tubería vibrada H.S. 0.8-2.0m ø300 mm	m	265.0	23 943.0	6 344 895.0
Tubería vibrada H.S. 2.0-4.0m ø300 mm	m	200.0	24 253.0	4 850 600.0
Tubería vibrada H.S. 0.8-2.0m ø350 mm	m	67.0	29 986.0	2 009 062.0
Tubería vibrada H.S. 2.0-4.0m ø350 mm	m	14.0	30 504.0	427 056.0
Tubería vibrada H.S. 0.8-2.0m ø400 mm	m	7.0	33 772.0	236 404.0
Tubería vibrada H.S. 2.0-4.0m ø400 mm	m	7.0	34 297.0	240 079.0
Pozo de revisión 0.8-2.0m	u	37.0	629 015.0	23 273 555.0
Pozo de revisión 2.0-4.0m	u	9.0	914 644.0	8 231 796.0
Conexión domiciliaria	u	60.0	74 304.0	4 458 240.0
Relleno compactado	m3	1 500.0	2 193.0	3 289 500.0
Sumidero de calzada	u	121.0	235 555.0	28 502 155.0
Transporte y desalojo de material	m3	650.0	6 031.0	3 920 150.0
C A N A L E S :				
Excavación a mano	m3	73.0	8 478.0	618 894.0
H.S. f'c = 180 Kg/cm2	m3	33.0	248 980.0	8 216 340.0
			TOTAL S/.	147 794 455.0

SON: CIENTO CUARENTA Y SIETE MILLONES SETECIENTOS NOVENTA Y CUATRO MIL CUATROCIENTOS - CINCUENTA Y CUATRO SUCRES

PRESUPUESTO PARA EL ALCANTARILLADO PLUVIAL DE QUILANGA

2.- ENCAUSAMIENTO DE LA QUEBRADA "SIN NOMBRE"

D E S C R I P C I O N	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNITARIO	PRECIO PARCIAL
Replanteo y nivelación	m	547.Ø	311.Ø	17Ø 117.Ø
Desbroce y limpieza	m2	3 284.Ø	3Ø4.Ø	998 336.Ø
Excavac. de zanja con presecia de agua a mano	m3	2 1Ø1.Ø	2Ø 111.Ø	42 253 211.Ø
H. Ciclopeo (4Ø% Piedra y 6Ø H.S. f'c=14Ø)	m3	2 6ØØ.Ø	239 696.Ø	623 2Ø9 6ØØ.Ø
Hormigón Simple f'c=18Ø Kg/cm2	m3	132.Ø	248 98Ø.Ø	32 865 36Ø.Ø
Hierro Estructural	Kg	12 688.Ø	2 Ø78.Ø	26 365 664.Ø
			TOTAL S/.	725 862 288.Ø

SON: SETECIENTOS VEINTICINCO MILLONES OCHOCIENTOS SESENTA Y DOS MIL DOCIENTOS - OCHENTA Y OCHO SUCRES

7.4 FORMULA POLINOMICA DE REAJUSTE DE PRECIOS[16]

7.4.1 CONCEPTOS BASICOS.

El sistema de reajuste de precios contemplado en la ley de contratación pública y su reglamento se basa en la determinación y aplicación de precios e índice de precios de los componentes de las obras.

7.4.2 SALARIO MINIMO VITAL.

Es el valor mínimo que debe recibir en efectivo un trabajador por los servicios prestados en una jornada de trabajo.

7.4.3 SALARIO MINIMO.

Es el valor que debe recibir un trabajador en base a lo establecido por las comisiones sectoriales por la rama de actividades económicas.

7.4.4 CATEGORIA.

Corresponde a los diferentes elementos de clasificación que deben emplearse de acuerdo

---

[16]VALDIVIESO RENAN, Ing. y otros, Instructivo para elaborar la fórmula polinómica, Cuadrilla Tipo, Dri. de Construcción, Dpto. de Costos y Especificaciones, Precios Unitarios Referenciales, INERHI. Folleto. Volumen No 2, Junio 1989, Quito.

a la rama de actividad económica.

7.4.5 INDICE DE PRECIOS.

Es el número que se obtiene de dividir el precio de un componente principal en una fecha determinada para el precio del mismo componente en el período base multiplicado por cien.

7.4.6 INDICE UNIFICADO DE PRECIOS.

Es el número que se obtiene de dividir el promedio de precios de varios elementos similares o afines, en una fecha determinada para el promedio de los precios en el período base multiplicado por cien.

7.4.7 ELABORACION DE LA FORMULA POLINOMICA.

7.4.7.1 DETERMINACION DE LOS COEFICIENTES.

Para la determinación de los coeficientes de la fórmula polinómica se utilizarán los análisis de precios unitarios de las propuestas adjudicadas y seguirán los siguientes pasos:

1. Transcribir las cantidades determinados de cada rubro

al contratarse.

2. Transcribir el valor de las componentes de los precios unitarios directos.

3. Registrados los datos de rubro, número, concepto, cantidad, componentes de mano de obra, combustibles, repuestos, etc.(tomado de los precios unitarios de la oferta adjudicada), se procederá a multiplicar la cantidad de cada rubro por el valor de cada componente y se escribirá su resultado en el casillero de su respectivo componente.

NOTA: Cuando intervienen rubros de diferentes porcentajes de costos indirectos se tienen que calcular con los costos totales y no solo con los costos directos, es decir a cada valor del desglose agregar el respectivo costo

directo.

4. Se deberá realizar la sumatoria de cada componente y sus valores serán anotados en el subtotal.

5. Luego se ejecutará la sumatoria de los subtotales y se escribirá su valor en el casillero costo total directo.

6. A continuación se obtendrán los coeficientes dividiendo cada subtotal para el costo directo total. los resultados deberán expresarse con tres cifras decimales y la sumatoria debera ser igual a la unidad.

7. El coeficiente de los otros componentes considerados como "no principales" no deben exceder de 0.20

8. Constarán como componentes principales aquellos que independientemente o agrupados según lo previsto en la ley de contratación pública tengan mayor incidencia en el costo de la obra: su número no excederá de 10 elementos, sin embargo si la totalidad de componentes no llegara a esta cifra se podrá considerar como principales a todas.

9. Finalmente se elabora la fórmula polinómica en la que constarán los coeficientes que multiplican a los índices de sus respectivos componentes cuya fórmula es la siguiente para estos casos.

Pr=Po(p1*B1/B0+p2*C1/C0+p3*D1/D0+p...pn*X1/X0

JUSTIFICATIVO COEFICIENTES FORMULA MATEMATICA

PROYECTO ALCANTARILLADO PLUVIAL
LUGAR CANTON QUILANGA

RUBRO	CANTIDAD	MANO DE OBRA (B) S/. R	S/. T	COMBUSTIBLE (C) S/. R	S/. T	REPUESTOS (D) S/. R	S/. T	EQUIPO (E) S/. R	S/. T	CEMENTO (F) S/. R	S/. T
REPLANTEO Y NIVELACION	1800.00	134.19	241542.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
DESBROCE Y LIMPIEZA	1.20	11512.66	13815.19	0.00	0.00	0.00	0.00	287110.52	344532.62	0.00	0.00
EXCAV.A MAQUINA 0.8-2 M	1195.00	168.13	200915.35	0.00	0.00	0.00	0.00	3200.00	3824000.00	0.00	0.00
EXCAV.A MAQUINA 2-4 M	664.00	191.25	126990.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3640.00	2416960.00	0.00	0.00
EXCAVACION EN ROCA	465.00	174.46	81123.90	0.00	0.00	0.00	0.00	2322.32	1079878.80	0.00	0.00
EXC. MATERIAL SIN CLASIFICAR	723.00	6072.08	4390113.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
LIMPIEZA DE DERRUMBES	850.00	2596.82	2207297.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
ENTIBADOS	630.00	701.93	442215.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
REZANTEO DE ZANJAS	1740.00	1475.31	2567039.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
TUB.VIB. H.S. 0.8-2 M ø250MM	965.00	1383.02	1334614.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	424.00	409160.00
TUB.VIB. H.S. 2-4 M ø250MM	228.00	1556.06	354781.68	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	424.00	96672.00
TUB.VIB. H.S. 0.8-2 M ø300MM	265.00	1556.06	412355.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	463.75	122893.75
TUB.VIB. H.S. 2-4 M ø300MM	200.00	1778.27	355654.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	463.75	92750.00
TUB.VIB. H.S. 0.8-2 M ø350MM	67.00	2074.53	138993.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	463.75	31071.25
TUB.VIB. H.S. 2-4 M ø350MM	14.00	2222.67	31117.38	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	503.50	7049.00
TUB.VIB. H.S. 0.8-2 M ø400MM	7.00	2074.53	14521.71	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	503.50	3524.50
TUB.VIB. H.S. 2-4 M ø400MM	7.00	2489.69	17427.83	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	462.46	3237.22
POZO DE REVISION 0.8-2 M	37.00	86318.67	3193790.79	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	97360.00	3602320.00
POZO DE REVISION 2-4 M	9.00	129477.75	1165299.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	146040.00	1314360.00
CONEXION DOMICILIARIA	60.00	8774.23	526453.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	5111.40	306684.00
RELLENO COMPACTADO	1500.00	856.06	1284090.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SUMIDERO DE CALZADA	121.00	8273.50	1001093.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	12170.00	1472570.00
TRANS.Y DESALOJO DE MATERIAL	650.00	514.86	334659.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3994.70	2596555.00	0.00	0.00
H.S. F'C=180 KG/CM2	33.00	22713.96	749560.68	0.00	0.00	0.00	0.00	15999.60	527986.80	82756.00	2730948.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	0.00	0.00	1166890.45	0.00	863193.06	0.00	2805377.44	0.00	10789913.22	0.00	0.00
SUB TOTAL			22372356.86		863193.06		2805377.44		5610754.87		10193239.72
COEFICIENTE			0.201		0.008		0.025		0.050		0.092

FORMULA GENERAL Pr=Po< 0.201 B1/B0+ 0.008 C1/C0+ 0.025 D1/D0+ 0.050 E1/E0+

CONTINUA ...

MONTO CONTRATO : 147'794.455,00
FECHA : FEBRERO/94

TUB. H.S. VIBR. (G) S/. R	S/. T	EXPLOSIVOS (H) S/. R	S/. T	MATERIAL PETREO (I) S/. R	S/. T	TAPAS DE HIERRO (J) S/. R	S/. T	LADRILLO (K) S/. R	S/. T	OTROS (M) S/. R	S/. T	COSTOS DIRECTOS	COSTO TOTAL S/. T
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	180000.00	234.19	421542.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	298623.18	358347.81
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3368.13	4024915.35
0.00	0.00	7627.50	3546787.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3831.25	2543950.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10124.28	4707790.20
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	303.60	219502.80	6375.58	4609616.64
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	129.84	110364.00	2726.66	2317661.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1865.10	1175013.00	2567.03	1617228.90
11178.00	10786770.00	0.00	0.00	1285.66	1240661.90	0.00	0.00	0.00	0.00	73.77	128359.80	1549.08	2695399.20
11178.00	2548584.00	0.00	0.00	1285.66	293130.48	0.00	0.00	0.00	0.00	78.15	75414.75	14348.83	13846620.95
14291.00	3787115.00	0.00	0.00	1607.08	425876.20	0.00	0.00	0.00	0.00	86.80	19790.40	14530.52	3312958.56
14291.00	2858200.00	0.00	0.00	1607.08	321416.00	0.00	0.00	0.00	0.00	88.30	23399.50	18006.19	4771640.35
18291.00	1225497.00	0.00	0.00	1607.08	107674.36	0.00	0.00	0.00	0.00	99.41	19882.00	18239.51	3647902.00
18291.00	256074.00	0.00	0.00	1799.92	25198.88	0.00	0.00	0.00	0.00	114.23	7653.41	22550.59	1510889.53
20904.00	146328.00	0.00	0.00	1799.92	12599.44	0.00	0.00	0.00	0.00	123.13	1723.82	22940.22	321163.08
20904.00	146328.00	0.00	0.00	1799.92	12599.44	0.00	0.00	0.00	0.00	115.73	810.11	25397.68	177783.76
0.00	0.00	0.00	0.00	63426.40	2346776.80	120000.00	4440000.00	82940.00	3068780.00	136.48	955.36	25792.55	180547.85
0.00	0.00	0.00	0.00	82711.30	744401.70	120000.00	1080000.00	180960.00	1628640.00	23000.73	851027.01	473045.80	17502694.60
28955.00	1737300.00	0.00	0.00	8031.13	481867.80	0.00	0.00	4524.00	271440.00	28662.09	257958.81	687851.14	6190660.26
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	483.71	29022.60	55879.47	3352768.20
38955.00	4713555.00	0.00	0.00	2640.00	319440.00	0.00	0.00	0.00	0.00	792.80	1189200.00	1648.86	2473290.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	115108.68	13928150.28	177147.18	21434808.78
0.00	0.00	0.00	0.00	48768.00	1609344.00	0.00	0.00	0.00	0.00	25.74	16731.00	4535.30	2947945.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	17005.70	561188.10	187243.26	6179027.58
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	28205751.00		3546787.50		7940987.00		5520000.00		4968860.00		18796146.75		111147151.60
	0.254		0.032		0.071		0.050		0.045		0.169		1

0.092 F1/F0+ 0.254 G1/G0+ 0.032 H1/H0+ 0.071 I1/I0+ 0.050 J1/J0+ 0.045 K1/K0+ 0.169 M1/M0

J U S T I F I C A T I V O   C O E F I C I E N T E S   F O R M U L A   M A T E M A T I C A

PROYECTO : ENCAUSAMIENTO DE LA QUEBRADA "SIN NOMBRE"
LUGAR : CANTON QUILANGA

RUBRO	CANTIDAD	MANO DE OBRA (B) S/. R	S/. T	COMBUSTIBLE (C) S/. R	S/. T	REPUESTOS (D) S/. R	S/. T	EQUIPO (E) S/. R	S/. T	CEMENTO (F) S/. R	S/. T
REPLANTEO Y NIVELACION	547.00	134.19	73401.93	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
DESBROCE Y LIMPIEZA	3284.00	217.66	714795.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EXCAV.DE ZANJA A MANO (AGUA)	2101.00	3821.53	8029034.53	0.00	0.00	0.00	0.00	11111.40	23345051.40	0.00	0.00
H.CICLOPEO	2600.00	19934.09	51828634.00	0.00	0.00	0.00	0.00	13714.80	35658480.00	39750.00	103350000.00
HORMIGON SIMPLE F'C=180	132.00	22713.96	2998242.72	0.00	0.00	0.00	0.00	15999.60	2111947.20	82756.00	10923792.00
HIERRO ESTRUCTURAL	12688.00	142.65	1809943.20	0.00	0.00	0.00	0.00	32.00	406016.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	0.00	0.00	6767364.41	0.00	4921719.57	0.00	15995588.60	0.00	61521494.60	0.00	0.00
SUB TOTAL			72221416.23		4921719.57		15995588.60		31991177.19		114273792.00
COEFICIENTE			0.132		0.009		0.029		0.059		0.209

FORMULA GENERAL Pr=Po(0.132 B1/B0+ 0.009 C1/C0+ 0.029 D1/D0+ 0.059 E1/E0+

CONTINUA ...

MONTO CONTRATO : 725'862.288,00
FECHA : FEBRERO/94

HIERRO (G) S/. R	HIERRO (G) S/. T	MADERA (H) S/. R	MADERA (H) S/. T	MATERIAL PETREO (I) S/. R	MATERIAL PETREO (I) S/. T	OTROS (X) S/. R	OTROS (X) S/. T	COSTOS DIRECTOS	COSTO TOTAL S/. T
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	100.00	54700.00	234.19	128101.93
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	10.88	35729.92	228.54	750525.36
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	191.08	401459.08	15124.01	31775545.01
0.00	0.00	15330.00	39858000.00	89996.20	233990120.00	1536.70	3995420.00	130261.79	468680654.00
0.00	0.00	15330.00	2023560.00	48768.00	6437376.00	1675.70	221192.40	187243.26	24716110.32
1387.97	17610563.36	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	32.00	1562.62	19826554.56
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
	17610563.36		41881560.00		240427496.00		4708533.40		545877491.18
	0.032		0.077		0.440		0.009		1

0.209 F1/F0+	0.032 G1/G0+	0.077 H1/H0+	0.440 K1/K0+	0.009 X1/X0)

7.5 DETERMINACION DE LA CUADRILLA TIPO[1,7]

El procedimiento a seguir para establecer el número de trabajadores de ésta, su fórmula es similar a la de la fórmula polinómica considerando los mismos rubros, conceptos y cantidades, variando únicamente la transcripción de los valores que se encuentran en los análisis de precios de la oferta.

Una vez obtenidos los subtotales para cada trabajador (categoría) estos se los sumara y el valor total debe ser igual al costo de la mano d obra. en la siguiente línea debajo de cada subtotal se copeará el salario real de cada uno de los trabajadores indicado en el análisis de precios del oferente. A continuación se dividirá el subtotal de cada trabajador para el salario real y se obtendrán los (días/hombre) que se los anotará en la siguiente fila. Luego se sumarán estos valores (días/hombre) y el resultado se anotará en el casillero de totales. Se calculará la composición de la cuadrilla tipo (número de trabajadores) dividiendo el valor de (días/hombre) de cada trabajador para el valor total (días/hombre). Y su resultado se anotará en la siguiente línea. La sumatoria de estos valores debe ser igual a uno.

[1,7] VALDIVIESO RENAN, Ing. y otros, Instructivo para elaborar la fórmula polinómica, Cuadrilla Tipo, Dri. de Construcción, Dpto. de Costos y Especificaciones, Precios Unitarios Referenciales, INERHI. Folleto, Volumen No 2, Junio 1989, Quito.

En la columna de observaciones se escribirá los resúmenes de la cuadrilla tipo o el número de trabajadores.

PRECIO E INDICES DE PRECIOS PARA LA APLICACION DE LAS FORMULAS POLINOMICAS.

B = Costo de la mano de obra calculados en base a una cuadrilla fija representativa, en función de los salarios mínimos para los trabajadores fijados por la ley o acuerdo ministerial más remuneraciones adicionales y obligaciones patronales legales exceptuando el porcentaje legal de utilidades, viáticos, subsidios y beneficios de orden social.

BO = Valor a determinarse para cada contrato en base a los salarios reales vigentes en la fecha de presentación de la oferta.

C = Precio total de venta al consumidor por galón de combustible que contenga el 5 % de gasolina extra o especial y el 95 % de diesel, fijado por el Ministerio de Energia y Minas.

Ejemplo:

95 % * S/ diesel	= 0.95 * S/ 1800	= S/ 1710
5 % * S/ gasolina	= 0.05 * S/ 2500	= S/ 125
		S/ 1835

SALARIOS PARA LA DETERMINACION DEL VALOR DE LA CUADRILLA TIPO, SALARIO VIGENTE DESDE EL.

PERSONAL	SALARIO MINIMO	SALARIO REAL
TRABAJADORES DE LA CONSTRUCCION		
Categoría I	84388	12937.16
Categoría II	90420	13364.61
Categoría III	102810	14278.87
Categoría IV	74250	12261.15
Categoría V	123380	15790.85
Categoría VI	138400	16278.49
TRABAJADORES MECANICOS		
Sección A : Operadores		
Grupo I	186500	19827.83
Grupo II	186500	19827.83
Grupo III	150700	17186.12
Grupo IV	150700	17186.12
Sección B : Mecánicos		
Grupo I	188100	19945.90
Grupo II	188100	19945.90
Sección C : Sin título		
Ayu. mecánico	97600	13894.42
Ayu. de maquinaria	97600	13894.42
CHOFERES		
Chofer Clase II	99500	14034.63

D = Indice de precio de reajustes para maquinaria de construcción, publicado por el INEC

E = Indice de precios de equipo y maquinaria de construcción vial, publicado por el INEC

F = Indice de precios de un saco de cemento portland Tipo I, publicado por el INEC

G = Indice de precios de explosivos, publicado por el INEC

H = Indice de precios de acero en barras, publicado por el INEC

L = Indice de precios de tubos y accesorios de asbesto cemento, publicado por el INEC

M = Indice de precios de tubería u PVC, presión y accesorios, publicado por el INEC

X = Indice de precios de materiales, componentes no principales de obras de riego, publicado por el INEC.

Subíndice 0 Se refiere a los precios o índice de precios vigentes a la fecha de la obra.

Subíndice 1 Se refiere a los precios o índices de precios vigentes al mes que se ejecutan los trabajos, con sujeción al cronograma valorado de trabajos vigente.

Ejemplo de Reajuste de precios del Proyecto.

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
BIBLIOTECA GENERAL

A continuación calculamos los coeficientes que son posibles determinarlos, de acuerdo al procedimiento anteriormente indicado. Tomando en cuenta que la obra no se encuentra en construcción.

JUSTIFICATIVO CUADRILLA TIPO

PROYECTO : ALCANTARILLADO PLUVIAL
UBICACION : CANTON QUILANGA

MONTO CONTRATO : 147'794.455,00
FECHA : FEBRERO/94

RUBRO	CANTIDAD	PEON		AYUDANTE		ALBANIL-CARPINTERO		CAPATAZ		MAESTRO SECAP		TOPOGRAFO I	
		S/. R	S/. T	S/. R	S/. T	S/. R	S/. T	S/. R	S/. T	S/. R	S/. T	S/. R	S/. T
REPLANTEO Y NIVELACION	1800.00	83.47	150246.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	50.72	91296.00
DESBROCE Y LIMPIEZA	1.20	0.00	0.00	4664.64	5597.57	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EXCAV.A MAQUINA 0.8-2 M	1195.00	66.78	79802.10	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EXCAV.A MAQUINA 2-4 M	664.00	75.96	50437.44	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EXCAVACION EN ROCA	465.00	0.00	0.00	49.36	22952.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EXC. MATERIAL SIN CLASIFICAR	723.00	5564.84	4023379.32	0.00	0.00	0.00	0.00	507.24	366734.52	0.00	0.00	0.00	0.00
LIMPIEZA DE DERRUMBES	850.00	1335.54	1135209.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1261.28	1072088.00	0.00	0.00	0.00	0.00
ENTIBADOS	630.00	333.88	210344.40	0.00	0.00	368.05	231871.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
REZANTEO DE ZANJAS	1740.00	758.75	1320225.00	0.00	0.00	0.00	0.00	716.56	1246814.40	0.00	0.00	0.00	0.00
TUB.VIB. H.S. 0.8-2 M ⌀250MM	965.00	741.89	715923.85	0.00	0.00	408.91	394598.15	0.00	0.00	232.22	224092.30	0.00	0.00
TUB.VIB. H.S. 2-4 M ⌀250MM	228.00	834.71	190313.88	0.00	0.00	460.07	104895.96	0.00	0.00	261.28	59571.84	0.00	0.00
TUB.VIB. H.S. 0.8-2 M ⌀300MM	265.00	834.71	221198.15	0.00	0.00	460.07	121918.55	0.00	0.00	261.28	69239.20	0.00	0.00
TUB.VIB. H.S. 2-4 M ⌀300MM	200.00	953.91	190782.00	0.00	0.00	525.77	105154.00	0.00	0.00	298.59	59718.00	0.00	0.00
TUB.VIB. H.S. 0.8-2 M ⌀350MM	67.00	1112.84	74560.28	0.00	0.00	613.36	41095.12	0.00	0.00	348.33	23338.11	0.00	0.00
TUB.VIB. H.S. 2-4 M ⌀350MM	14.00	1192.30	16692.20	0.00	0.00	657.16	9200.24	0.00	0.00	373.21	5224.94	0.00	0.00
TUB.VIB. H.S. 0.8-2 M ⌀400MM	7.00	1112.84	7789.88	0.00	0.00	613.36	4293.52	0.00	0.00	348.33	2438.31	0.00	0.00
TUB.VIB. H.S. 2-4 M ⌀400MM	7.00	1335.54	9348.78	0.00	0.00	736.11	5152.77	0.00	0.00	418.04	2926.28	0.00	0.00
POZO DE REVISION 0.8-2 M	37.00	55647.44	2058955.28	0.00	0.00	30671.23	1134835.51	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
POZO DE REVISION 2-4 M	9.00	83471.00	751239.00	0.00	0.00	46006.75	414060.75	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
CONEXION DOMICILIARIA	60.00	4173.55	250413.00	0.00	0.00	4600.68	276040.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
RELLENO COMPACTADO	1500.00	626.03	939045.00	0.00	0.00	230.03	345045.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SUMIDERO DE CALZADA	121.00	3338.84	403999.64	0.00	0.00	3680.54	445345.34	0.00	0.00	1254.12	151748.52	0.00	0.00
TRANS.Y DESALOJO DE MATERIAL	650.00	333.88	217022.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
H.S. F'C=180 KG/CM2	33.00	17806.70	587621.10	0.00	0.00	4907.26	161939.58	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
SUB TOTAL			13604547.30		28549.97		3795446.79		2685636.92		598297.50		91296.00
JORNAL REAL			1669.42		1725.92		1840.27		1750.20		2090.20		2028.93
# TRABAJADORES			8149.27		16.54		2062.44		1534.47		286.24		45.00
CUADRILLA TIPO			0.638		0.001		0.162		0.120		0.022		0.004

CONTINUA ...

BIBLIOTECA GENERAL

CHOFER S/. R	S/. T	OPER GRUPO I S/. R	S/. T	OPER GRUPO II S/. R	S/. T	OPER GRUPO IV S/. R	S/. T	MECAN GRUPO I S/. R	S/. T	MECAN GRUPO S/. R	S/. T	MECAN GRUPO S/. R	S/. T	SIN TITULO S/. R	S/. T	COSTO DIRECTO S/. T
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	134.19
0.00	0.00	6848.02	8217.62	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	11512.86
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	101.35	121113.25	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	168.13
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	115.29	76552.56	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	191.25
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	125.10	58171.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	174.46
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6072.08
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2596.82
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	701.93
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1475.31
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1383.02
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1556.06
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1556.06
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1778.27
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2074.53
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2222.67
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2074.53
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	2489.69
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	86318.67
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	129477.75
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8774.23
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	856.06
180.98	117637.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	8273.50
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	514.86
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	22713.96
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1186890.00	1186890.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1186890.00
	117637.00		8217.62		0.00		255837.31		1186890.00		0.00		0.00		0.00	22,372,356.41
	1809.75		2533.77		1.00		.2203.61		2430.00		1.00		1.00		1.00	1
	65.00		3.24		0.00		116.10		488.43		0.00		0.00		0.00	12766.73
	0.005		.000		0.000		0.009		0.038		0.000		0.000		0.000	1.000

J U S T I F I C A T I V O C U A D R I L L A T I P O

PROYECTO : ENCAUSAMIENTO DE LA QUEBRADA "SIN NOMBRE"
LUGAR : CANTON QUILANGA

MONTO CONTRATO : 725'862.288,00
FECHA : FEBRERO/94

RUBRO	CANTIDAD	PEON		AYUDANTE		ALBANIL-CARPINTERO		CAPATAZ		MAESTRO MAYOR		TOPOGRAFO I	
		S/. R	S/. T	S/. R	S/. T	S/. R	S/. T	S/. R	S/. T	S/. R	S/. T	S/. R	S/. T
REPLANTEO Y NIVELACION	547.00	83.47	45658.09	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	50.72	27743.84
DESBROCE Y LIMPIEZA	3284.00	0.00	0.00	4664.64	15318677.76	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
EXCAV.DE ZANJA A MANO (AGUA)	2101.00	3091.60	6495451.60	0.00	0.00	0.00	0.00	729.93	1533582.93	0.00	0.00	0.00	0.00
H.CICLOPEO	2600.00	15263.84	39685984.00	0.00	0.00	4206.48	10936848.00	0.00	0.00	463.77	1205802.00	0.00	0.00
HORMIGON SIMPLE F'C=180	132.00	17806.70	2350484.40	0.00	0.00	4907.26	647758.32	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
HIERRO ESTRUCTURAL	12688.00	0.00	0.00	69.04	875979.52	73.61	933963.68	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0	1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
	SUB TOTAL		48577578.09		16194657.28		12518570.00		1533582.93		1205802.00		27743.84
	JORNAL REAL		1669.42		1725.92		1840.27		1750.20		2028.93		2028.93
	# TRABAJADORES		29098.48		9383.20		6802.57		876.23		594.30		13.67
	CUADRILLA TIPO		0.498		0.161		0.116		0.015		0.010		.000

CONTINUA...

CHOFER S/. R	S/. T	OPER GRUPO I S/. R	S/. T	OPER GRUPO II S/. R	S/. T	OPER GRUPO IV S/. R	S/. T	MECAN GRUPO I S/. R	S/. T	MECAN GRUPO II S/. R	S/. T	MECAN GRUPO III S/. R	S/. T	SIN TITULO S/. R	S/. T	COSTO DIRECTO S/. T
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	134.1
0.00	0.00	6848.02	22488897.68	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	11512.6
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	3821.5
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	19934.0
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	22713.9
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	142.5
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.0
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6767364.41	6767364.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	6767364.41
	0.00		22488897.68		0.00		0.00		6767364.41		0.00		0.00		0.00	109,314,196.23
	1.00		2533.77		1.00		1.00		2430.00		1.00		1.00		1.00	1
	0.00		6875.67		0.00		0.00		2784.92		0.00		0.00		0.00	58429.05
	0.000		0.152		0.000		0.000		0.048		0.000		0.000		0.000	1.000

CAPITULO VIII

CAPITULO VIII

8. PROGRAMACION DE OBRAS[1e]

8.1 INTRODUCCION.

Uno de los aspectos importantes de un proyecto en general es la planificación. Es necesaria una revisión exacta de los beneficios que se obtendrán mediante la realización de una idea cristalizada por una entidad industrial en particular o de ingeniería en general y por otro lado la optimización a la que pueden someterse todas las actividades que conforman la estructura de un proyecto.

La planificación de una obra comprende la definición de objetivos y la forma de ejecutarlos. Contempla además la planeación de tiempos y recursos físicos, humanos y financieros, así mismo debe ser consistente en la planificación y política que lleva la empresa.

Los procedimientos a seguir en la programación de una obra pueden ser calificados como perfectamente fundamentados, aunque flexibles para ajustarse a situaciones variables de la empresa.

[1e] Sociedad Argentina de estudios M.O.P. 2da edición Tomo I y II, Quito Octubre de 1984

8.2 OBJETIVOS DE LA PLANIFICACION.

La planificación se la puede definir como la etapa de un proceso constructivo en el cual se trata de prever todo lo que puede suceder en la construcción de la obra en el campo.

En esta etapa se define los procedimientos de construcción a seguir, los recursos que se cuentan para realizar el trabajo y los rendimientos.

De lo anotado se deduce que mientras mejor sea la planeación menos imprevistos se tendrán en la obra. La planeación de la construcción depende de los siguientes aspectos:

- Conocimiento del proyecto (alcance de las especificaciones, cubicaciones, etc.)
- De la información de los recursos disponibles (materiales de construcción de la obra y equipos)
- Del lugar mismo donde se realizará la construcción (servicios existentes, clima, topografía, etc.)

El resultado de esta planificación en términos de dinero lo constituye el presupuesto y en términos de tiempo lo constituye el programa.

La planeación, el programa y el presupuesto están interrelacionados de la siguiente manera:

Planeación	Presupuesto	en dinero
	Programa	en tiempo

Los objetivos perseguidos, con la planificación de un proyecto son muy diversos, pero principalmente se expondrán los siguientes:

- Determinación del tiempo de ejecución
- Estimación de su costo
- Control de estos mediante su ejecución y explotación.

Se debe aclarar que el proceso de planeación es interactivo ya que cuando el costo o el tiempo de realización correspondiente a una determinada planeación no son satisfactorias, entonces será necesario replantear la obra cuantas veces sea conveniente hasta llegar a un resultado aceptable.

Lógicamente es imposible lograr una planeación perfecta ya que siempre existirán contingencias imprevisibles y por lo tanto habrán desviaciones de los planes originales.

8.3 METODO PERT Y CPM.

Existen un gran número de sistemas basados en métodos de camino crítico. Entre estos métodos tenemos : PERT, CPM, ROY, de los cuales los más divulgados, quizas porque se desarrollaron en los Estados Unidos, son los dos primeros.

El primero de ellos: PERT (Program Evaluation and Review Technique.- Técnica de evaluación y revisión de programas), fue desarrollado por especialistas de la Marina de los Estados Unidos para el Proyecto Polaris. El segundo : CPM (Critical Path Method.- Método del camino crítico), fue producido por técnicos de la empresa Du Pont y Remington Rand, aproximadamente en la misma época.

Actualmente se viene imponiendo el tercero de los métodos, que fue desarrollado en Francia por Bernard Roy y que se conoce normalmente como Método de los Potenciales o método de Roy. Se trata de un método mucho más sencillo que los dos anteriores y con amplias ventajas en cuanto a su ampliación en proyectos.

Estos tres métodos de Ruta Crítica son los más conocidos y de mayor frecuencia de uso, no solo en ingeniería sino en cualquier actividad económica que implique la realización cronológica de actividades concatenadas que requieran el uso de recursos humanos,

económicos y materiales.

Equipos de investigación de diferentes casas productoras de Software han desarrollado programas de aplicación para el cálculo de la Ruta Crítica fundamentados en estos métodos, programas que por su alta calidad son difícilmente superables. razón por la que hemos optado por analizar tres de estos paquetes para integrar el más conveniente a los programas desarrollados en el presente trabajo.

8.3.1 **SISTEMA PERT.-** (Técnica de revisión de las estimaciones de un programa). este programa es un instrumento de los niveles de dirección para determinar con precisión en cualquier momento la realización de un programa, cual es el estado del mismo y donde se pueden presentar dificultades.

8.3.1.1 FUNDAMENTOS Y APLICACIONES.

El concepto básico del PERT consiste en dividir el programa en tareas discretamente detalladas que a su vez integran una red. El PERT permite al ingeniero de proyectos, pasar los recursos de las actividades no criticas a las actividades criticas, con lo que se puede concentrar recursos en las áreas que el PERT indica que van a producir estrangulamientos o dificultades al igual que le permite efectuar cambios en el programa o en los planes de acción sobre los plazos si

el objetivo o el costo previsto corren el riesgo de no ser alcanzados.

En la planificación con el PERT se debe dividir el trabajo en subtareas, cada una de las cuales comprende un área definida de trabajo que comprenderá una o más actividadee en la red. La reación de los planes indica la traducción de las unidades de trabajo en actividades y sucesos que se presentan gráficamente como una red. Para el establecimiento de la red se debe prestar atención a la secuencia en que se realiza cada actividad y a los sucesos que deben ocurrir antes de dar comienzo a una actividad determinada. Cuando se determinan las actividades, el tiempo previsto (Te) se obtiene de las estimaciones hechas para los tiempos optimista, pesimista y normal. Siendo:

Tiempo optimista (a) El período de tiempo más corto que exigirá la terminación de una actividad.

Tiempo normal (m) Es la estimación más realista del tiempo que llevará la realización de una actividad.

Tiempo pesimista (b) Es el período de tiempo más largo que exigirá la terminación de una actividad.

Tiempo previsto (Te) Es el período de tiempo que se predice bastará para realizar una actividad. El tiempo previsto se obtiene estadísticamente de los

tiempos normal, optimista y pesimista según la fórmula siguiente:

$$Te = \frac{(a + 4m + b)}{6}$$

Las estimaciones de tiempo estarán fundamentadas en la mano de obra disponible y en los recursos necesarios para esa actividad.

El establecimiento de las piezas supone la conversión de los tiempos necesarios para cada actividad de la red en fechas de calendario; para establecer los plazos el ingeniero proyectista deberá considerar los siguientes factores básicos:

1. Fecha de entrega final estipulada en el contrato

2. Recursos y mano de obra disponibles.

3. Requerimientos y precedencias para el inicio de nuevas actividades.

Hay numerosos tipos y formas de informes relacionados con los programas PERT; en general estos informes sirven para asesorar a la dirección sobre el estado de costos y plazos en cualquier instante para

poder compararlo con lo planificado y para predecir plazos y costos. Para el planeamiento con el PERT podemos analizar los aspectos siguientes:

1. Establecimiento de objetivos.

2. Creación de planes

3. Establecimientos de plazos.

4. Evaluación de resultados.

5. Desición y acción

8.3.1.2 RANGO DE PROBABILIDAD PERT. F A C T I B I L I D A D Y OPTIMIZACION.

La utilización de este método se recomienda para proyectos en los que es cierta la estimación de la duración de las tareas tal como sucede en los proyectos de desarrollo e investigación. En éste método la duración de cada actividad se define por métodos probabilísticos al igual que el tiempo final mas temprano. las incertidumbres son debidas al efecto que ocasionan causas imprevistas en la duración de una tarea, estos efectos pueden ser retrazos o adelantos.

8.4 CONCEPTOS GENERALES.

8.4.1 CONSTRUCCION DE LA RED DE ACTIVIDADES.

Se entiende por diagrama o red la representación gráfica de la secuencia en que se desarrollarán las actividades de una obra, trata de ser un modelo lo más preciso posible del proyecto o trabajo que se quiere planificar, programar y controlar.

El primer paso para la preparación de una red es la subdivisión de un proyecto en actividades, las mismas que se ordenarán por frentes de trabajo u oficios, luego se formulará la lógica de construcción u orden especifico de las actividades para darles una secuencia que tomará en cuenta la limitación de recursos; esto hecho se agrupará las actividades homogéneas dándoles un nombre genérico.

Al tabular las actividades en función de una secuencia lógica constructiva debemos establecer:

1. Que actividades deben ser terminadas antes del inicio de ésta.

2. Que actividades son independientes de ésta.

3. Que actividades se pueden realizar simultáneamente con ésta

4. Que actividades pueden realizarse inmediatamente después de esta.

Las respuestas a esta preguntas nos dan las limitaciones físicas del proyecto y nos permiten obtener la matriz de precedencias, en donde anotamos todas las relaciones existentes entre las actividades que componen el proyecto; podemos obtener también la matriz de secuencias inmediatas que es la traspuesta de la matriz de precedencias.

8.4.2 MATRIZ DE PRECEDENCIA DE ACTIVIDADES.

Un método adecuado de mostrar las relaciones de precedencias entre las actividades de un proyecto, es empleando matrices. Se deberán usar matrices cuadradas en las cuales, las filas y las columnas de las mismas, estarán encabezadas por los códigos o nombres de las actividades, con las correspondientes marcas que indiquen la precedencia inmediata de cada una de ellas.

La simbología empleada para trabajar una matriz de precedencias será la siguiente:

Un punto en la interacción de una fila con una columna, indicará que la actividad que encabeza a la columna precede inmediatamente a la actividad que corresponde a la fila.

En la siguiente figura se representa una matriz de precedencia de actividades, donde se cumplen las siguientes relaciones.

A.I.P / A.I.S	A	B	C	D	E
A					
B	*				
C	*				
D		*	*		*
E	*				

A.I.P = Actividades inmediatamente precedentes

A.I.S = Actividades inmediatamente subsiguientes

- La actividad A precede inmediatamente a las actividades B,C y E.
- La actividad B precede a la actividad D.
- La actividad C precede a la D.
- La actividad E precede a la actividad D.

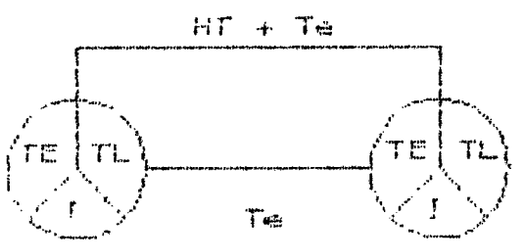
8.4.3 CONCEPTO Y CALCULO DE HOLGURAS.

Holgura es el tiempo suplementario de que se dispone para la realización de una actividad.

Para el cálculo de las redes por el método de las flechas existen 3 tipos de holguras:

1. Holgura total.
2. Holgura libre.
3. Holgura independiente.

HOLGURA TOTAL.- Su valor es la diferencia entre el tiempo disponible para realizar la actividad y la duración de la actividad si se inicia lo más pronto posible y se termina lo más tarde posible.



$$H_T + Te = T_{L\,j} - T_{E\,i}$$

$$H_T = T_{L\,j} - T_{E\,i} - Te$$

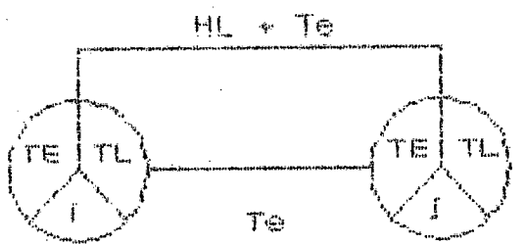
T_E = Fecha mas temprana de inicio de una actividad

T_L = Fecha mas tardía de inicio de una actividad

Te = Duración de la actividad

H_T = Holgura total

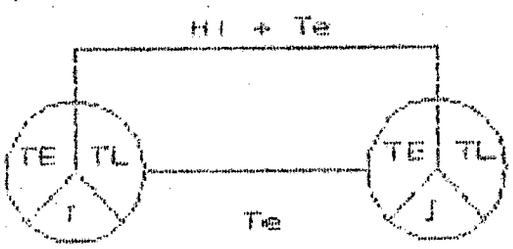
HOLGURA LIBRE.- Es la diferencia entre el tiempo disponible para realizar la actividad y la duración de la actividad, si se inicia y termina lo más pronto posible.



$$H_L + Te = T_{Ej} - T_{Ei}$$

$$H_L = T_{Ej} - T_{Ei} - Te$$

HOLGURA INDEPENDIENTE.- Es la diferencia entre el tiempo disponible para realizar la actividad y la duración de la actividad si se inicia lo más tarde y se termina lo más pronto posible.



$$H_i + Te = T_{Ej} - T_{Li}$$

$$H_i = T_{Ej} - T_{Li} - Te$$

Para el cálculo de las redes por el método de los nodos se tiene 4 tipos de holguras:

1. Holgura total
2. Holgura libre
3. Holgura con interferencia
4. Holgura particular

HOLGURA TOTAL.- Es el lapso de tiempo en el cual una actividad puede atrasar su terminación sin que se modifique la fecha de terminación de la obra: Su valor es la diferencia entre su primera y última fecha de terminación.

$$HT = UT - PT$$

PI = Primera fecha de inicio

UI = Ultima fecha de inicio

PT = Primera fecha de terminación

UT = Ultima fecha de terminación

HOLGURA LIBRE.- Es el lapso de tiempo en el cual una actividad puede retrasar su terminación sin modificar el inicio de ninguna otra actividad posterior a esta actividad considerada.

Cuando se tiene importancia se puede calcular la holgura libre de cualquier actividad como la menor holgura particular que sale de dicha actividad.

HOLGURA CON INTERFERENCIA.- Es el tiempo que puede retrasarse la terminación de una actividad sin que se modifique la fecha de terminación de la obra aunque si se altere los inicios de algunas actividades subsecuentes.

$$HI = HL - HT$$

HOLGURA PARTICULAR.- Es la diferencia de tiempo entre la primera fecha de inicio de una actividad y la primera fecha de terminación de una actividad anterior.

$$HP = PI_B - PT_A$$

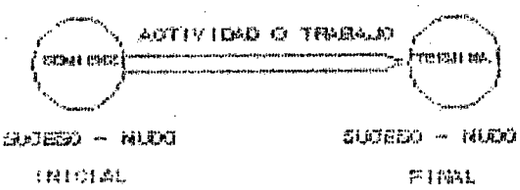
PI_B = Primera fecha de inicio de la actividad

PT_A = Primera fecha de terminación de la actividad anterior

HP = Holgura particular

8.5 REPRESENTACION GRAFICA DE UN PROYECTO

ACTIVIDAD.- Actividad tarea o trabajo es una parte en que se ha descompuesto el proyecto: puede corresponder a un solo trabajo o bien a una serie de ellos, e incluso a la espera de entrega de material. La actividad " Consumo de tiempo " y su representación gráfica es una flecha de izquierda a derecha, ver gráfica.



SUCESO.- Acontecimiento - Suceso - nudo, determina el comienzo y terminación de una actividad, es decir, en una actividad tendremos dos sucesos: suceso inicial y suceso final. Su representación gráfica es mediante un círculo numerado.

ACTIVIDAD FICTICIA.- Es la que sirve para " Ligar" las imposiciones y dependencias entre ciertos nudos de la red: su representación gráfica es una flecha intermedia

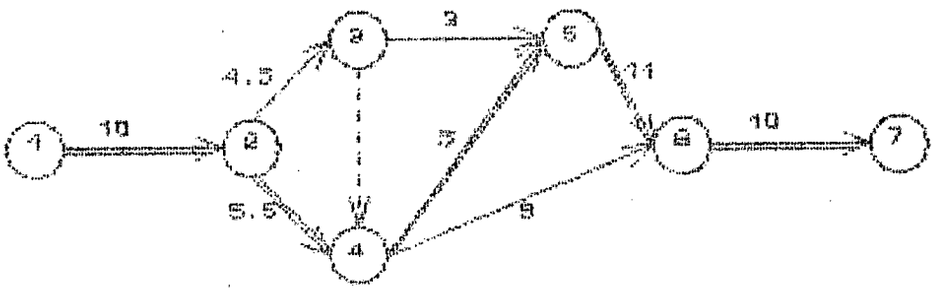
Del gráfico podemos deducir que dos actividades (B y C) no pueden tener los mismos sucesos inicial y final, por consiguiente, si la actividad A precede a la B y C; y estas a la D, su representación se realiza ligando B a la D mediante una actividad ficticia.

NUMERACION. Los sucesos (i) y final (j) que definen una actividad es necesario numerarlos debe hacerse de modo que las actividades lleven un orden cronológico, es decir que debe cumplirse la condición i < j, el número del suceso inicial debe ser menor que el número del suceso final. Es aconsejable la numeración de menor a mayor.

TIEMPOS. Dibujada la red, numerados los sucesos se realiza la determinación de tiempos: para lo cual analizamos los tiempos que se anotó anteriormente.

DURACION DE UN PROYECTO. CAMINO CRITICO.- Una vez dibujada la red, numerados los sucesos y obtenidos los tiempos esperados para la realización de cada

actividad, el siguiente paso es la determinación del tiempo para que el proyecto quede realizado, es decir, la duración de la obra. De todos los caminos que van del suceso inicial al suceso final, aquel cuya suma de los tiempos en que se realizan las actividades que lo forman, el máximo o más largo, nos determina la duración del proyecto. Este camino recibe el nombre de " Camino Crítico " que es el camino que partiendo del suceso inicial, llega al suceso final a través de las actividades cuya suma de tiempos de realización dan el tiempo mayor.



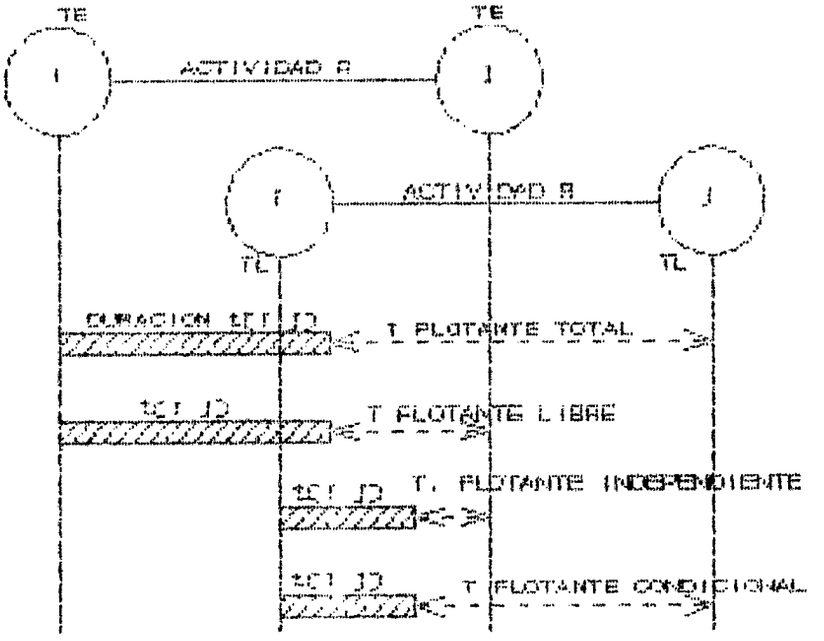
1° Camino 1-2-3-5-6-7 = 38.5 semanas

2° Camino 1-2-4-5-6-7 = 41.5 Semanas (Crítico)

3° Camino 1-2-4-6-7 = 34.5 Semanas

REPRESENTACION GRAFICA DE LAS HOLGURAS.-Estos márgenes o juegos los podemos representar gráficamente.

Toda actividad tiene un suceso inicial, i, y otro final j, unos tiempos más bajos de iniciación y terminación TEi y TEj; unos tiempos más altos de iniciación y terminación, TLi y TLj. En la siguiente figura, se representan estos márgenes, siendo t(i,j) la duración de la actividad.



8.6 DIAGRAMAS[1*]

[1*] JOSE PASCUAL BENDICHO JOVEN; Manual de Planificación y Programación de Obras públicas y construcción, camino crítico-Pert/C.P.M.; Editorial Rueda, 1983; Porto Cristo, 13 - Acorcon (Madrid)

CRONOGRAMA VALORADO DE TRABAJO:

PROYECTO: ALCANTARILLADO PLUVIAL DE QUILANGA

MONTO : 1[illegible]7794454.6
FECHA : FEBR[illegible]O 94
UBICACION: CANT[illegible]N QUILANGA
PLAZO : 4 ME[illegible]ES CALENDARIOS

Nº DE RUBRO	CONCEPTO	UNID.	CANTID.	P. UNITARIO	MONTO	TIEMPO EN MESES 1	2	3	4
1	REPLANTEO Y NIVELACION	M.	1800.00	311.00	559800.00	1800 559800.00			
2	DESBROCE Y LIMPIEZA	Ha.	1.20	397,083.00	476499.60	1.2 476499.60			
3	EXCAVACION A MAQUINA 0.8-2.0 M.	M3	1195.00	4,479.00	5352405.00	695 3112905.00	500 2[illegible]39500.00		
4	EXCAVACION A MAQUINA 2.0-4.0 M.	M3	664.00	5,094.00	3382416.00	400 2037600.00	264 1[illegible]44816.00		
5	EXACAVACION EN ROCA	M3	465.00	13,462.00	6259830.00	265 3567430.00	200 2[illegible]92400.00		
6	EXCAVACION MATERIAL SIN CLASIFICAR (MANO)	M3	650.00	8,478.00	5510700.00	250 2119500.00	400 3[illegible]1200.00		
7	LIMPIEZA DE DERRUMBES	M3	850.00	3,626.00	3082100.00	500 1813000.00	350 1[illegible]9100.00		
8	ENTIBADOS	M2	630.00	3,413.00	2150190.00		630 2150190.00		
9	RAZANTEO DE ZANJA	ML	1740.00	2,060.00	3584400.00		1740 3584400.00		
10	TUBERIA VIBRADA H° S° 0.8-2.0 M. ø=250mm.	ML	965.00	19,080.00	18412200.00		600 11[illegible]8000.00	365 6964200.00	
11	TUBERIA VIBRADA H° S° 2.0-4.0 M. ø=250mm.	ML	228.00	19,321.00	4405188.00		170 3[illegible]4570.00	58 1120618.00	
12	TUBERIA VIBRADA H° S° 0.8-2.0 M. ø=300mm.	ML	265.00	23,943.00	6344895.00		200 4[illegible]8600.00	65 1556295.00	
13	TUBERIA VIBRADA H° S° 2.0-4.0 M. ø=300mm.	ML	200.00	24,253.00	4850600.00		120 2[illegible]0360.00	80 1940240.00	
14	TUBERIA VIBRADA H° S° 0.8-2.0 M. ø=350mm.	ML	67.00	29,986.00	2009062.00		37 1[illegible]9482.00	30 899580.00	
15	TUBERIA VIBRADA H° S° 2.0-4.0 M. ø=350mm.	ML	14.00	30,504.00	427056.00			14 427056.00	
16	TUBERIA VIBRADA H° S° 0.8-2.0 M. ø=400mm.	ML	7.00	33,772.00	236404.00			7 236404.00	
17	TUBERIA VIBRADA H° S° 2.0-4.0 M. ø=400mm.	ML	7.00	34,297.00	240079.00			7 240079.00	
18	POZO DE REVISION 0.8-2.0 M.	U	37.00	629,015.00	23273555.00		20 12[illegible]0300.00	17 10693255.00	
19	POZO DE REVISION 2.0-4.0 M.	U	9.00	914,644.00	8231796.00			6 5487864.00	3 2743932.00
20	CONEXION DOMICILIARIA	U	60.00	74,304.00	4458240.00		50 37[illegible]200.00	10 743040.00	
21	RELLENO COMPACTADO	M3	1500.00	2,193.00	3289500.00		500 1[illegible]6500.00	800 1754400.00	200 438600.00
22	SUMIDERO DE CALZADA	U	121.00	235,555.00	28502155.00			61 14368855.00	60 14133300.00
23	TRANSPORTE Y DESALOJO DE MATERIAL	M3	650.00	6,031.00	3920150.00				650 3920150.00
[illegible]	[illegible] A MANO	M3	73	8,478.00	618894.00		23 [illegible]994.00	2[illegible] 211950.00	25 211950.00
25	H° S° C=180 Kg/cm²	M3	33	248,980.00	8216340.00		10 2489800.00	10 2489800.00	13 3236740.00
	TOTAL =				147,794,454.60				

		1	2	3	4
INVERSION PROGRAMADA	PARCIAL	13686734.60	602[illegible]9412.00	49133636.00	24684672.00
	ACUMULADO	13686734.60	739[illegible]6146.60	123109782.60	147794454.60
AVANCE FISICO PROGRAMADO	PARCIAL	9.26	40.79	33.2[illegible]	16.70
	ACUMULADO	9.26	50.05	83.30	100.00
	PARCIAL	10949387.68	48[illegible]31529.6	39306908.8	19747737.6
	ACUMULADO	10949387.68	591[illegible]0917.28	98487826.00	118235563.68
CURVA DEL 80 PORCIENTO	PARCIAL	7.41	32.63	26.60	13.36
	ACUMULADO	7.41	40.04	66.64	80.00

ESCALAS: A.F. | INV.

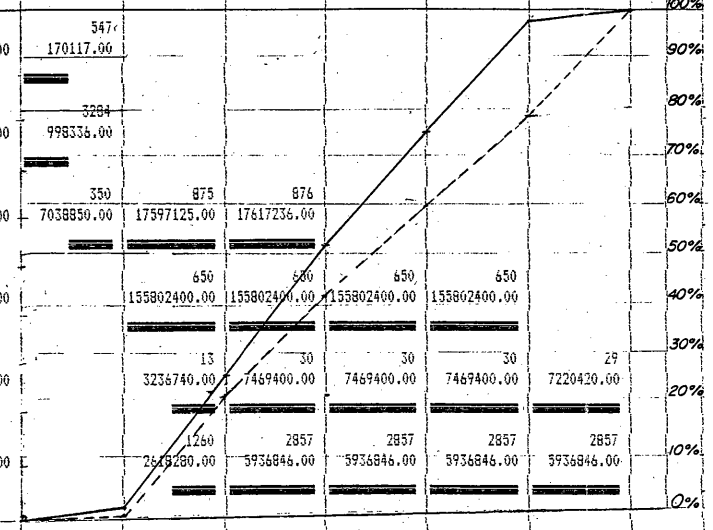
100% 90% 80% 70% 60% 50% 40% 30% 20% 10% 0%

CRONOGRAMA VALORADO DE TRABAJOS

PROYECTO: ENCAUSAMIENTO DE LA QUEBRADA "SIN NOMBRE"

MONTO : /258s2298
FECHA : FEBRERO 99
UBICACION: CANTON QUILANGA
PLAZO : 6 MESES CALENDARIOS

NO DE RUBRO	C O N C E P T O	UNID.	CANTID.	P. UNITARIO	MONTO	TIEMPO EN MESES 1	2	3	4	5	6	ESCALAS A.F.	INV.
1	REPLANTEO Y NIVELACION	M.	547.00	311.00	170117.00	547 170117.00							
2	DESBROCE Y LIMPIEZA	M2	3284.00	304.00	998336.00	3284 998336.00							
3	EXCAVACION DE ZANJA CON PRESENCIA DE AGUA(A MANO)	M3	2101.00	20,111.00	42253211.00	350 7038850.00	875 17597125.00	876 17617236.00					
4	H° C° 40% PIEDRA Y 60% HORMIGON	M3	2600.00	239.696.00	623209600.00		650 155802400.00	650 155802400.00	650 155802400.00	650 155802400.00			
5	HORMIGON SIMPLE F'C=180 Kg/cm²	M3	132.00	248.980.00	32865360.00		13 3236740.00	30 7469400.00	30 7469400.00	30 7469400.00	29 7220420.00		
6	HIERRO ESTRUCTURAL	KG	12688.00	2.078.00	26365664.00		1260 2618280.00	2857 5936846.00	2857 5936846.00	2857 5936846.00	2857 5936846.00		
	TOTAL =				725,862,288.00								
	INVERSION PROGRAMADA	PARCIAL				8207303.00	179254545.00	186825882.00	169208646.00	169208646.00	13157256.00		
		ACUMULADO				8207303.00	187461848.00	374287730.00	543496376.00	712705022.00	725862238.00		
	AVANCE FISICO PROGRAMADO	PARCIAL				1.13	24.70	25.74	23.31	23.31	1.81		
		ACUMULADO				1.13	25.83	51.56	74.88	98.19	100.00		
		PARCIAL				6565842.4	143403634	149460705.6	135366916.8	135366916.8	10525812.8		
		ACUMULADO				6565842.4	149969478.4	299430184	434797100.8	570164047.6	580689830.4		
	CURVA DEL 80 PORCIENTO	PARCIAL				0.90	19.76	20.59	18.65	18.65	1.45		
		ACUMULADO				0.90	20.66	41.25	59.90	78.55	80.00		



CAPITULO IX

CAPITULO IX

9. ESPECIFICACIONES TECNICAS DE CONSTRUCCION[20]

A continuación indicamos las normas constructivas aplicables al sistema de alcantarillado para la cabecera cantonal de Quilanga provincia de Loja.

9.1 EXCAVACION DE ZANJAS.

9.1.1 EXCAVACION EN TIERRA.

a) La excavación en zanjas para tubería y otros, será efectuada de acuerdo con los trazados indicados en los planos, excepto cuando se encuentran inconvenientes en cuyo caso pueden ser modificados de conformidad con el criterio de la fiscalización.

b) El fondo de la zanja será lo suficientemente ancha para permitir el trabajo de los obreros colocadores de tubería o constructores de colectores y para le ejecución d un buen relleno.

c) El ancho de la parte superior de la zanja, para el tendido de los tubos, varía según el diámetro del tubo y la profundidad a la que van a ser

---

[20] PLANES MAESTROS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LOJA, ESPECIFICACIONES TECNICAS DE CONSTRUCCION. ASOCIACION OTECO-INGECONSULT

colocados. En el siguiente cuadro se señala ambos mínimos:

ANCHOS DE ZANJA PARA TUBERIA.

DIAMETRO NOMINAL Milímetros	ANCHO centímetros
25	50
50	55
62.5	60
75	60
100	60
150	70
200	75
250	80
300	85
350	90
400	100
450	115
500	120
600	130
750	150
800	160
900	170

NOTAS :

1) Diámetro nominal es el diámetro de la tubería a ser instalado en la zanja.

2) La profundidad de la zanja será medida verticalmente desde el nivel del terreno, hasta el fondo de la excavación.

3) El ancho de la zanja será medido entre las dos paredes verticales paralelas que lo delimitan o a media altura si las paredes son inclinadas.

d) Para profundidades mayores de 2.00 m las paredes tendrán el talud en conformidad con las recomendaciones del estudio de suelos y en caso de no disponer de estudios de suelos las paredes tendrán un talud de 1:6 como mínimo hasta el fondo de las zanjas. debiendo variarse el talud cuando las condiciones del terreno así lo determinen.

e) En ningún caso se excavará con maquinaria tan profundo que la tierra del plano de asiento de los tubos sea aflojada o removida. El último material que se vaya a excavar será removido con pico y pala, en una profundidad de 0.50 m la conformación del fondo de la zanja y de la forma definitiva que el diseño y las especificaciones lo indiquen se realizará a pico y pala en la última etapa de la excavación.

f) Las excavaciones serán afinadas del tal forma que la tolerancia con las dimensiones del proyecto no excedan de 5 cm, cuidando que esta desviación no se repita en forma sistemática.

g) El fondo de la excavación será afinado cuidadosamente a fin de que la tubería quede

a la profundidad y con la pendiente señalada del proyecto.

m) La excavación de los últimos 10 cm del fondo de la zanja se deberá efectuar con una anticipación máxima de 24 horas a la colocación de la tubería. Si por negligencia del constructor el tiempo transcurrido fuese mayor de 24 horas y se requieran nuevos trabajos para adecuar el fondo de la zanja antes de tender la tubería, éstos serán por cuenta del constructor.

l) Cuando la excavación de las zanjas se realice en material sin la consistencia adecuada para soportar la tubería, se excavará la parte central del fondo de la zanja en forma redonda de manera que la tubería se apoye sobre el terreno en todo el desarrollo de su cuadrante inferior y en toda su longitud. A este mismo efecto, antes de bajar la tubería a la zanja o durante su instalación, se excavará, en los lugares de las juntas, cavidades o canchas que alojen las campanas o cajas de las unidades, esta conformación se efectuará inmediatamente antes de tender la tubería.

j) Cuando, a juicio de la fiscalización, el terreno que constituya el fondo de las zanjas sea poco resistente o inestable, se realizará sobreexcavación hasta encontrar terreno conveniente.

k) Dicho material se removerá y se reemplazará hasta el nivel requerido con un relleno de tierra, material granular u otro material aprobado por la fiscalización.

l) La compactación se realizará con el óptimo contenido de agua, en capas que no excedan de 15 cm de espesor y con el empleo de un compactador mecánico adecuado para el efecto.

m) Se vigilará para que desde el momento en que se inicie la excavación hasta que se termine el relleno de la misma. No transcurra un lapso mayor de siete días calendario incluyendo el tiempo necesario para la colocación y prueba de la tubería, salvo condiciones especiales que serán absueltas por la fiscalización.

n) Si los materiales de la fundación natural son alterados y aflojados durante el proceso de excavación, dicho material será removido, reemplazado y compactado usando un material conveniente aprobado por la fiscalización.

ñ) El material excavado en exceso será desalojado del lugar de la obra.

o) Cuando el suelo lo permita y si el caso lo requiere, se dejará aproximadamente cada

20 m. tramos de 2 m de largo en los cuales, en vez de abrir zanjas, se construirá túneles para permitir el paso de peatones. Posteriormente, esos túneles serán derrocados para proceder a la compactación en el relleno de ese sector.

9.1.2 EXCAVACION EN CONGLOMERADO Y ROCA.

Se entenderá por excavación en conglomerado y roca, cuando los materiales no puedan ser aflojados por los materiales ordinarios en uso, tales como pico y pala o máquinas excavadoras y para removerlas se hace indispensable el uso de explosivos, martillos mecánicos, cuña y mandarria y otros análogos.

a) Cuando el fondo de la zanja sea de conglomerado o roca, se excavará hasta 0.15 m por debajo del asiento del tubo y se rellenará luego con arena y grava fina. En el caso de que la excavación se pasara más allá de los límites indicados anteriormente, el hueco será rellenado con material adecuado aprobado por la fiscalización. Este relleno se hará a expensas del constructor, si la sobreexcavación se debió a su negligencia u otra causa a él imputable.

9.1.3 EXCAVACION CON PRESENCIA DE AGUA.

a) La excavación de zanjas no se

realizará con la presencia de agua, sea proveniente del subsuelo, de aguas lluvias, de inundaciones, de operaciones de construcción, aguas servidas u otras.

b) La presencia de agua dificulta el trabajo, disminuye la seguridad de personas y de la obra misma y es necesario tomar las debidas precauciones.

c) Los métodos o formas de eliminar el agua de las excavaciones podrán ser : tablaestacados, ataquias, drenaje, cunetas, bombeo, y otras.

d) En los lugares sujetos a inundaciones no se efectuarán excavaciones en épocas de lluvia, las zanjas no tendrán agua antes de colocar las tuberías o colectores. No se instalarán tuberías bajo agua, las zanjas se mantendrán secas hasta 6 horas después que las tuberías o colectores hayan sido completamente acoplados.

9.1.4 CONDICIONES DE SEGURIDAD Y DISPOSICION DE TRABAJO.

a) Cuando las condiciones de terreno o las dimensiones de la excavación sean tales que ponaan en peligro la estabilidad de las paredes de la excavación, la fiscalización ordenará al constructor la colocación de entibados y puntales que sean necesarios para la seguridad pública, de los trabajadores de la obra

y de las estructuras o propiedades adyacentes o que exijan las leyes o reglamentos vigentes. La fiscalización debe exigir que estos trabajos sean realizados con prontitud y con las debidas seguridades y en la cantidad necesaria.

b) La fiscalización está facultada para suspender las obras total o parcialmente, cuando considere que el estado de las excavaciones no garantizan la seguridad mínima para las obras y/o las personas, y hasta que se efectúen los trabajos de entibamiento o apuntalamiento necesarios.

c) En cada tramo, se abrirán máximo 400 m de zanja, de acuerdo al diámetro de la tubería con anterioridad a la colocación de estos. No se dejará más de 200 m de zanja sin relleno luego de haber colocado los tubos. La longitud de zanja abierta dependerá del material y del diámetro de la tubería y será la Fiscalización quien determine esas longitudes.

d) Cuando sea necesario, se colocará puentes temporales en las intersecciones de las calles, en accesos o garages o delante de lotes de terrenos afectados por la excavación; todos estos puentes serán mantenidos en servicio hasta que los requisitos de las especificaciones que rigen el trabajo anterior al relleno hayan sido cumplidos.

e) Se dejara libre acceso a todos los servicios que se requieran facilidades para su operación y control.

9.1.5 MANIPULEO Y DESALOJO DE MATERIAL EXCAVADO.

a) El acarreo de material de excavación es la operación de transportar dicho material hasta los bancos de desperdicio o almacenamiento que señale el proyecto y/o la fiscalización. y que se encuentren dentro de la zona de libre colocación.

b) Los materiales excavados que va ha ser utilizados en el relleno se colocarán lateralmente a lo largo de un solo lado de la zanja; de manera que no cause inconvenientes al tránsito vehicular o peatonal.

c) Los materiales excavados que no vayan ha utilizarse como relleno. seran desalojados fuera del area de los trabajos.

9.2 COLOCACION EN ZANJA DE LA TUBERIA DE HORMIGON.

Se entiende por colocación de tubería. el conjunto de operaciones que se debe ejecutar para poner en forma definitiva la tubería según el proyecto.

9.2.1 PROCEDIMIENTO DE COLOCACION.

a) Las tuberías se instalarán de acuerdo a los trazos y pendientes indicadas en los planos. Cualquier cambio será aprobado por la fiscalización.

b) La pendiente se marcará con el sistema de dos estacas, uno a cada lado de la zanja, unidos por una pieza de madera suficientemente rígida y elevada horizontalmente de estaca a estaca y perpendicularmente al eje de la zanja. En esta pieza horizontal se elevara otra pieza de madera en sentido vertical haciendo coincidir un perímetro lateral de esta pieza con el eje de la zanja, a fin de poder comprobar la pendiente de la razante y niveles de las estructuras.

c) La colocación de la tubería se hará de tal manera que en ningún caso, se tenga una desviación mayor de cinco milímetros en la alineación o nivel del proyecto cuando se trate de tubería hasta 600 mm de diámetro: o de diez milímetros cuando se trate de diámetros mayores. Cada pieza tendrá un apoyo completo y firme en toda su longitud. Para lo cual se colocará de modo que el cuadrante inferior de su circunferencia se apoye en toda su superficie sobre la plantilla o fondo de la zanja. No se colocarán los tubos sobre piedras, calzas de madera y soportes de cualquier otro índole.

d) La colocación de la tubería comenzará por la parte inferior de los tramos y se trabajará hacia arriba, de tal manera que la campana o hembra quede situada hacia la parte más alta del tubo.

e) Los tubos serán revisados antes de colocarlos en las zanjas, rechazándose los tubos que presenten fallas o deterioros.

f) No se permitirá agua en la zanja durante la colocación de la tubería y hasta 6 horas después.

9.2.2 CONSTRUCCION DE JUNTAS.

a) Las juntas de la tubería de hormigón se trabajarán con mortero cemento-arena, en proporción 1:3. Se limpiarán los extremos de los tubos a unirse quitándoles la tierra o materiales extraños de los tubos que formen la junta.

b) Para la tubería de macho y campana, se llenará con mortero la circunferencia inferior de la campana, inmediatamente se colocará el macho del siguiente tubo y se rellenará con mortero la parte superior de la campana, conformando totalmente la junta. El revoque de la junta se realizará formando un anillo a bisel en todo el perímetro. Se evitará que el mortero forme rebordes internos, utilizando balaustres o

varas de madera de tal manera que la junta internamente sea lisa, regular y a ras con la superficie del tubo.

c) El interior de la tubería quedará completamente liso libre de suciedad y materias extrañas. Las supercies interiores de los tubos en contacto quedarán rasantes. Cuando sea necesario realizar suspensiones temporales del trabajo, la tubería quedará corchada con tapones.

d) Las juntas, cualquiera que sea la forma de empate, llenará los siguientes requisitos:

* Impermeable a la infiltración para lo cual se realizarán pruebas cada 50 m de tubería.

* Resistencia a la penetración de raíces.

* Resistencia a las roturas y agrietamientos.

* Posibilidad de poner en uso los conductos, una vez terminada la

junta.

* Resistencia a la corrosión especialmente al ataque del sulfato de hidrógeno y por los ácidos.

* No ser absorvente.

e) Una vez terminadas las juntas, se mantendrán libres de la acción del agua de la zanja, hasta que haya fraguado: asimismo se protegerán del sol y se los mantendrá húmedas.

9.3 BASES PARA TUBERIAS EN ZANJAS.

Se entiende por bases, todas aquellas estructuras destinadas a una adecuada repartición de esfuerzos y absorción de las mismas.

a) Cuando el fondo de las excavaciones donde se instalará la tubería no sea adecuado para sustentarla y mantenerla en forma estable, o cuando el fondo sea rocoso, se construirán bases que puedan ser de tipo A o de tipo B.

- La base de tipo A se usará cuando no

existe agua freática en la zanja. En este caso la base estará conformada por un relleno compactado que se construirá hasta una altura en la que la tubería tenga un soporte en un ángulo central de 120 °. El fondo de la excavación ofrecerá a ala tubería un apoyo liso y continuo dentro de un ángulo central de 55°. El relleno se hará por capas apisonadas de 15 cm de espesor, con una densidad no menor de 95 % de acuerdo a la Especificación ASTM-D 698.

- La base tipo B se usará cuando exista agua freática en la zanja. Estará constituida por una capa de hormigón simple 1:3:6. Se espesor no será menor de 7 cm bajo la plantilla del tubo y de un ancho mínimo de 10 cm a cada lado del tubo. Este se colocará sobre la capa de hormigón de tal forma que su tercio inferior descanse íntegramente sobre dicha caja. Luego se colocará material granular compactado hasta 10 cm por encima del tubo.

9.4 ANCLAJES.

a) Las bases y anclajes de hormigón para tubería y accesorios son estructuras especiales, fijo cimentaciones, que actúan como apoyos intermedios en tramos largos de tuberías, o en instalaciones de equipos donde existen accesorios diversos que por su peso no pueden quedar suspendidos.

b) Las bases y los anclajes de hormigón simple o armado como se indique en los planos del proyecto.

c) Los anclajes tendrán la forma, dimensiones y calidad que se señale en los planos.

9.5 CONSTRUCCION DE POZOS DE REVISION.

Son las estructuras que permiten el acceso al interior de las tuberías de al alcantarillado para su limpieza y reparación.

a) Los pozos de revisión se construirán en los lugares que señale el proyecto y de acuerdo a los planos del proyecto.

b) No se permitirá instalar más de ciento sesenta metros de tubería sin que se construyan los respectivos pozos de revisión.

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
BIBLIOTECA GENERAL

c) Los pozos de revisión serán construidos sobre una fundación adecuada y de acuerdo a la calidad del terreno soportante.

d) La cimentación del pozo de hará previamente a la colocación de las tuberías para evitar la excavación bajo los extremos de las tuberías.

e) La planta y zócalo de los pozos de revisión se construirán de mampostería de piedra o de hormigón, de conformidad a los materiales de la localidad y o de los diseños especiales aprobados por la fiscalización. En la planta o base de los pozos se realizará los canales de "media caña" de conformidad con los planos. Los canales se realizan por alguno de los procedimientos siguientes:

* Al fundirse el hormigón de la base se formarán las "medias cañas" con empleo de cerchas.

* Se colocarán tuberías cortadas " a media caña" al fundir el hormigón o al colocar la piedra, para lo cual se continuará dentro del pozo los tubos de alcantarillado, colocando luego el hormigón de la base a la piedra hasta la mitad de la

altura de los tubos dentro del pozo. Luego se cortan a cincel la mitad superior de los tubos después que endurezca el hormigón a la mampostería de piedra.

f) Las paredes y el cono de los pozos de revisión serán de : mampostería con ladrillo o jaboncillo prensado y con espesor de 0.30 m; mampostería de bloque arena- cemento con un espesor de 0.30 m: hormigón simple de dosificación 1:2:4, en volumen y en ciclópeo en volumen 1:2;6:6.4 de 0.15 m de espesor, o de tubos de hormigón armado (prefabricado) de diámetro y de espesor convenientes.

g) Las paredes laterales interiores del pozo serán enlucidos con mortero de cemento-arena en la proporción 1:3 en volumen y un espesor de 1 cm; el terminado será fijo, liso, pulido y fino, la altura del enlucido mínimo será de 0.8 m medidos a partir de la bases del pozo.

h) Para el acceso se dispondrá de estribos o peldaños de hierro de m (5/8") de diámetro y colocados a 35 cm de espaciamiento; los peldaños estarán empotrados y asegurados formando una saliente de 15 cm por 30 cm de ancho, y serán pintadas con dos manos de pintura anticorrosiva.

9.6 CONSTRUCCIÓN DE CONEXIONES DOMICILIARIAS.

Se entiende por construcción de conexiones domiciliarias al conjunto de acciones que debe ejecutar el constructor para poner en obra la tubería que une el ramal de la calle y las acometidas o salidas de los servicios domiciliarios en la línea de fábrica.

a) Las conexiones domiciliarias se colocarán frente a toda casa o parcela donde puede existir una construcción futura.

b) Los ramales de tubería se llevarán hasta la acera y su eje será perpendicular a la del alcantarillado.

c) Cuando las edificaciones ya estuvieran hechas, el empotramiento se ubicará lo más próximo al desague existente o proyectado de la edificación.

d) Cada propiedad deberá tener una acometida propia al colector de la calle y la tubería del ramal domiciliario tendrá un diámetro mínimo de 150 mm.

e) Cuando por razones topográficas sea imposible garantizar una salida propia al alcantarillado de la calle para una o más casas se permitirá que por un mismo ramal estas casas se conectan a la red de la calle, en este caso el diámetro mínimo será 200 mm.

f) La conexión domiciliaría es el ramal de tubería que va desde la tubería principal de la calle hasta los respectivos líneas de fábrica.

g) Cuando la conexión domiciliaria sea necesaria realizarla en forma oblicua el ángulo formado por la conección domiciliaria y la tubería principal de la calle deberá ser máximo de 60°

h) En ningún punto el tubo de conexión sobrepasará las paredes interiores del canal que es conectado, para permitir el libre curso del agua. No se empleará ninguna pieza especial, sino que se practicará un orificio en la tubería central, en el que se enchufará la tubería de conexión. Este enchufe será perfectamente empatado con mortero de cemento 1:2.

i) La pendiente de la conexión domiciliaria no será menor del 2 %, ni mayor del 20 % y deberá tener la profundidad necesaria para que la parte superior del tubo de conexión domiciliaria pase por debajo de cualquier tubería de agua potable con una separación mínima de 0.20 m.

j) La profundidad mínima de la conexión domiciliaria en la línea d fábrica será de 0.8 m, medido desde la parte superior del tubo y la razante de la acera o suelo y la máxima será de 2.00 m.

9.7 CONSTRUCCION DE SUMIDEROS.

a) Los sumideros se construirán en los lugares señalados en los planos y de acuerdo a los perfiles longitudinales y transversales.

b) Los sumideros se localizarán en la calzada propiamente dicha junto al bordillo o cinta gotera, y al iniciarse la curva de las esquinas. Se utilizarán en calles que tengan una pendiente de 1 al 5 % y especialmente en las calles con pendientes mayores al 5 %.

c) Los sumideros se conectarán a los pozos de revisión y, el tubo de conexión quedará recortado en la pared del pozo. El enchufe será realizado con mortero cemento-arena 1:2.

d) La pendiente será mayor del 2 % pero menor al 20 %

e) El sifón del sumidero se construirá con hormigón simple 1:2:4, el pico o salida del sifón tendrá un diámetro interior de 200mm.

f) El cerco y sumidero se asentarán en los bordes del sifón utilizando mortero cemento-arena 1:3. Se tendrá cuidado en los niveles para obtener superficies lisas en la calzada.

a) Los cercos y rejillas de los sumideros serán de hierro fundido. Del tipo de acera o de calzada; su forma, dimensiones y localización se indicará en los planos respectivos.

9.8 COLOCACION DE CERCOS Y TAPAS.

Se entiende por colocación de cercos y tapas al conjunto de operaciones necesaria para poner en obra las piezas especiales que se colocan como remate de los pozos de revisión, a niveles de la calzada.

a) Los cercos y tapas para los pozos de revisión pueden ser de hierro fundido y de hormigón; su localización y tipo a emplearse se indican en los planos respectivos.

b) Los cercos y las tapas deben ser diseñadas y construidas para el trabajo al que van ha ser sometidos y sus especificaciones constan en los correspondientes materiales.

c) Los cercos y las tapas deben colocarse perfectamente nivelados con respecto al pavimento a aceras; serán acentuados con mortero de cemento-arena en proporción 1:3.

TECNICA PART... BIBLIOTECA GENE...

9.9 RELLENO Y COMPACTACION DE ZANJAS.

9.9.1 RELLENO.

a) No se procederá a efectuar ningún relleno de zanjas sin antes obtener la aprobación de la fiscalización, pues en caso contrario, esta ordenará la extracción total del material utilizado en rellenos no aprobados, sin que el constructor tenga derecho a ninguna retribución por ello. La Fiscalización comprobará la pendiente y la alineación del tramo.

b) El material y el procedimiento de relleno tendrán la aprobación de la fiscalización. El constructor será responsable por cualquier desplazamiento de la tubería u otras estructuras, así como de los daños causados por el procedimiento inadecuado de relleno.

c) En el relleno se empleará en primer término el producto de la propia excavación. Cuando este no sea apropiado se seleccionará otro material y previo el visto bueno de la fiscalización se procederá a realizar el relleno. El material seleccionado puede ser cohesivo y cumplirá con los siguientes requisitos:

- El peso específico en seco mayor a 1600 Kg/m3

* No debe contener material orgánico.

* En el caso de material granular, el tamaño del agregado será menor o igual a 5 cm.

* Ser aprobado por la fiscalización.

d) El material de relleno no se dejará caer directamente sobre las tuberías o estructuras. Las operaciones de relleno en cada tramo de zanjas serán terminados sin demora y ninguna parte de los tramos de tubería se dejará parcialmente rellena por un período superior a 48 horas.

e) La primera parte del relleno se realizará empleando tierra fina seleccionada, exenta de piedras, ladrillos, tejas y otros materiales duros; los espacios entre la tubería y el talud de la zanja se rellenarán cuidadosamente con pala con suficiente apisonamiento hasta alcanzar un nivel de 30 cm sobre la superficie superior del tubo. El apisonado hasta los 0.60 m sobre la tubería será ejecutada con cuidado y con pisón de mano, de esta altura en adelante se podrá emplear otras elementos como rodillos o compactadores neumáticos.

f) Los rellenos en zanjas ubicados en terreno de pendiente superior, al 10 % terminarán en la capa superficial con material que contenga piedras lo suficientemente grandes para evitar el deslave del relleno motivado por el escurrimiento de las aguas lluvias, o se utilizarán sacos de yute con arena espolvoreando con cemento.

9.9.2 COMPACTACION.

a) El grado de compactación que se debe dar a un relleno varía de acuerdo a la ubicación de la zanja; así en calles importantes que van ha ser pavimentadas se requiere el máximo grado de compactación. En zonas donde no existen calles ni posibilidad de expansión de la población, no se requerirá el máximo grado de compactación. En todo caso el grado de compactación se regirá por los valores que exijan las especificaciones técnicas del MOP seleccionados por la fiscalización.

b) Cuando por la naturaleza del trabajo o del material, no se requiera un grado de compactación óptima, el relleno se realizará en capas sucesivas no mayores de 20 cm; hasta el nivel natural del terreno en el cual se dejará un montículo de 15 cm.

c) Para material cohesivo o arcilloso, se usarán compactadores neumáticos. Si el

ancho de la zanja lo permite, se utilizarán rodillos pata de cabra. Cualquiera que sea el equipo se pondrá especial cuidado para no producir daños en las tuberías. para obtener una densidad cercana a la máxima el contenido de humedad del material para relleno será similar al óptimo.

d) En caso de material no cohesivo, se utilizará el método de inundación con agua para obtener el grado deseado de compactación; en este caso se tendrá cuidado para impedir que el agua fluya sobre la parte superior del relleno. El material no cohesivo también puede ser no compactado utilizando vibradores mecánicos o chorros de agua a presión.

9.10 PRUEBAS DE FUNCIONAMIENTO.

La impermeabilidad de los tubos de hormigón y sus juntas serán probados en una de las dos formas siguientes:

9.10.1 PRUEBA HIDROSTATICA ACCIDENTAL.

Esta prueba consistirá en dar a la parte más baja de la tubería una carga de agua que no excederá de un tirante de dos metros. La tubería estará anclada, con un relleno a mano en la parte central de los tubos y dejando totalmente libre las juntas de las mismas. Si la unión está defectùosa y las juntas presentan fugas, el constructor descargará la tubería y

rehacerá las juntas defectuosas. Se repetirá esta prueba hidrostática hasta que no se presenten fugas.

9.10.2 PRUEBA HIDROSTATICA SISTEMATICA.

Esta prueba se hará en todos los casos en que no se realice la prueba accidental. Consiste en colocar, en el pozo de visita, agua arriba del tramo para probar un volumen de 5 m3 con una manguera de 15 cm de diámetro, dejando correr el agua a través del tramo de alcantarillado por probar. En el pozo aguas abajo el Constructor instalará una bomba a fin de evitar que forme un tirante de agua que pueda deslavar las últimas juntas de mortero de cemento que aún estén frescas. Esta prueba hidrostática tiene por objeto determinar si es que la parte inferior de las juntas se retocó debidamente con mortero de cemento, en caso contrario, las uniones presentarán fugas por la parte inferior de las juntas de los tubos de hormigón. esta prueba se realizará antes de rellenar las zanjas. Si las juntas presentan fugas el Constructor procederá a la reparación inmediata de las juntas defectuosas y se repetirá esta prueba hidrostática hasta que no existan fugas.

9.11 CAJAS DE REVISION.

Son estructuras diseñadas para permitir la interconección de tuberías de alcantarillado de redes internas así como para facilitar la inspección, revisión

y limpieza de tales tuberias.

a) Serán construidos en los lugares que señala el proyecto y según los planos de diseño en general, y algunos casos, de acuerdo a diseños especiales.

b) El material a utilizarse será el bloque arena-cemento para conformar las paredes de la caja, con lasos de hormigón de fondo y tapa también de hormigón. Las paredes se enlucirán interiormente con mortero de cemento-arena en la proporción 1:3 en volumen y un espesor no menor a 1 cm.

CAPITULO X

CAPITULO X

10. ESPECIFICACIONES TECNICAS DE MATERIALES Y EQUIPOS[21]

10.1 MATERIALES.

10.1.1 CEMENTO.

a) El constructor suministrará con oportunidad el cemento a la obra en la calidad y cantidad necesarias.

b) El cemento será Portland Tipo I y no del tipo IE y cumplirá todos los requerimientos con la norma ASTM C 150 de la última edición.

c) No se utilizará cemento puzolánico u otro tipo de cemento.

d) El constructor presentará un certificado del fabricante de que el cemento es de cemento Portland tipo I con ausencia de puzolanas u otro materiales potencialmente activos, y corresponde a ASTM-C-150.

e) El constructor es el único

---

[21] PLANES MAESTROS DE AGUA POTABLE Y ALCANTARILLADO DE LOJA, Especificaciones Técnicas de Materiales y equipos, Asociación OTECO-INGECONSULT

responsable por la calidad del cemento que suministra a la obra y por tanto, demostrará mediante resultados certificados de ensayos de control, expedidos sobre la base de análisis físico, químicos, o mecánicos realizados en los lotes entregados. No se aceptará certificados de sello de calidad como substitutos de resultados de análisis de laboratorio.

f) El constructor cumplirá las recomendaciones de las Normas ASTM-C 183 para la toma de muestras de cada lote de cemento y ejecutará a su costo y en presencia de la fiscalización, todos los ensayos necesarios para verificar las características y propiedades del cemento a utilizarse en la obra.

g) Si uno de los diferentes ensayos ejecutados no cumple con los requerimientos de la Norma ASTM-C 150, el lote de cemento será rechazado por la fiscalización, debiendo el constructor proceder de inmediato a retirar del área del proyecto el cemento rechazado.

h) La fiscalización realizará todos los ensayos que juzgue necesarios, para verificar la calidad del cemento suministrado cuando éste se encuentre en el sitio de las obras. Si un resultado de los ensayos realizados por la fiscalización con una muestra simple, no cumple con los requisitos de la especificación ASTM-C 150 la Fiscalización ordenará al Constructor el retiro

del cemento del sitio de almacenamiento y no reconocerá pago alguno al Constructor por concepto del rechazo y retiro del cemento que no cumpla con las condiciones de estas especificaciones. Las fundas de cemento rechazado serán marcadas con una pintura para la identificación correspondiente.

i) El transporte del cemento a la obra se realizará bajo la responsabilidad del Constructor. El equipo aprobado para el transporte garantizará la protección total contra la humedad o la contaminación durante las operaciones de carga, transporte y descarga.

j) Cuando el transporte se realice en sacos, éstos deberán permanecer completamente cerrados y en buen estado durante toda la trayectoria. Todo saco que llegue roto, abierto, deteriorado o con muestras de humedad será rechazado, a expensas del Constructor.

k) Inmediatamente después de la recepción en el área de la obra, el cemento será almacenado cuidadosamente en bodegas provistas por el Constructor, completamente secas, protegidas contra la humedad y con la adecuada ventilación. Las facilidades de almacenaje serán aprobadas por la Fiscalización y permitirán el fácil acceso, para carga, descarga, inspección e identificación.

l) Los sacos se almacenarán superpuestos, evitándose su contacto directo con el suelo, en pilas de hasta 12 sacos, cuando vayan a ser utilizados hasta 30 días desde su llegada; y, en pilas de hasta 6 sacos, cuando este tiempo fuera mayor. El Constructor dispondrá permanentemente una reserva de cemento almacenada que garantice una producción continua de hormigón durante un mínimo de 10 días en los períodos de mayor intensidad de trabajo.

Ningún lote de cemento será utilizado en los primeros 7 días de llegada, a menos que haya expresa autorización de la Fiscalización. Luego de aprobada la calidad de los lotes en el área del proyecto, su utilización se efectuará dentro de un período de hasta 60 días contados desde su fabricación. Para períodos más largos, la fiscalización exigirá a cargo del Constructor, la realización de nuevos ensayos y la verificación de la calidad para autorizar su uso.

m) Previo al transporte del cemento, El constructor presentará para la aprobación de la Fiscalización los certificados que aseguren la calidad del producto. Además mantendrá y entregará a la Fiscalización copias certificadas de registros claros y precisos de todos los envíos de los números de lotes. de los certificados de la fábrica, de los resultados de los ensayos de control y de las estructuras de hormigón donde se hayan utilizado.

n) El Constructor se abastecerá, por su cuenta, de las cantidades necesarias de cemento, de fábricas que garanticen un producto de calidad homogénea de acuerdo a las especificaciones ASTM-C 150 El constructor presentará para aprobación de la Fiscalización, dentro de los 60 días calendario posteriores a la firma del contrato, los registros de calidad e informes técnicos del cemento, de las posibles fuentes de abastecimiento.

ñ) Si el cemento es obtenido de diferentes fabricantes, no se permitirá su mezcla o contaminación durante el transporte y almacenamiento.

10.1.2 AGREGADOS.

a) La arena y la grava serán de banco natural o procedentes de la trituración de piedras. Las operaciones incluyen la extracción del material en bruto del banco de préstamos, su acarreo a la planta de cribado y lavado; el lavado y cribado incluye el suministro de agua necesaria y las operaciones para retirar el material de la planta, colocarlo en bancos de almacenamiento y transportarlo para su utilización.

b) En el caso de obtención por trituración se incluye la extracción de la piedra, su fragmentación, su transporte a la trituradora, la clasificación. El almacenamiento temporal del material y

su utilización.

c) Los bancos de arena y grava natural o de roca para la producción de arena y grava triturada, serán aprobados por la fiscalización.

d) La arena y la grava natural podrán ser utilizados sin cribar ni lavar con autorización escrita de la fiscalización.

e) La arena para la fabricación de hormigón y mortero, consistirá en fragmentos de roca duros, de un diámetro no mayor de 5 mm. Estará libre de polvo, tierra, pizarras, álcalis, material orgánico, tierra vegetal, mica y otras sustancias perjudiciales.

f) Cumplirá además con estos requisitos adicionales:

- Las partículas no tendrán formas lajeadas o alargadas si no esféricas o cúbicas.
- El contenido del material orgánico presentará, en la prueba de color, un color más claro que el color patrón.

* El contenido de polvo (partículas menores de 74 micas: tamiz 200) no excederá el 31 % en peso.

* El contenido de partículas suaves, pizarras, etc., sumados con el contenido de arcilla y el limo no excederá el 6 % en peso.

* Cuando la arena se obtenga de bancos naturales su granulometría estará comprendido entre los límites máximos y mínimos que se expresan en el cuadro siguiente:

REQUISITOS DE GRANULOMETRIA PARA LA ARENA DE BANCOS NATURALES.

Número y abertura de los cedazos A.S.T.M.-E-11		Acumulativo retenido en % retenido	
Designación	Lado del cuadro de la abertura libre en mm	Mínimo	Máximo
3/8	9.5	-	0
4	4.769	0	5
8	2.380	5	20
16	1.190	15	50
30	0.590	40	75
50	0.297	70	90
100	0.149	90	98
	Módulo de finura	2.2	3.38

* Cuando la arena se obtenga por trituración de piedras se procurará que su granulometría esté comprendida entre los límites máximos y mínimos indicados en el siguiente cuadro:

REQUISITOS DE GRANULOMETRIA PARA ARENA TRITURADA.

Número y abertura de los cedazos A.S.T.M.-E-11		Acumulativo retenido en %	
Designación	Lado del cuadro de la abertura libre en mm	Mínimo	Máximo
3/8	9.5	-	0
4	4.760	0	5
8	2.380	10	25
16	1.190	20	50
30	0.590	50	70
50	0.297	70	90
100	0.149	90	95
	Módulo de finura	2.4	3.35

g) La fiscalización podrá autorizar por escrito el uso de arena sin lavar cuando exista alguna situación de emergencia. Salvo en el caso indicado anteriormente toda arena será lavada. la arena para uso de las hormigoneras será lavada y tendrá un contenido de humedad uniforme y estable, no mayor del 6 %.

h) El agregado grueso que se utilice para la fabricación de hormigón será de

fragmentos duros de roca, de un diámetro mayor de 5 mm, densos y durables, libres de polvo, tierra, pizarras, álcalis, materia orgánica, tierra vegetal, mica u otras sustancias perjudiciales y cumplirá con los siguientes requisitos:

* Las partículas no tendrán formas lajeadas o alargadas si no esféricas o cúbicas.

* La densidad relativa absoluta no será menor de 2.4

* El contenido de polvo (partículas menores de 74 micas: retenidas en el tamiz 200) no excederá el 1 % en peso.

* El contenido de partículas suaves no excederá el 5 % en peso.

* No contendrá materia orgánica, sales o cualquier otra substancia extraña.

* El agregado grueso se

dividirá en tres tamaños, que se manejarán y almacenarán por separado para después recombinarse en forma adecuada. Dichos tamaños corresponden a las siguientes mallas de abertura cuadrada:

1. de 4.8 a 19 mm (3/16" a 3/4")
2. de 19 a 38 mm (3/4" a 1.5")
3. de 38 a 76 mm (1.5" a 3 ")

i) La operación de la planta de cribado evitará la presentación de porcentajes decrementales de partículas menores y mayores que los límites nominales correspondientes a cada agregado.

j) Cada uno de los tamaños de agregados no contendrá partículas de tamaño mayor y no presentará más de 3 % de tamaños menores a los indicados. El agregado grueso se lavará siempre antes de su uso.

10.1.3 AGUA.

a) El agua a usarse tanto para el lavado de agregados como para la preparación de morteros u hormigones para el curado del hormigón será agua fresca, libre de toda sustancia que interfiera el proceso

normal de hidratación del cemento. se rechazará el agua que contenga sustancias nocivas, como aceites, ácidos, sales, álcalis, materia orgánica, etc.. El constructor presentará a la Fiscalización los resultados de los análisis físico-químicos del agua, y de los ensayos de resistencia, con morteros de cemento. Para la aprobación del agua, la resistencia promedio obtenida será 95 % o más de la resistencia obtenida al prepararse el mortero con agua destilada. La especificación a utilizarse será la ASTM-C 109.

10.1.4 LADRILLO

a) Cualquiera que sea el tipo de ladrillo a usarse será aprobado por la Fiscalización y cumplirá con las siguientes características: forma regular con caras planas y paralelas, cocción y color uniforme.

b) Los ladrillos fabricados a mano tendrán un coeficiente medio de ruptura a compresión de 70 Kg/cm2 y para una muestra cualquiera, el coeficiente mínimo de ruptura será de 50 Kg/cm2.

c) Los ladrillos prensados tendrán un coeficiente medio de ruptura a la compresión de 120 Kg/cm2 y para una muestra cualquiera el coeficiente a la ruptura no será inferior de 100 Kg/cm2.

d) Los ladrillos huecos para mampostería soportante cumplirá con la especificación anterior, y los valores se obtendrán con el área total del ladrillo, sin descontar el área de huecos.

10.1.5 CERCOS Y TAPAS PARA POZOS DE REVISION.

a) Se entenderá por suministro de cercos y tapas para pozos de revisión a las piezas especiales de hierro fundido para ser colocados en la parte superior de los pozos de revisión, y que sirven a la vez para varios propósitos como son: cerrar la boca de entrada y protección del pozo de revisión contra daños causados por la entrada de piedras, maderas, etc. acceso al pozo con fines de revisión y limpiezas, forman parte del acabado de las calzadas.

b) Los cercos y tapas de pozos de revisión cumplirán con los siguientes requisitos:

*	Diámetro exterior del cerco	0.73 mm
*	Diámetro interior del cerco	0.51 mm
*	altura total del cerco	0.13 mm
*	Diámetro de la tapa en la parte superior	0.56 mm
*	Espesor mínimo de la tapa (con nervios radiales)	0.03 mm
*	Espesor mínimo del cerco	0.015 m

* Peso de la tapa 50 - 52 Kg
* Peso del cerco 50 - 52 Kg
* La tapa se sujetará con una cadena de hierro galvanizado de diámetro 1/4 " y de 0.50 m de largo. soldada en el un extremo con la tapa y en el otro con un gancho pata de cabra, que servirá para empotrar en la mampostería del pozo.

c) Las piezas serán cubiertas de una capa gruesa de pintura bitumástica uniforme, que en frío presenta una consistencia tenaz y elástica (no vidriosa) y llevará las leyendas y marcas ordenadas para cada caso.

10.1.6 REJILLAS PARA SUMIDEROS.

a) Rejilla para sumideros. son las piezas especiales de hierro fundido colocadas sobre los sumideros de calzada para impedir la entrada de materiales como piedras, tierras, etc..

b) Las rejillas de sumideros cumplirán los siguientes requisitos:

* Diámetro exterior del cerco de las rejillas 0.54 mm

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA
BIBLIOTECA GENERAL

*	Diámetro de la parte inferior del cerco	0.42 mm
*	Parte superior del cerco rectangular (medida exterior)	0.44*0.35 m
*	Cuerpo de la rejilla	0.41*0.32*0.65m
*	Altura total del cerco de la rejilla	0.24 m
*	Abertura de la rejilla	7 de 0.27*0.45m
*	La rejilla irá sujeta al cerco mediano goznes de seguridad con pasadores de 5/8" puestos a presión a través de los orificios dejados en el cerco	
*	El peso del cerco más la rejilla será de	82 - 84 kg.

c) La fundición será de hierro, de grano uniforme, sin protuberancias, cavidades u otros defectos y cumplirá con la especificación DIN-1691, C G - 14.

10.2 EQUIPO.

10.2.1 REJILLAS.

a) Se localizarán en los sitios que determinen los planos

b) La forma, dimensiones y materiales se sujetarán a lo que se señale en los planos y/o lo indicado por la Fiscalización. El Constructor podrá proponer cambios en los diseños de las rejillas, debiendo la Fiscalización aprobar o rechazar dichos cambios.

c) Las rejillas serán medidas por unidades y deberán ser instaladas y probadas y su pago se hará a base del precio unitario establecido en el Contrato, en el que se incluye suministro, transporte, instalación, pintura anticorrosiva, pruebas y todas las operaciones necesarias para la realización del trabajo descrito.

10.2.2 TRANSPORTE DE TUBERIA Y EQUIPOS.

a) Cuando de acuerdo con lo señalado por el contrato corresponde al Constructor suministrar la tubería y equipos de cualquier clase que éstos sean, los fletes que ocasione el transporte desde el lugar de compra y fabricación, hasta el sitio de su instalación en las obras objeto del contrato, le serán pagados al Constructor de acuerdo con los precios unitarios establecidos.

b) Por "transporte local" se entenderá la transportación que ejecute el Constructor, bien sea empleando medios de transporte propios o

mediante subcontratos con terceros.

c) Todo contrato especificará lo que se entiende como transporte local.

d) La descarga de las tuberías y equipos se realizará con todas las precauciones razonables y las recomendadas por los fabricantes de las mismas para no causarles daños o deterioros.

e) Cuando las tuberías y equipos sean transportados empleando camiones, su descarga se hará a la orilla de las zanjas o excavaciones en que posteriormente serán instalados, salvo que la Fiscalización ordene que se almacene provisionalmente en algún sitio predeterminado por el mismo.

f) Las maniobras de carga y descarga se realizarán a mano con el equipo y herramientas necesarios, como vigas, cadenas, etc., pero adoptando las medidas necesarias encaminadas a que tales herramientas no entren en contacto directo con los tubos causándoles deterioros, por lo que las superficies metálicas serán forradas con materiales adecuados.

g) Es estrictamente prohibido arrojar la tubería desde las plataformas de los vehículos hasta el terreno natural o desde el fondo de las excavaciones. Cuando el Constructor no cumpla con ésta

Especificación, todos los daños causados a las tuberías serán reparados por su cuenta y cargo o procederá a la reposición del material dañado parcial o totalmente.

h) Si del piso de los camiones o plataformas sobresalen remaches, tornillos o piezas metálicas, se clavarán tiras de madera, sobre la plataforma para evitar que los tubos tengan contacto con las piezas metálicas. Es conveniente acolchar el piso y las paredes laterales de las cajas de transportación, empleando para ellos sacos de paja, arena u otro material adecuado. Las tuberías quedarán rígidamente sujetas para que no sufran movimientos y se dañen unas con otras. Las tuberías no sobresaldrán de las plataformas de los vehículos y quedarán apoyadas en toda su longitud sobre la plataforma o sobre capas subyacentes. Entre cada capa de tubería se colocarán tablones de 20 a 25 mm de espesor con 300 mm de ancho, espaciados como máximo 120 cm de eje a eje.

i) Las tuberías de hormigón con espiga y campana deberán acomodarse, tanto en las cajas de transportación como en los sitios de estiba, en forma cuatrapeada, esto es, que las campanas de una capa descansen sobre las espigas de la subyacente, y así sucesivamente.

j) Las tuberías de hormigón de caja y espiga serán acomodadas en las cajas de transportación

de los vehículos, de acuerdo con las instrucciones del fabricante para que no sufran daños.

k) Las tuberías de hierro fundido y acero serán cargadas en los vehículos siguiendo las instrucciones de su fabricante, para evitar deformaciones y deterioros en sus revestimientos anticorrosivos.

l) En las cajas de transportación de los vehículos se colocarán tubos en número igual al recomendado por el fabricante de las mismas.

m) Todos los daños que sufran las tuberías durante su transportación o durante las maniobras auxiliares de la misma serán reparados por cuenta y cargo del Constructor y a la entera satisfacción de la Fiscalización.

10.2.3 TRANSPORTE DE CERCOS, TAPAS Y REJILLAS DE HIERRO FUNDIDO.

a) El transporte de cercos, tapas y rejillas de hierro fundido se ejecutará tomando las precauciones necesarias para evitar daños y deterioros a las mismas.

CAPITULO XI

CAPITULO XI

11. COMPROBACION DE TUBERIAS DE HORMIGON SIMPLE MAS UTILIZADAS EN NUESTRO MEDIO.

A la tubería se la somete a tres tipos de pruebas o ensayos: de resistencia a la compresión, de absorción e hidrostática. Los medios utilizados en los ensayos fueron de dos fábricas existentes en el medio que son: fábrica Rocafuerte y la del IEOS.

11.1 DETERMINACION DE LA RESISTENCIA A LA FLEXION, METODO DE LOS TRES APOYOS.

Es uno de los métodos que se utiliza para determinar la resistencia a la compresión de la tubería.

Se marcará con precaución antes del ensayo la mitad de la circunferencia en las extremidades de cada muestra de tubo. Los dos apoyos inferiores consistirán en dos listones de madera de lados verticales cuyos lados superficiales e inferiores se redondearán en la arista de apoyos del tubo en un radio de 12 mm. Los listones serán rectos y se sujetarán a una pieza rígida de madera en una escuadra de 15 * 15 cm. Los lados verticales inferiores serán paralelos y estarán a una distancia de 2.5 cm por cada 30 cm de diámetro de tubo, pero esta distancia no será menor de 2.5 cm. El soporte superior consistirá en una pieza rígida de madera no menor de 15 * 15 cm. Recta

de punta a punta.

Usualmente entre la madera y el tubo se pone un filete de yeso mate.

La carga se aplicará al soporte superior en un punto tal que equidiste de los extremos del cuerpo cilíndrico del tubo y situado en el plano vertical que pasa por el eje del mismo.

Se usará cualquier equipo que quiera aplicar la carga a una velocidad uniforme de unos 1000 Kg/minuto, o bien en incrementos no mayores de 50 Kg. A la misma velocidad hasta completar la misma carga de 1000 Kg. en un minuto.

La carga será aplicada hasta que e tubo ceda por grietas que pasen a través de la pared.

La resistencia a la compresión se calculará dividiendo la carga total requerida para romper el tubo, por la longitud interior del mismo, medida desde el fondo del enchufe, hasta el extremo de la espiga.

El cuadro adjunto nos muestra el método de aplastamiento. Los tubos de hormigón simple deberán de tener una resistencia mínima a la compresión de acuerdo a la tabla adjunta.

RESISTENCIA MINIMA DE LOS TUBOS DE HORMIGON SIMPLE.

DIAMETRO INTERIOR (mm)	RESISTENCIA MINIMA A LA COMPRESION. APOYO EN TRES PUNTOS (Kg/m)
150	1637
200	1934
250	2083
300	2232
350	2479
400	2727

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA.

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

LABORATORIO DE RESISTENCIA DE MATERIALES

ENSAYO DE RESISTENCIA A LA COMPRESION

(Método de apoyo en tres puntos)

Muestra: Fábrica del IEOS Realizado por :L.P y M.R.

Norma : INEN Fecha : 24 de Marzo de 1994

ENSAYO NUMERO	1	2	3
DIAMETRO (mm)	250	250	250
CARGA (Kg)	2825	2730	2812
LONGITUD DE APOYO (m)	0.92	0.925	0.92
ESF. A LA COMPRESION (Kg/m)	3070.65	2951.35	3056.52

Muestra : Fábrica Rocafuerte

ENSAYO NUMERO	1	2	3
DIAMETRO (mm)	250	250	250
CARGA (Kg)	2330	1899	1615
LONGITUD DE APOYO (m)	0.90	0.89	0.90
ESF. A LA COMPRESION (Kg/m)	2588.89	2133.71	1794.44

$$\text{Esfuerzo a la compresión} = \frac{\text{Carga}}{\text{Longitud de apoyo}} \quad \text{Kg}$$

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR LABORATORIO RESISTENCIA DE MATERIALES LOJA

11.2 ENSAYO DE ABSORCION.

Las muestras que se usen serán fragmentos de tubo roto procedentes de la prueba de compresión y tendrá de 100 a 150 cm2 de superficie aproximadamente, de forma cuadrada y deberán estar libres de grietas, rajaduras, descascaduras o bordes astillados.

Las muestras serán secadas a una temperatura no menor de 110°C, hasta dos pesadas sucesivas en un intervalo no menor de dos horas mostrando decrecientes de peso de la muestra no mayor del 0.1 %.

La muestra será colocada en un recipiente seco lleno de agua potable la misma que será elevada a una temperatura de ebullición durante 5 horas, se dejará enfriar a la intemperie durante 18 horas, hasta tener una temperatura de 15 a 20 °C (temperatura ambiental), entonces se sacará el agua y se dejará secar por lo menos un minuto, el agua superficial se secará con un paño absorbente o un papel secante e inmediatamente se pesará la muestra.

El incremento del peso de la muestra hervida sobre su peso, tomada como la absorción de la muestra y se expresa como un porcentaje del peso seco; el porcentaje máximo admisible de absorción es de 8 % para todos los tubos.

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA.

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL.

LABORATORIO DE RESISTENCIA DE MATERIALES.

ENSAYO DE ABSORCION.

Muestra: Fábrica del IEOS Realizado por :L.P y M.R.

Norma : INEN Fecha : 28 de Marzo de 1994

ENSAYO NUMERO	1	2	3
DIAMETRO (mm)	250	250	250
PESO SECO (grs)	1787.10	1820.70	1802.90
PESO HUMEDO (grs)	1910.60	1913.40	1912.40
% DE ABSORCION	6.91	5.09	6.07

Muestra : Fábrica Rocafuerte

ENSAYO NUMERO	1	2	3
DIAMETRO (mm)	250	250	250
PESO SECO (grs)	1168.60	1357.10	1043.80
PESO HUMEDO (grs)	1278.10	1476.40	1152.50
% DE ABSORCION	9.37	8.79	10.41

$$\% \text{ de Absorción} = \frac{\text{Peso Húmedo} - \text{Peso Seco}}{\text{Peso Seco}} * 100$$

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR LABORATORIO RESISTENCIA DE MATERIALES :: LOJA ::

11.3 ENSAYO DE LA RESISTENCIA HIDROSTATICA.

Cuando los tubos están sometidos a presiones hidrostáticas internas no deben mostrar filtraciones, la humedad que aparezca en la superficie del tubo, en forma de manchas o gotas adheridas a la superficie no se considera como filtración.

Se usarán tubos enteros, en buen estado, en cantidad del 1 % de la cantidad total de fabricación, nunca se probarán menos de dos tubos par cada diámetro

El ensayo se lo puede realizar mediante 2 maneras:

a. Se tapa los extremos del tubo con tabiques de madera o metal, provistos de bandas de cuero o de goma, de manera que impida filtraciones por la tapa. A una de las tapas se pondrá un neplo de 3/4" que le atraviese, se le sujetará firmemente y se le hará una junta impermeable por medio de tuercas de ajuste. La extremidad del neplo se conectará con el tubo de descarga de una bomba o con un tubo del sistema de agua potable.

   Se aplicará al interior del tubo agua a presión, medida con manómetro de la manera

siguiente:

0.35 Kg/cm2	por 5 minutos
0.70 Kg/cm2	por 10 minutos
1.00 Kg/cm2	por 15 minutos

b. La prueba se llevará a cabo colocando el tubo verticalmente con la espiga sobre una plancha de caucho blanco o su equivalente, luego llenándolo de agua hasta la altura de la base de la campana.

La inspección inicial se efectuará aproximadamente 15 minutos después de haber comenzado la prueba: Si el tubo muestra humedad o zonas mojadas en su superficie exterior, se continuará la prueba durante un período elegido por la supervisión que no exceda de 24 horas.

Si el tubo no nuestra humedad o zonas mojadas, en algún momento durante el período considerado, se asumirá que se ha pasado la prueba. Como mínimo el 80 % de los tubos ensayados deberán pasar por la prueba de permeabilidad, caso contrario se rechazarán el lote de tubos.

UNIVERSIDAD TECNICA PARTICULAR DE LOJA

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL

LABORATORIO DE RESISTENCIA DE MATERIALES

ENSAYO DE RESISTENCIA HIDROSTATICA

Muestra: Fábrica del IEOS Realizado por :L.P y M.R.

Norma : INEN Fecha : 9 de Mayo de 1994

Los tubos sometidos a este ensayo no soportaron las presiones establecidas en las normas, y en los diferentes tiempos que se propone para dicha prueba.

Muestra: Fábrica Rocafuerte

De igual manera que el anterior, los tubos no pasaron las pruebas a que fueron sometidos en el ensayo hidrostático.

11.4 COMPARACION DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS CON LOS CORRESPONDIENTES A LAS NORMAS INEN.

Después de haber realizado los diferentes ensayos con las muestras de tubos de hormigón simple que se utilizan en nuestro medio, hacemos la correspondiente comparación de los resultados obtenidos con los admitidos en las normas.

a. Las muestras que corresponden a la fábrica del IEOS nos han dado resultados satisfactorios,en los dos primeros ensayos,esto es, en el de compresión y absorción pero en el ensayo hidrostático no pasó la prueba ya que hubieron filtraciones de agua por las paredes del tubo.

Para el ensayo de compresión mediante el método de apoyos en los tres puntos, el admitido como mínimo en las normas para el diámetro de 250 mm es de 2083 Kg/m mientras que el obtenido en los ensayos es de 3070.65 Kg/m, 2951.35 Kg/m y 3056.52 Kg/m. Para el ensayo de absorción el porcentaje máximo admitido en las normas es del 8 %, los resultados que

se obtuvieron fueron menores es decir el 6.91 %, 5.09 % y 6.07 %.

Para el ensayo hidrostático no pasaron la prueba a que fueron sometidas dichas muestras

b. Las muestras que corresponden a la fábrica Rocafuerte en cambio han dado resultados que para un tipo de dichos ensayos si cumple con lo admitido mientras que para otras se sobrepasan aquellos que proponen en las normas.

Para el ensayo de compresión mediante el método de apoyo en los tres puntos los datos obtenidos son de 2588.88 Kg/m, 2133.70 Kg/cm y 1794.44 Kg/cm, es decir para:

Para el ensayo de absorción el porcentaje obtenido es de : 9.37 %, 8.79 % y 10.41 %

Para el ensayo hidrostático no pasaron la prueba a que fueron sometidos dichas muestras

11.5 CONCLUSIONES.

Luego de haber realizado los diferentes ensayos a las tuberías de hormigón simple de las fábricas del IEOS y Rocafuerte existentes en nuestro medio podemos concluir lo siguiente:

a. El material usado para la elaboración de la tubería de hormigón simple en la fábrica del IEOS es buena ya que los resultados obtenidos en los diferentes ensayos a que fueron sometidos dichas muestras nos dieron resultados mas o menos buenos,no siendo asi para la prueba de resistencia hidrostática lo cual se observó que dicha tubería no es apta en su funcionamiento al ser sometida a presiones hidrostáticas.

b. Los porcentajes de dosificación de los materiales utilizados en su fabricación puede ser un factor predominante para la obtención de dichos resultados ya que estos insiden directamente en su resistencia.

c. Para la tubería construida en la

fábrica Rocafuerte los resultados no son muy satisfactorios ya que las muestras que fueron sometidas a los diferentes ensayos no lograron pasar dicha prueba algunos de ellos, es así que para la prueba de absorción sobrepasaron el porcentaje máximo admitido en las normas,como tambien para la prueba de resistencia hidrostática que no cumplieron con lo solicitado en las normas.

d. El material de aquellas canteras, que es utilizado para la fabricación de esta tubería no puede tener la suficiente consistencia para que resista las diferentes pruebas a que son sometidas, para el funcionamiento en obra.

11.6 RECOMENDACIONES.

Como consecuencia inmediata de las conclusiones enunciadas en el numeral anterior, nos permitimos recomendar lo siguiente:

a. La mejor propuesta para la utilización de tubería, en la ejecución de un proyecto en lo que se refiere a alcantarillado en

general es aquella que es fabricada por el IEOS y que cumple mejor con losrequisitos solicitados por las normas INEN.

b. Para lograrse una mayor resistencia de las tuberías una de las recomendaciones sería el de incrementar el espesor de las paredes del tubo conforme aumenta su diámetro.

CAPITULO XII

CAPITULO XII

12. BIBLIOGRAFIA.

Topografía aplicada a levantamientos y construcción de Proyectos; Cueva M., Pio: 1986.

Topografía; Torres, Alvaro

Abastecimiento de agua y alcantarillado; Steet, Ernest W.

Diseño Hidráulico; Krochin, Sviatoslav; 1986

Normas para el diseño de agua potable y sistemas de alcantarillado de poblaciones mayores a 1000 habitantes; IEOS.,1986

Tratamiento y depuración de las aguas residuales; Metcalf, Eddy, 1985

Mecánica de suelos y cimentaciones; Carlos Crespo Villalaz, 1985

Cálculo de intensidad de lluvia para el diseño de obras de drenaje; Luis Rodríguez Fiallos, 1992

Precipitaciones Máximas en España; Francisco Elias

Cloacas y drenajes; Simón Arocha R.. 1983

Instructivo para elaborar la fórmula polinómica, cuadrilla tipo. Dir. de Construcción, Dto de Costos y Especificaciones, Precios Unitarios Referenciales, INERHI, Folleto: Valdivieso Renan, 1989.

Programación de Obras; Isac, E.

Camino crítico PERT - CPM: Bendicho Joven, José Pascual.

Especificaciones técnicas de construcción para sistemas de agua potable y alcantarillado; Planes maestros de Loja.