

UNIVERSIDAD LAICA ELOY ALFARO DE MANABÍ

FACULTAD DE INGENIERÍA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

TEMA:

**“DISEÑO DEL SISTEMA HIDROSANITARIO (AGUA POTABLE, AGUAS
SERVIDAS Y AGUAS LLUVIAS) DE LA URBANIZACIÓN COLINAS DE KAPOK”**

TESIS DE GRADO:

PREVIO A LA OBTENCIÓN DE TÍTULO DE:

INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

MARÍA VERÓNICA MOREIRA RIVADENEIRA

CAMILA NICKOLE PANEZO SABANDO

DIRECTOR DE TESIS:

ING. GUSTAVO MERO BAQUE MSC.

MANTA, DICIEMBRE DEL 2016



CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo investigativo, fue realizado en su totalidad por los egresados de la Carrera de Ingeniería Civil, la Srta. María Verónica Moreira Rivadeneira y la Srta. Camila Nickole Panezo Sabando, como requerimiento parcial a la obtención del título de Ingeniero Civil.

Manta, Diciembre del 2016

Ing. Gustavo Mero Baque, Mg.

DIRECTOR DE TESIS



AUTORÍA

La responsabilidad por los hechos, ideas y doctrinas expuestos en ésta tesis, corresponden exclusivamente a los autores, y el patrimonio intelectual de la tesis de grado corresponderá a la Universidad Laica “Eloy Alfaro” de Manabí.

Egda. María Verónica Moreira Rivadeneira

Egda. Camila Nickole Panezo Sabando



DEDICATORIA

Este trabajo va dedicado a las personas que me apoyaron esta etapa de mi formación profesional.

A Dios por guiarme durante esta vida y acompañarme en este largo camino.

Dedico el presente trabajo a mis padres Lenny y Amparo por el amor, la dedicación y la confianza que depositaron en mí, por el esfuerzo que hicieron para hacer de mí una buena persona.

A mi familia en general por su apoyo constante y sus bendiciones.

A todos mis profesores por haberme enseñado cada uno de sus conocimientos.

Verónica Moreira



AGRADECIMIENTO

El presente trabajo se lo agradezco a Dios por las oportunidades que me ha brindado y por las dificultades, porque de esas he aprendido a ser fuerte y vencer los obstáculos que se me han presentado.

A mis padres, ellos han sido y serán por siempre el pilar fundamental de mi vida, gracias a ellos he podido construir cada uno de mis objetivos, muchas gracias por el amor, la comprensión el apoyo de siempre, gracias a ustedes soy quien soy en esta vida, por los valores morales que me han inculcado, por ser mi guía, mi norte, mi sur, el eje central de mi vida, el motor que me impulsa a seguir adelante, por apoyarme en mis decisiones y guiarme cuando estoy equivocada. Los amo infinitamente

A mi familia en general por el apoyo constante a lo largo de toda mi vida, por sus constantes enseñanzas y las sabias palabras en los momentos indicados.

A mis profesores por sus sabias enseñanzas, por brindarme sus conocimientos que harán crecer como profesional y ser una persona útil y productiva para la sociedad.

A mi amiga y compañera de tesis; un verdadero amigo es alguien que te conoce tal como eres, comprende dónde has estado, te acompaña en tus logros y tus fracasos, celebra tus alegrías, comparte tu dolor y no te juzga por los errores.



DISEÑO HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN “COLINAS DE KAPOK”

VERÓNICA MOREIRA – CAMILA PANEZO



A la nuestra alma máter la Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí y de manera particular a la Carrera de Ingeniería Civil por acogerme en sus aulas y en ellas haber aprendido cosas esenciales para ser una excelente profesional.

Verónica Moreira



DEDICATORIA

Dedico este proyecto y meta cumplida a mi ángel protector, mi papá, pero sobre todo a mi mamá, mi pilar fundamental en la vida, mi musa, mi fuente de inspiración, sin ella nada de esto hubiese sido posible, sin sus sabios y precisos consejos, por enseñarme que las metas son alcanzables, que una caída no es una derrota sino el comienzo de una lucha, ella que con su amor por sus hijos a sabido darnos lo justo y necesario para que seamos unas personas que luchan por cumplir sus sueños, ya que con sacrificios diarios nunca se ha rendido para vernos triunfar.

Esta meta y sueño cumplido son todo tuyos mamita, gracias por hacer de mí una mujer capaz, decidida, con aspiraciones y con muchas ganas de triunfar.

A mis hermanos quienes en todo momento me han brindado sus consejos y apoyo incondicional, porque creer en mí y ser mi motivación por salir adelante.

Camila Panezo



AGRADECIMIENTO

Al concluir un proyecto en el cual vez plasmado tus conocimientos adquiridos y noches largas de estudio es inevitable que sobresalgan de tu interior emociones, sin embargo es imposible no estar completamente agradecida con las personas e instituciones que de una u otra manera lograron facilitar las cosas para que este trabajo se concluyera de la mejor forma, ya que ellos fueron grandes participes de este logro tan anhelado. Es por este motivo que no hayo placer más grande que agradecer a ellos por medio de este espacio.

Debo de agradecer en primer lugar a mi madre, quien con su amor, confianza y apoyo incondicional me dio fuerzas en los momentos más difíciles y complejos, creyendo siempre en mí y mis capacidades, gracias a ella por haberme dado un hogar lleno de amor y con unos hermanos maravillosos que siempre han estado y estarán para mí.

Gracias a mi compañera de tesis y amiga incondicional, ya que sin ella nada de esto habría sido posible, porque juntas hemos luchado por esta gran meta que lentamente se ha ido convirtiendo en realidad, porque juntas hemos reído, llorado y sobretodo aprendido mucho de esta carrera que nos apasiona.

Gracias a mi enamorado por brindarme su apoyo que ha sido muy importante, por ayudarme a no claudicar de esta meta.

Gracias a mi profesor y tutor de tesis, Ing. Gustavo Mero, por compartir sin reservas sus conocimientos y ayudarnos a lo largo de este proyecto.



DISEÑO HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN “COLINAS DE KAPOK”

VERÓNICA MOREIRA – CAMILA PANEZO



Gracias a nuestra alma mater Universidad Laica Eloy Alfaro de Manabí, que está formando profesionales con criterio y conocimiento.

Camila Panezo



ÍNDICE

CAPÍTULO I	3
MEMORIA DESCRIPTIVA.....	3
1.1. ANTECEDENTES.....	3
1.2. ASPECTOS FÍSICOS DEL TERRENO.....	5
1.2.1. Ubicación	5
1.2.2. Área A Urbanizar	6
1.2.3. Distribución General de Uso de Suelo	6
1.2.4. Forma Y Dimensiones	7
1.2.5. Infraestructura De Servicios	7
1.2.6. Zonificación.....	8
1.2.7. Acceso	8
1.2.8. Vías	8
1.2.9. Áreas Verdes	9
1.3. ASPECTOS NATURALES.....	9
1.3.1. Características Climáticas.....	9
CAPÍTULO II	12
MEMORIA DE CÁLCULO.....	12
2. ESTUDIOS PRELIMINARES	12
2.1. DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.....	12
2.2. TOPOGRAFÍA.	12
2.2.1. Planimetría.....	12



2.2.2.	Altimetría.....	13
2.3.	SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE.....	13
2.3.1.	Justificación	13
2.3.2.	Parámetros de diseño	15
2.3.3.	Período de diseño	16
2.3.4.	Análisis poblacional	17
2.3.4.1.	Población de diseño	17
2.3.4.2.	Cifras de consumo de Agua.....	22
2.3.4.3.	Consumo o demanda por incendio.....	24
2.3.4.4.	Caudales de diseño	25
2.3.4.5.	Presiones en la red	25
2.3.4.6.	Sistema contra incendio.....	25
2.3.5.	Colocación de válvulas.....	26
2.3.6.	Diseño de la red de distribución de agua potable.....	27
2.3.7.	Deflexiones en las tuberías	28
2.3.8.	Datos necesarios para el diseño de la red de distribución de agua potable en WaterCAD v8i.....	30
2.4.	SISTEMA SANITARIO: AGUAS SERVIDAS	43
2.4.1.	Alcantarillado sanitario	43
2.4.2.	Periodo de diseño.....	43
2.4.3.	Parámetros de diseño	44
2.4.3.1.	Población.....	44



2.4.3.2.	Dotación de Agua Potable	44
2.4.4.	Componentes de un sistema de alcantarillado sanitario	44
2.4.4.1.	Colector Secundario	44
2.4.4.2.	Colector Principal	44
2.4.4.3.	Interceptor	44
2.4.4.4.	Emisario Final	45
2.4.5.	Sistema de aportación y justificación	45
2.4.6.	Propiedades hidráulicas del sistema de alcantarillado sanitario	46
2.6.8.	Coeficiente de rugosidad	47
2.6.9.	Canales circulares- ecuación de Manning	47
2.6.9.	Ecuación de Darcy - Weisbach en conjunto con la ecuación de Colebrook - White	48
2.6.10.	Recomendaciones para el diseño del sistema de alcantarillado sanitario	49
2.6.10.1.	Diámetro Interno Real Mínimo	49
2.6.10.2.	Velocidad Mínima	49
2.6.10.3.	Velocidad Máxima	50
2.6.10.5.	Pendiente Máxima	50
2.6.10.6.	Profundidad Mínima a La Cota Clave	50
2.6.10.7.	Profundidad Máxima A La Cota Clave	51
2.6.10.8.	Tuberías	51



2.6.10.9.	Pozos y Cajas de Revisión	51
2.6.10.10.	Distancia entre Pozos.....	52
2.6.10.11.	Colectores.....	52
2.6.10.12.	Cajas de revisión	53
2.6.10.13.	Conexiones Domiciliarias	53
2.6.11.	Recomendaciones del caudal de diseño y otros coeficientes utilizados.	53
2.6.11.1.	Caudales de diseño de aguas residuales.....	53
2.6.11.2.	Caudal de Aporte Doméstico (Q_D).....	54
2.6.11.3.	Caudal de Conexiones erradas	56
2.6.11.4.	Caudal de Aguas de Infiltración (Q_{inf})	57
2.6.11.5.	Caudal Máximo Horario (Q_{MH})	59
2.6.11.6.	Factor de Mayoración F	60
2.6.11.7.	Caudal de Aguas Ilícitas (Q_i)	61
2.6.11.8.	Caudal de Diseño (Q_{Dis})	61
2.6.12.	Diseño de la red de recolección	62
2.6.13.	Diseño de la red principal de recolección a través de SewerCAD v8i	62
2.6.14.	Información inicial para el trazado.....	63
2.6.15.	Construcción de la línea principal del sistema de alcantarillado	64
2.6.16.	Ingreso de los datos.....	64
2.6.16.1.	Pozos-colectores.....	64



2.6.16.2.	Ingreso del Caudal de Diseño.....	65
2.6.16.3.	Mayoración del caudal de diseño	67
2.6.16.4.	Ingreso del caudal de aguas ilícitas.....	68
2.6.16.5.	Ingreso del caudal de aguas por infiltración	68
2.6.16.6.	Restricciones en el diseño	69
2.6.16.7.	Cálculo del Sistema	70
2.6.16.8.	Resultados y graficas	70
2.7.	SISTEMA PLUVIAL: AGUAS BLANDAS	75
2.7.1.	Bases de Diseño.....	75
2.7.2.	Caudal de diseño de Aguas llluvias	75
2.7.3.	Coeficiente c de Escurrimiento	76
2.7.4.	Intensidad de Precipitación.....	78
2.7.5.	Periodo de Retorno.....	80
2.7.6.	Tiempo de Concentración.....	81
2.7.7.	Intensidad diaria para un periodo de retorno $I_{d_{TR}}$	83
2.7.8.	Áreas de Aportación	85
2.7.9.	Propiedades hidráulica del sistema de alcantarillado pluvial	85
2.7.10.	Recomendaciones para el diseño del sistema de alcantarillado pluvial.....	86
2.7.10.1.	Potencial a Utilizarse.....	86
2.7.10.2.	Velocidad mínima y de auto limpieza	86
2.7.10.3.	Velocidad máxima.....	86
2.7.10.4.	Pendiente.	87



DISEÑO HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN “COLINAS DE KAPOK”

VERÓNICA MOREIRA – CAMILA PANEZO



2.7.10.5. Localización.....	87
2.7.10.6. Diámetro.....	88
2.7.10.7. Sumideros.....	88
2.7.10.8. Tirantes.....	88
2.8. ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL DEL SISTEMA DE INFRAESTRUCTURA SANITARIA EN LA URBANIZACIÓN “COLINAS DE KAPOK”	91
2.8.1. Objetivos del alcance del estudio	92
2.8.1.1. Objetivo General	92
2.8.1.2. Objetivos Específicos	92
2.8.2. Descripción general del área en estudio	93
2.8.2.1. Localización del proyecto.....	93
2.8.2.2. Área de influencia.....	95
2.8.3. Identificación y evaluación de impactos ambientales	97
2.8.3.1. Identificación de impactos ambientales	98
2.8.3.2. Calificación y valoración de impactos.....	102
2.8.3.3. Jerarquización de impactos	104
2.8.3.4 Matrices de Leopold	105
CAPÍTULO 3.....	108
PRESUPUESTO Y PROGRAMACIÓN.....	108
3.1. TABLA DE CANTIDADES	108
3.2.1. Presupuesto para el Sistema de Agua Potable	109
3.2.2. Presupuesto para Sistema de Alcantarillado Sanitario.....	110



DISEÑO HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN “COLINAS DE KAPOK”

VERÓNICA MOREIRA – CAMILA PANEZO



3.2.3. Presupuesto para Sistema de Alcantarillado Pluvial.....	111
3.3. Análisis de precios unitarios	112
CAPÍTULO 4	135
MEMORIA GRÁFICA.....	135
4.1. PLANOS.....	135
CONCLUSIONES	136
RECOMENDACIONES.....	138
Bibliografía	139
ANEXOS	141



ÍNDICE DE ILUSTRACIONES

Ilustración 1.- Foto Satelital de la Urbanización "Colinas de Kapok"	6
Ilustración 2 Diferentes tipos de redes malladas (en la primera ilustración no se muestran las conducciones terciarias)	15
Ilustración 3 Numeración de nodos del sistema de distribución de agua potable de la urbanización "Colinas de Kapok"	31
Ilustración 4 Diseño importado desde AutoCAD	64
Ilustración 5 Perfil general del sistema de AASS de la Urbanización "Colinas de Kapok"	73
Ilustración 6 Perfil de Ingeniería de la urbanización "Colinas de Kapok"	74
Ilustración 7 Zonificación de Intensidades de Precipitación.....	78
Ilustración 8 Curva de Intensidad Máxima Zona 6	79
Ilustración 9 Isolíneas de Intensidad Máxima Diaria de Precipitación	84
Ilustración 10 PLANO URBANÍSTICO "COLINAS DE KAPOK"	94



ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1.- Distribución de los Usos del Suelo Urbanización "Colinas de Kapok"	6
Tabla 2. Precipitación Media Mensual (mm)	11
Tabla 3 Vida útil en años de los elementos constitutivos de un sistema de agua potable.....	17
Tabla 4 DATOS POBLACIONALES CANTÓN MONTECRISTI (CENSO 2010)	18
Tabla 5 DATOS POBLACIONALES DE LOS CENSOS (2001 - 2010)	18
Tabla 6 DATOS DE VIVIENDAS DEL CANTÓN MONTECRISTI (CENSO 2010) ...	19
Tabla 7 DISTRIBUCIÓN POBLACIONAL DE LA URBANIZACIÓN "COLINAS DE KAPOK"	20
Tabla 8 COMPORTAMIENTO POBLACIONAL MEDIANTE MÉTODOS DE CRECIMIENTO POBLACIONAL.....	22
Tabla 9 DOTACIONES	23
Tabla 10 VALORES CORRESPONDIENTES A LA DOTACIÓN CONTRA INCENDIO	24
Tabla 11.- Caudales necesarios contra incendios en función de los hidrantes.....	26
Tabla 12.- Curvatura por desviación en la unión	29
Tabla 13.- Curvatura por deflexión en el tubo	29
Tabla 14 Demanda en cada tramo de tubería.....	32
Tabla 15 Aporte de demanda a cada nodo	34
Tabla 16 Demanda y cota para cada nodo del sistema de AAPP	35
Tabla 17.- Datos de los nodos	36
Tabla 18 Datos de las tuberías	37
Tabla 19 Datos de los hidrantes del sistema.....	39



Tabla 20.- Datos de los nodos	39
Tabla 21 Datos de las tuberías del sistema de AAPP	41
Tabla 22.- Velocidades a tubo lleno y coeficiente de rugosidad recomendadas.....	47
Tabla 23.-Cota de terreno de cada uno de los pozos.....	52
Tabla 24. Distancia Entre Los Pozos Y La Descarga	53
Tabla 25.-Coeficiente de retorno de aguas servidas doméstica	55
Tabla 26 Aportes máximos por conexiones erradas con sistema pluvial.....	57
Tabla 27.- Aportes máximos por drenaje domiciliario de aguas lluvias sin sistema pluvial	57
Tabla 28.- Valores de Infiltración en Tuberías.....	58
Tabla 29.- Caudal de Aguas Ilícitas	61
Tabla 30.- Coeficientes de Escurrimiento de acuerdo a la zona.....	77
Tabla 31.- Periodos de Retorno para diseño de estructuras menores.....	81
Tabla 32.-Frecuencia de diseño en función del tipo de zona.....	81
Tabla 33.- Tiempo de Recorrido Superficial	82
Tabla 34.- Velocidades Máximas Permisibles	87
Tabla 35.- CATEGORIZACIÓN DE FACTORES AMBIENTALES	102
Tabla 36.- VALORACIÓN DE LA MAGNITUD DEL IMPACTO AMBIENTAL	103
Tabla 37 VALORACIÓN DE LA IMPORTANCIA DEL IMPACTO	104



RESUMEN

El presente documento contiene una descripción detallada y pormenorizada de los estudios y diseños de la Urbanización “Colinas de Kapok”, ubicada en el cantón de Montecristi, Provincia de Manabí, con los diseños del sistema de agua potable mediante el software WaterCAD v8i, el diseño de alcantarillado sanitario mediante el software SewerCAD v8i y el sistema pluvial mediante el método tradicional de cálculo de manera que cuenten con sistemas eficientes, técnicamente diseñados, confiables y que cumplan los parámetros ambientales necesarios.

El diseño hidrosanitario y de agua potable se lo realizó mediante el empleo de programas computacionales, de tal manera que se pueda incrementar el uso de estos programas en la vida cotidiana, optimizar el tiempo de desarrollo en diseño y análisis de cualquier proyecto, además de considerar que se minimizan los costos de construcción, operación, mantenimiento; además de garantizar un eficiente comportamiento hidráulico.

En el diseño del sistema de aguas lluvias se empleó el método tradicional en el cual se pudo evidenciar que los costos de construcción y mantenimiento aumentan considerablemente pues se obtuvieron pozos de hasta de 4m de profundidad.

Conjuntamente se los diseños fueron ejecutados de acuerdo a las normas vigentes locales (SECRETARIA NACIONAL DEL AGUA).



SUMMARY

This document contains a detailed and prolix description of the studies and designs of the "Hills of Kapok" Urbanization, located in the canton of Montecristi, Province of Manabí, with the designs of the water system in the WaterCAD v8i software, the design Sanitary sewerage using the SewerCAD v8i software and the rainwater system using the traditional method of calculation so that they have efficient, technically designed, reliable systems and meet the necessary environmental parameters.

Hydrosanitary design and drinking water are carried out through the use of computer programs, so that the use of these programs can be increased in everyday life, optimize development time in design and analysis of any project, and consider that Construction, operation and maintenance costs are minimized; In addition to ensuring efficient behavior.

In the design of the rainwater system was used the traditional method in which it was evidenced that the costs of construction and maintenance increase considerably because the wells were obtained up to 4m deep.

Together, the designs were made according to the current local regulations (NATIONAL WATER SECRETARY)



INTRODUCCIÓN

Es de vital importancia, tanto para la salud humana como para el bienestar de la sociedad en su conjunto, contar con un Abastecimiento de Agua seguro y conveniente así como un Sistema de Recolección, Evacuación y Tratamiento de las aguas servidas que la población de una localidad produce.

La recolección y eliminación sin peligros de la excreta humana plantea los problemas importantes de la salud pública. El desarrollo de zonas urbanas implica la dotación de servicios acordes con la magnitud, importancia y auge que vaya adquiriendo una región, ya sea en forma planificada o espontánea y que en todo proyecto debemos anticipar en un plazo determinado. Esto supone muchos servicios que están interrelacionados de tal manera que la existencia de uno significa la presencia y/o desarrollo de otros. Esta relación está demostrada en la íntima coexistencia de un Sistema de Abastecimiento de agua potable y un Sistema de Recolección de las aguas servidas. Los Sistemas de Alcantarillado con corriente líquida resuelven el problema de eliminar las inmundicias creadas por los habitantes de las ciudades. El Programa de las Naciones Unidas para el Desarrollo (PNUD) determina que los cinco servicios básicos que un Estado debe garantizar a sus ciudadanos, al menos, para poder permitir el desarrollo humano son los siguientes: La salud, la educación, la identidad, el saneamiento básico y la electrificación.

Este trabajo corresponde al diseño agua potable y alcantarillado sanitario y pluvial, usando los programas Watercad y Sewercad, se presenta el análisis de los tres sistemas hidrosanitarios, a partir de la cual se diseñan los elementos que complementan su buen funcionamiento.



OBJETIVOS Y ALCANCE

Objetivo General

Diseñar un sistema hidrosanitario óptimo, eficaz y sustentable para los habitantes de la urbanización “Colinas de Kapok”.

Objetivos Específicos

- a) Diseñar el sistema de AAPP (Capacidad de almacenamiento y Red de distribución).
- b) Diseñar el sistema de AASS (Colectores Principales y Secundarios).
- c) Diseñar el sistema de AALL (Colectores Principales y Secundarios).
- d) Elaborar la memoria y Especificaciones técnicas.
- e) Elaborar los planos de construcción.
- f) Generar el presupuesto para el diseño hidrosanitario.



CAPÍTULO I

MEMORIA DESCRIPTIVA

1.1. ANTECEDENTES

En los actuales momentos existe un déficit en viviendas lo que hace que los espacios requeridos para dar soluciones habitacionales cobren tremendo auge sobre todo en zonas suburbanas.

El cantón Montecristi, ciudad considerada a nivel Nacional como uno de los principales centros turísticos por sus artesanías y de manera especial por la construcción del sector denominado "Ciudad Alfaro" por el año 2008 y que sirvió como sede de la Asamblea Nacional para elaborar la Constitución de octubre/2008.

El crecimiento acelerado de todo pueblo trae consigo un grave problema de estancia por falta de viviendas y es así que muchas empresas constructoras locales y de manera especial constructoras foráneas vienen promocionando de un tiempo acá, soluciones habitacionales para que la clase de nivel medio adquiera su propia casa-habitación a través de los siguientes medios:

- Mediante la desmembración de grandes extensiones de suelo en áreas de promoción como en este caso urbanizaciones.
- Mediante préstamos hipotecarios a través de Cooperativas de Ahorro y Crédito, la Banca privada, Mutualista y el IESS o por sus propios medios.

Debemos reconocer que al crear un asentamiento poblacional somos los responsable directo de un grave problema a futuro que daremos al municipio porque tarde o temprano vendrán las exigencias al solicitar: servicios básicos tales como: energía eléctrica, agua potable y el alcantarillado sanitario, problemas que no



tendríamos con ésta Urbanización porque este proyecto brindará para los usuarios las principales obras básicas de infraestructura.

Una Urbanización puede significar diferentes ventajas y desventajas entre las que destacan:

Ventajas

Por lo general las urbanización se sitúan en las áreas suburbanas, donde el suelo es económico y disponible para la realización de estos proyectos, esto ha producido un cambio radical en el uso del suelo urbano.

Además las urbanizaciones de manera general se sitúan cerca de las vías rápidas para de esta manera facilitar el desplazamiento desde el lugar de residencia hasta el centro de la ciudad.

Las urbanizaciones significan un verdadero proyecto inmobiliario de considerable rentabilidad, misma que en su mayoría es promovida dentro del sector privado.

Otros de los aspectos que se resaltan de las urbanizaciones es que destinan gran parte del suelo a los espacios naturales, mismos que generan entornos más tranquilo no sólo para las personas que habitan en el interior, sino para los visitantes.

Es evidenciable la constante inseguridad que rodea el entorno del país, las urbanizaciones dotan de una mayor confianza a las personas al tener una mayor seguridad.



Desventajas

Los proyectos residenciales privatizan el espacio público al impedir que las calles y lugares de recreación sean usados libremente por todo aquel que lo desee. Asimismo, los servicios y las regulaciones públicas son reemplazados por servicios brindados por parte de empresas privadas y por reglamentaciones privadas que surgen del accionar de las asociaciones de propietarios o residentes de estos barrios cerrados.

Por lo general los sistemas de agua potable y de agua servida de una ciudad no se realizan con la proyección del crecimiento acelerado de la población, al construir una urbanización se presentan problemas al momento de evacuar las aguas servidas y esto genera un molestias no sólo para los residentes de la urbanización, sino más bien para la ciudadanía en general.

1.2. ASPECTOS FÍSICOS DEL TERRENO

Los aspectos fundamentales del terreno donde se implantará el proyecto son los siguientes:

1.2.1. Ubicación

El área del proyecto, se encuentra localizada sobre el sector denominado "Los Pocitos" del Cantón Montecristi y para llegar a este sitio se ingresará por la intersección de la vía Manta - Montecristi a través de la Calle Kennedy y recorrer 300.00 metros de distancia aproximadamente.

De acuerdo a los datos obtenidos la urbanización se encuentra entre los siguientes linderos:



- P1: 538558.8748E - 9887430.0097N
- P2: 538527.6932E - 9887158.9176N
- P3: 538247.6261E - 9887101.6448N
- P4: 538125.8188E - 9887170.3402N

1.2.2. Área A Urbanizar

El área a urbanizar según los planos arquitectónicos es de 7.73 Ha

1.2.3. Distribución General de Uso de Suelo

La distribución general del manejo que tendrá el suelo para la urbanización “Colinas del Kapok”, se encuentran detallados en los planos urbanísticos, mismo que se describen a continuación:

Tabla 1.- Distribución de los Usos del Suelo Urbanización "Colinas de Kapok"

DESCRIPCIÓN	ÁREA (Ha)	%ÁREA TOTAL
ÁREA ÚTIL RESIDENCIAL (67 VIVIENDAS)	4.803	62.13%
ÁREA VERDE	1.129	14.61%
ÁREA EN VÍAS Y ACERAS	1.798	23.26%
TOTAL	7.73	100%

Fuente 1.- Las Autoras



Ilustración 1.- Foto Satelital de la Urbanización

Fuente 2.- Google Earth



1.2.4. Forma Y Dimensiones

La urbanización "Colinas de los Kapok" se materializará sobre un área aproximada de 8 Ha de forma irregular, en donde la topografía del terreno es muy variada y dentro de su extensión existen dos valles rodeados por elevaciones que lo limitan formando laderas con pendientes dentro de los rangos de sustentación del material del suelo existente. Los desniveles que se forman tienen pendientes que van desde el 15% hasta el 25% aproximadamente, teniendo una diferencia de hasta 50.00 m desde su base hasta la cima. En la parte superior de estas colinas y en sus costados se conforman plataformas y laderas de gran dimensión muy apta para el desarrollo de viviendas que tendrán excelentes objetivos visuales.

1.2.5. Infraestructura De Servicios

El área del proyecto se encuentra servida con obras básicas de infraestructura que existen en Montecristi más lo que aportará el proyecto.

Uno de los objetivos propuestos es que el Proyecto a realizarse acoja las necesidades expresadas por una sociedad en constante transformación que demandan mayores niveles de confort. Sobre los tipos de vivienda: unifamiliares, bifamiliares y multifamiliares estarán condicionadas a la legislación urbana del municipio de Montecristi.

Teniendo estos factores como antecedentes, el planteamiento de esta urbanización en el aspecto urbano, corresponde al de un sistema habitacional, que vincula armónicamente su naturaleza paisajista con los usuarios, e invoca la integración social del vecindario como una de sus mayores pertenencias.



De otro lado, la congregación de viviendas admite conllevar los servicios de infraestructura, subyugando de sobremanera los costos de construcción y sostenimiento.

1.2.6. Zonificación

A fin de obtener una adecuada estructura urbana y por lo tanto normalizar su forma para una adecuada convivencia, el Conjunto Habitacional contempla interiormente un sistema vial vehicular y peatonal privado, disponiéndose lateralmente los lotes. El ingreso a la urbanización es a través de un acceso único y controlado consistiendo en una vía principal con característica de avenida que recorre la totalidad del proyecto con un ancho de calzada igual a los 7.00 m., organiza una estructura urbana que define varios sectores perfectamente relacionados con la topografía del terreno, al cual se lo respeta; este esquema permite combinar armónicamente las vías con las propiedades.

1.2.7. Acceso

El acceso se encuentra localizado en el interior de la Urbanización Montecristi Golf & Country Club y recorre 400.00 m de distancia entre la Gasolinera Primax y el Limite Norte del Barrio, la que empalmará con la avenida principal y calles laterales existentes en el proyecto.

1.2.8. Vías

La avenida principal que recorre la urbanización es de 7.00 mts con calzada por cada sentido de circulación de 3.50 mts más los andenes laterales de 2 mts en cada margen.

Las vías peatonales están ubicadas de manera estratégica para que los peatones puedan arribar de un lugar a otro recorriendo la menor distancia. Tendrán un ancho



de 7.00 mts. Permitiendo áreas verdes y bandas de circulación peatonal adaptadas a la topografía y a los desniveles del terreno.

Los estacionamientos para las viviendas individuales se ubicarán en cada terreno en el número que cada familia requiera en ancho de la vía permite además estacionar en uno de sus costados de manera que el tráfico normal no se vea afectado por esta necesidad. En los sectores donde existan zonas comunales se ubicaran las playas de estacionamiento suficiente para los usuarios de manera que no interfieran en la libre circulación de acceso a estas instalaciones.

1.2.9. Áreas Verdes

La proyección de las áreas verdes está sobre los rangos usuales en los esbozos urbanos; se contempla integrar una reserva forestal internamente en la urbanización que permitirá una integración de los habitantes con la naturaleza.

1.3. ASPECTOS NATURALES

1.3.1. Características Climáticas

La ciudad de Montecristi, específicamente el cerro de Montecristi se encuentra a 443 msnm. El clima de la zona de tesis se cataloga en la región bioclimática sub desértico tropical; en la Provincia de Manabí esta región bioclimática cubre Bahía de Caráquez, Charapotó, Portoviejo, Montecristi, Julcuy y Valle del Ayampe Alto. Para el estudio climatológico del Cantón Montecristi se destinaron los antecedentes favorables de cinco estaciones meteorológicas confinadas dentro o en los entornos del cantón, durante el período 2000 a 2012.

En referencia a los datos suministrados por el INAMHI, Montecristi ostenta una precipitación media anual entre 375 y 440 mm.



Regularmente las precipitaciones se conciernen con las masas de aire húmedo que llegan del Océano Pacífico, éstas dilapidan el mayor contenido de agua a través de una expansión adiabática, llamada así cuando el terreno comienza a ser escarpado. La mayoría de las lluvias se manifiestan como chubascos intensos pero de poca permanencia y en el verano bajan en forma de garúa o lloviznas ocasionales. Concorre un período de lluvioso vislumbrado entre enero y abril, y un período con mínima precipitación en el resto de meses del año; los meses más áridos son agosto, septiembre y octubre.



DISEÑO HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN “COLINAS DE KAPOK”

VERÓNICA MOREIRA – CAMILA PANEZO



Tabla 2. Precipitación Media Mensual (mm)

NOMBRE	ENERO	FEBRERO	MARZO	ABRIL	MAYO	JUNIO	JULIO	AGOSTO	SEPTIEMBRE	OCTUBRE	NOVIEMBRE	DICIEMBRE	TOTAL
Montecristi Aeropuerto	71.1	104.5	87.6	49.3	35.0	9.2	10.9	1.1	1.4	1.4	9.0	16.4	397.6
Los Cerros Montecristi	78.8	89.4	91.9	52.4	23.8	18.3	10.3	1.7	4.9	3.3	2.5	12.7	389.8
La Laguna	58.3	89.4	89.4	58.6	18.9	12.2	6.9	3.9	6.3	3.9	6.6	21.3	375.5
Camarones- Manabí	82	91.3	94.4	51.8	25.2	20	11.9	7.3	8.7	9.8	11.7	23.7	437.8
Promedio Mensual	72.7	93.6	90.8	53.0	25.7	14.9	100	3.5	5.325	4.6	7.45	18.52	490.10

Fuente 3.- INAMHI



CAPÍTULO II

MEMORIA DE CÁLCULO

2. ESTUDIOS PRELIMINARES

2.1. DESCRIPCIÓN DE LA ZONA DE ESTUDIO.

A la hora de generar un buen diseño hidrosanitario se debe tener en cuenta que este debe de servir para satisfacer las necesidades y requerimientos de sus usuarios en este caso la zona escogida es Montecristi cantón de Manabí, en el interior de la Urbanización Montecristi Golf & Country Club se localiza la urbanización “Colinas de Kapok”, para la que se debe diseñar hidrosanitario, un sistema que sea capaz de satisfacer las necesidades de la población. En el presente proyecto se llevará a cabo con el uso de los programas WaterCad y SewerCad V8i, mismos que nos proporcionan los datos necesarios para que el diseño sea el apropiado sin que se excedan los costos y se sobredimensionen los diseños.

2.2. TOPOGRAFÍA.

En la zona donde se llevará a cabo el proyecto se realizó el correspondiente levantamiento altimétrico y planimétrico de la zona empleando una estación total.

Una vez efectuado la topografía del lugar se obtuvieron los siguientes resultados:

2.2.1. Planimetría

La zona de estudio representa un área que no se encuentra habitado, pero tiene sus lotes y delimitaciones claramente marcados. La distribución planimétrica de la zona se encuentra en el Plano #1.



2.2.2. Altimetría

Se realizó el respectivo cálculo para obtener las curvas de nivel y así determinar la cota más alta y más baja, respectivamente 115 fue la cota más alta y 76 fue la cota más baja, mostrando que el terreno es bastante accidentado, dado las circunstancias naturales del proyecto se considera una conducción a gravedad. Las curvas de nivel propias del terreno se detallan en el Plano #2.

SISTEMA DE AGUA POTABLE

2.3. SISTEMA DE DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE

2.3.1. Justificación

La realización de cada proyecto de abastecimiento de agua potable se debe de plantear de manera única debido al sector en el cual se va a realizar, para que estos proyectos sean ejecutados se requiere de una aprobación de la municipalidad que rige en el sector, se debe de tener en cuenta la información demográfica, hidrológica, geodésica y geológica, así como también las socioeconómicas.

Para realizar el diseño de un sistema de distribución de agua potable se debe de tener en cuenta que tipo de red va a utilizarse, la cual debe de cumplir con todas las normativas y a su vez debe de satisfacer las necesidades de la zona del proyecto.

Pueden definirse dos tipo de redes de distribución a partir de la topografía del terreno, la ubicación de las fuentes de abastecimiento y el lugar donde se posicionarán las viviendas, y son:

- Redes malladas
- Redes ramificadas



Las **REDES MALLADAS** están conformadas por tuberías interconectadas, mismas que se unen formando mallas o retículos, a fin de establecer un perímetro cerrado que permita un servicio más eficiente y permanente ya que así el agua puede llegar a un punto específico por diferentes caminos. El problema que se presenta en este tipo de redes se debe a que no existe un determinado sentido para la circulación del agua, el cual a su vez genera una ventaja de suma importancia ya que si se llegase a presentar una rotura en alguna de las tuberías, el agua llegaría al resto de la red por otras tuberías, aislando el tramo averiado por medio de válvulas, ubicadas de manera que se formen polígonos cerrados pequeños e independientes. El crecimiento poblacional y la carencia de los suministro son factores de los cuales va a depender las dimensiones de los tramos aislados.

En este tipo de redes existe una mejor distribución de las presiones, así como también en todo instante la red permite que el agua siga su recorrido de la mejor manera para proveer del suministro a la zona sobrecargada, reacomodándose automáticamente la repartición de los caudales.

La **RED RAMIFICADA** es aquella que está conformada por una tubería principal de cual se derivan tuberías secundarias, y en forma similar se reparten otras terciarias o de cuarto orden cada vez menores. Cuando no es posible una conexión entre ramales debido a la complejidad de la topografía se pueden formar pequeñas mallas o ramales ciegos.

Este tipo de redes también son útiles cuando la población del sector a abastecer se ha desarrollado de una manera lineal a lo largo de la vía principal, para lo cual se diseña una tubería central con una cadena de derivaciones para dar servicio a las calles que confluyen a ella.

En caso de utilizar este tipo de red, se debe tener en cuenta que el agua tiende a estancarse en los extremos de los ramales por lo cual se puede alterar sus cualidades. Sin embargo aun habiendo realizado el adecuado tratamiento del agua, esta puede seguir conteniendo partículas sólidas que se sedimentan en las tuberías y se acumulan donde la velocidad del agua es mínima. Para esto es preciso diseñar tuberías de desagüe para evitar el estancamiento del agua y a su vez realizar limpiezas frecuentes.

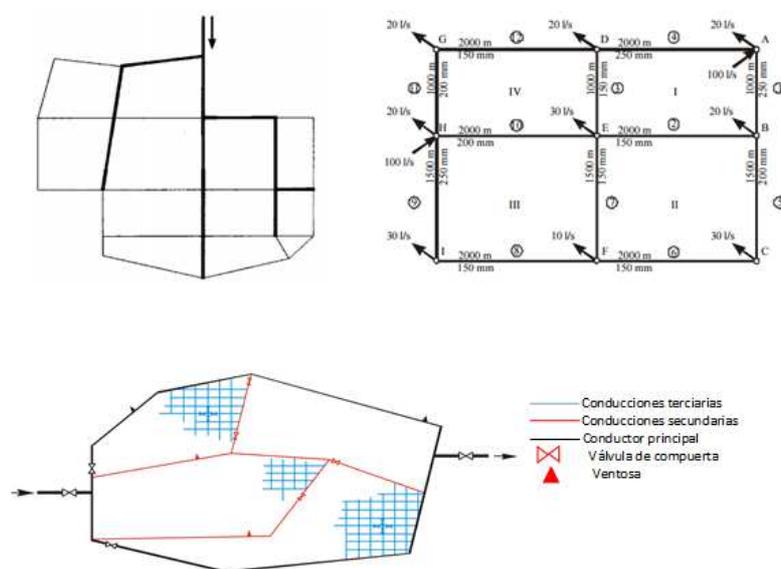


Ilustración 2 Diferentes tipos de redes malladas (en la primera ilustración no se muestran las conducciones terciarias)

Fuente 4.- Las Autoras

2.3.2. Parámetros de diseño

Existe un conjunto de acciones necesarias que deben de contemplar antes de realizar el diseño de un sistema de abastecimiento de agua potable entre estas están: captar, transportar, tratar, recolectar y distribuir el agua potable.

Se utilizaran distintos coeficientes de diseño en conocimiento de las funciones que cumple cada elemento que compone el sistema, es por esta razón que es necesario



conocer el comportamiento de los materiales y métodos a utilizar para obtener de ellos un máximo beneficio y eficacia ajustados a los criterios económicos.

Es por este motivo que analizaremos los parámetros de diseño que intervendrán en el diseño del sistema de abastecimiento de agua potable.

2.3.3. Período de diseño

El periodo de diseño de un sistema de abastecimiento será el tiempo para el cual el sistema funcionará de forma eficiente, se comprobará su capacidad para captar el suministro, procesarlo y conducirlo con el caudal requerido, también se debe de contar con un óptimo desempeño de las instalaciones así como una excelente calidad del servicio.

Se debe de tener en consideración varios factores tales como:

- Vida útil de las instalaciones
- Obras civiles
- Equipos
- Tuberías
- Facilidades de construcción
- Crecimiento poblacional

La proyección debe de ejecutarse con el fin de satisfacer las necesidades de la colectividad durante un periodo de tiempo determinado y a su vez debe de ser 100% funcional sin necesidad de considerar ampliaciones.

El tiempo a proyectarse las obras definitivas no debe de ser menor a 15 años.



Tabla 3 Vida útil en años de los elementos constitutivos de un sistema de agua potable

VIDA ÚTIL EN AÑOS DE LOS ELEMENTOS DE UN SISTEMA DE AGUA POTABLE	
Obras de captación	De 25 a 50
Diques grandes y túneles	De 50 a 100
Pozos profundos	De 10 a 25
Líneas de conducción en acero o hierro dúctil	De 40 a 50
Líneas de conducción en asbesto cemento o PVC	De 20 a 30
Plantas de tratamiento	De 30 a 40
Tanques de almacenamiento o distribución	De 30 a 40
Redes de distribución de acero o hierro dúctil	De 40 a 50
Redes de distribución de asbesto cemento o PVC	De 20 a 25
Otros materiales y equipos según especificaciones de fabricante	Variable

Fuente 5.- (Baque, 2015)

Las tuberías de PVC por tener mayor durabilidad son aptas para las condiciones que se propone en este proyecto. Según normativas Latinoamérica y nacionales es de 20 a 25 años.

2.3.4. Análisis poblacional

2.3.4.1. Población de diseño

La población proyectada al final no es más que el **período de diseño** y debe considerarse incorporando variables demográficas, socioeconómicas, urbanas y regionales, asimismo de las normativas y regulaciones municipales previstas para su ocupación y crecimiento ordenados.

Los factores que se deben analizar para dicha estimación son los siguientes:

- **Estadísticas INEC**

Según los resultados del VII Censo de Población y VI de Vivienda realizado el 28 de noviembre del 2010 por el INEC conocemos los siguientes datos:



Tabla 4 DATOS POBLACIONALES CANTÓN MONTECRISTI (CENSO 2010)

POBLACIÓN DEL CANTÓN MONTECRISTI (CENSO 2010)

ÁREAS	TOTAL	HOMBRES	MUJERES
TOTAL	70294	35304	34990
URBANA	67842	34018	33824
RURAL	2452	1286	1166

Fuente 6.- (INEC, 2011)

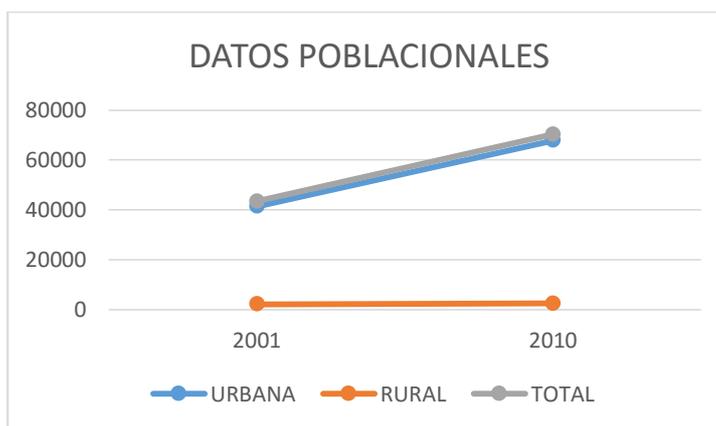
La población del Cantón Montecristi, según el Censo del año 2010, representa el 5.50% del total de la Provincia de Manabí; ha crecido en el último período intercensal 2001 – 2010, a un ritmo de:

Tabla 5 DATOS POBLACIONALES DE LOS CENSOS (2001 - 2010)

	2001	2010	Tasa de crecimiento anual 2001-2010
URBANA	41329	67842	5.51%
RURAL	2071	2452	1.88%
TOTAL	43400	70294	7.39%

Fuente 7.- (INEC, 2011)

Cuadro 1. Población por áreas del Cantón Montecristi



Fuente 8.- (INEC, 2011)

El 96.51% de su población reside en la zona urbana y se caracteriza por ser una población joven, ya que el 60.34% son menores de 29 años.



En la tabla 4 se observa los datos de vivienda cuya tendencia nos muestra que existen en promedio 3.74 ocupantes por vivienda, 3.87 en la zona urbana y 3.61 en la zona rural, de acuerdo a esta estadística podemos adoptar un valor de 6 ocupantes por vivienda de acuerdo al **MÉTODO DEL MIDUVI**.

Tabla 6 DATOS DE VIVIENDAS DEL CANTÓN MONTECRISTI (CENSO 2010)

ÁREAS	VIVIENDAS OCUPADAS POR PERSONAS PRESENTES			POBLACIÓN TOTAL
	NÚMERO	OCUPANTES	PROMEDIO	
URBANA	17522	67810	3,87	67810
RURAL	681	2452	3,61	2452
TOTAL	18203	70262	3,74	3,74

Fuente 9.- (INEC, 2011)

- **Población de saturación:**

La población actual del sector es nula, debido a que este no ha sido poblado aun, es por este motivo que se ha considerado como población final de diseño a la **población de saturación**, que no es más que la cantidad total de personas que aproximadamente habitaran en la urbanización cuando este alcance su máximo desarrollo.

Se considera una total de 6 personas por cada lote para determinar la población de saturación una vez que se tiene enumerados los lotes en cada una de las manzanas.



Tabla 7 DISTRIBUCIÓN POBLACIONAL DE LA URBANIZACIÓN "COLINAS DE KAPOK"

MANZANAS	Nº DE LOTES	PERSONAS C/LOTE	PERSONAS C/MANZANA
1	8	6	48
2	9	6	54
3 y 9	10	6	120
4	5	6	30
5	3	6	18
6	6	6	36
7	7	6	42
8	9	6	54

Fuente 10.- Las Autoras

POBLACIÓN TOTAL

$$Pt = 67\text{lotes} \times 6 \text{ ocupantes} = 402 \text{ habitantes}$$

• Crecimiento de la población:

Como se explicó previamente la población de saturación es la que utilizaremos como dato para el diseño final del período de diseño, sin embargo es de nuestro interés analizar la forma en la que crecerá la población hasta alcanzar el nivel de saturación antes mencionado.

Mediante los métodos aritmético y geométrico se proyecta el crecimiento de la población hasta final del período de diseño, el comportamiento de la población se ha estimado tomando en cuenta un ritmo de crecimiento constante de 5.50% anual como se indica en las estadísticas del INEC, y se ve reflejado en el siguiente cuadro y el gráfico respectivo.



➤ **Método Aritmético:** Se basa en la hipótesis de que el ritmo de crecimiento poblacional es constante, su ecuación determina una gráfica donde el crecimiento poblacional se comporta de manera lineal.

$$P = P_1(1 + r \times n)$$

Dónde:

P= Población al final del período de diseño

P₁= Población Actual

n= Período comprendido entre el último censo y el último año del período de diseño.

r= Tasa de crecimiento.

➤ **Método Geométrico:** Al igual que en el método aritmético el índice de crecimiento poblacional se considera constante, pero su ecuación determina un crecimiento poblacional exponencial.

$$P = P_1(1 + r)^n$$

Dónde:

P= Población al final del período de diseño

P₁= Población Actual

n= Período comprendido entre el último censo y el último año del período de diseño.

r= Tasa de crecimiento.

➤ **Método de acuerdo al MIDUVI**

Este método se lo utiliza cuando se tiene un área totalmente delimitada o cuando se trata de urbanizaciones. Consiste en determinar el número de lotes o soluciones



habitacionales que existen en un proyecto urbanístico y se considera una población de 6 habitantes por cada lote.

Tabla 8 COMPORTAMIENTO POBLACIONAL MEDIANTE MÉTODOS DE CRECIMIENTO POBLACIONAL

AÑO	n	POBLACIÓN		
		Aritmético	Geométrico	Promedio
2016	0	402	402	402
2017	1	424	424	424
2018	2	446	447	447
2019	3	468	472	470
2020	4	490	498	494
2021	5	513	525	519
2022	6	535	554	544
2023	7	557	585	571
2024	8	579	617	598
2025	9	601	651	626
2026	10	623	687	655
2027	11	645	724	685
2028	12	667	764	716
2029	13	689	806	748
2030	14	712	851	781
2031	15	734	897	816
2032	16	756	947	851
2033	17	778	999	888
2034	18	800	1054	927
2035	19	822	1112	967
2036	20	844	1173	1009

Fuente 11.- Las Autoras

2.3.4.2. Cifras de consumo de Agua

Es de gran importancia que en el diseño de un sistema de agua potable se logren estructuras funcionales que cumplan con su periodo de diseño establecido, nuestras **NORMAS TÉCNICAS DE LA SECRETARÍA DEL AGUA** asigna cifras de consumo de agua de acuerdo el uso de la tierra, zonificación y el tipo de población a servir, mismo que se expresan en lt/Hab*día. Dichas cifras o dotaciones nos sirven para determinar el caudal o consumo medio, el cual establece el principio para todo diseño de agua potable.



Según las normativas de la Secretaría del Agua se aconseja diseñar para un consumo por persona mínimo de 100lt/Hab*día para la población futura.

Tabla 9 DOTACIONES

Barrios residenciales obrero	150 – 200 lt/hab*día
Barrios residenciales de clase media	200 – 280 lt/hab*día
Barrios residenciales de clase alta	280 – 350 lt/hab*día

Fuente 12.- (CELI SUÁREZ & PESANTEZ IZQUIERDO , 2012)

Adoptamos una dotación de 320 lt/hab*día misma que será analizada y a su vez se encuentra en los rangos indicados para poblaciones similares a las del proyecto a realizarse.

En función a la dotación adoptada determinamos el **CONSUMO MEDIO DIARIO (Qm)** que es el promedio de los consumos diarios durante un año de registros y se expresa en Lt/seg.

$$Qm = P \times \frac{Dot}{año}$$

$$Qm = 402 \times \frac{320 \text{ lt/hab} \times \text{día}}{86400 \text{ seg/día}}$$

$$Qm = 1.49 \text{ lt/seg}$$

Se procede a determinar los factores de mayoración correspondientes para la estimación del **CONSUMO MÁXIMO DIARIO (QMD)** en el cual se considera un factor de mayoración K1 que puede variar de 130% a 150% para lo cual elegimos un valor intermedio de 140% y del **CONSUMO MÁXIMO HORARIO (QMH)** en el cual el factor de mayoración es de 2 a 2.3.

$$QMD = K1 \times Qm$$



$$QMD = 1.40 \times 1.49 \text{ lt/seg}$$

$$QMD = 2.09 \text{ lt/seg}$$

$$QMH = K2 \times Qm$$

$$QMH = 2.10 \times 1.49 \text{ lt/seg}$$

$$QMH = 3.13 \text{ lt/seg}$$

2.3.4.3. Consumo o demanda por incendio

Un diseño de distribución de agua potable debe contar con un sistema contra incendio y para esto se debe considerar un consumo o demanda que se generaría en tales casos.

Se debe de considerar un factor dependiendo de la importancia de la zona de estudio para el diseño.

Para realizar el cálculo del consumo de agua por incendio se considera los siguientes valores:

Tabla 10 VALORES CORRESPONDIENTES A LA DOTACIÓN CONTRA INCENDIO

POBLACIÓN	GASTO TOTAL (lt/seg)
3000 – 10000 hab	5
10001 – 20000 hab	12
20001 – 40000 hab	24
40001 – 60000 hab	48
60001 – 120000 hab	72
Mayor a 120001 hab	96

Fuente 13.- (Baque, 2015)



2.3.4.4. Caudales de diseño

Para las redes de distribución los caudales de diseño no serán más que el máximo diario al final del periodo de diseño más la demanda contra incendio y se comprobarán las presiones de la red, para el caudal máximo horario al final de dicho periodo.

2.3.4.5. Presiones en la red

Las presiones en la red deben satisfacer ciertas condiciones mínimas y máximas para las diferentes situaciones de análisis que pueden ocurrir. En tal sentido, la red debe de mantener presiones de servicio mínimas, que sean capaces de llevar el suministro al interior de la vivienda.

Nuestras normas establecen en el medio urbano un mínimo de 10mca, en los puntos más desfavorables de la red. También en la red deben existir limitaciones de presiones máximas, tales que no provoquen daños en las conexiones y que permitan el servicio sin mayores inconvenientes, se ha normado que para áreas urbanas la presión estática máxima es 70 mca y la presión máxima dinámica de 50 mca.

2.3.4.6. Sistema contra incendio

Este sistema se lo ejecutará, empleando la misma red de agua potable, el caudal que se empleará para diseñar el sistema contra incendio depende del tamaño de la población a la que se requiere satisfacer de este sistema, en el siguiente cuadro se detallan algunos valores:



Tabla 11.- *Caudales necesarios contra incendios en función de los hidrantes*

POBACIÓN FUTURA MILES DE HABITANTES	HABITANTES EN USO SIMULTÁNEO Lts/Seg	HIPÓTESIS DE DISEÑO
10 a 20	Uno de 12	
20 a 40	Uno de 24	Uno en el centro
40 a 60	Dos de 24	Uno en el centro y otro periférico
60 a 120	Tres de 24	Dos en el centro y otro periférico
> 120	Cuatro de 24	Dos en el centro y dos periféricos

Fuente 14.- (SECRETARIA DEL AGUA, 1992)

De acuerdo con la Secretaría del Agua se debe de considerar un espacio libre entre los hidrantes de 200m y 300m, para poblaciones menores a 10000 en vez de los hidrantes se emplearán bocas de fuego los mismos que tendrán una capacidad de 5Lts/Seg en un tiempo de 2 horas.

2.3.5. Colocación de válvulas

Para la colocación de las válvulas, la red ha de ser repartida de tal manera que puedan ser aislados en tramos por efectos de reparaciones o ampliaciones, el número máximo de válvulas que se pueden colocar por sector son 8, para el vaciado de los sectores se pueden emplear los hidrantes pero como resulta poco sustentable colocar un hidrante por cada sector, se han de colocar válvulas de desagüe en lugares estratégicos.



2.3.6. Diseño de la red de distribución de agua potable

El diseño de la red de distribución se la realizó empleando el programa WaterCad de la empresa Bentley, al diseñar una red de distribución de agua potable se deben de tener en cuenta los siguientes aspectos:

- a) La localización de las tuberías principales y secundarias se hará en los costados norte y este de las calzadas. (SECRETARIA DEL AGUA, 1992)
- b) Se diseñaran obras de protección cuando las tuberías deban cruzar ríos, quebradas, etc. (SECRETARIA DEL AGUA, 1992)
- c) Como complemento de la red se proyectarán conexiones domiciliarias cuyo número se estimará al dividir la población de diseño para 10. (SECRETARIA DEL AGUA, 1992)
- d) Se ubicarán válvulas de aire en los puntos en los que se necesite para el funcionamiento correcto de la red. (SECRETARIA DEL AGUA, 1992)
- e) Las tuberías de agua potable, deberán estar separadas de las de alcantarillado por lo menos 3m horizontalmente y 30cm verticalmente entre sus superficies exteriores. (SECRETARIA DEL AGUA, 1992)
- f) Las tuberías deben estar instaladas a una profundidad mínima de 1m sobre la corona del tubo. (SECRETARIA DEL AGUA, 1992)
- g) Se tomarán todas las precauciones necesarias para impedir conexiones cruzadas y flujo inverso. La SAPYSB vigilará que existan ordenanzas municipales adecuadas para su control. (SECRETARIA DEL AGUA, 1992)
- h) Se utilizarán anclajes en todos los puntos en los que haya un desequilibrio de fuerzas, de acuerdo a los criterios establecidos por la Secretaría del Agua (SECRETARIA DEL AGUA, 1992)



Para efectuar los cálculos en el diseño de la red de distribución de agua potable de la urbanización “Colinas de Kapok” se han considerado dos situaciones diferentes de cálculo:

- Situación 1, toma en cuenta el caudal máximo horario, considerando la población de la urbanización “Colinas de Kapok” que tiene una dotación de 320Lts/seg.
- Situación 2, considera el caudal máximo horario y adicional un hidrante en el sistema contra incendio, cuyo caudal es de 5Lts/seg de acuerdo a la Secretaría del Agua, se ha tomado en cuenta el hidrante en el caso más crítico.

2.3.7. Deflexiones en las tuberías

Se tolera un mínimo grado de cambio en la dirección del tubo de PVC sin la necesidad de emplear accesorios. La deflexión controlada es admisible dentro de los límites de tolerancia del tubo, una fórmula sencilla de emplear para calcular el radio de curvatura es: (TUBOTEC.SA)

- $R_c = 300 D.E.$
- Dónde:
- R_c = Radio de Curvatura
- DE = Diámetro externo

Por lo general cuando se requiere curvar un tubo se lo efectúa manualmente, evitando curvar tubos de más de 12” de diámetro ya que se necesita una fuerza excesiva. (TUBOTEC.SA)

Por practicidad se detallan a continuación las siguientes tablas donde se indican algunos ángulos de deflexión de acuerdo a los diámetros de las diferentes tuberías.



DISEÑO HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN “COLINAS DE KAPOK”

VERÓNICA MOREIRA – CAMILA PANEZO



Tabla 12.- Curvatura por desviación en la unión

DIÁMETROS NOMINAL		DESVIACIÓN MÁXIMA	RADIO DE CURVATURA RESULTANTE USANDO LONGITUDES DE 6m
mm	PULGADA	mm	
114	4	320	116m
168	6	320	116m
219	8	320	116m
273	10	320	116m
323	12	270	140m

Tabla 13.- Curvatura por deflexión en el tubo

DIÁMETRO NOMINAL		DIÁMETRO EXTERIOR PROMEDIO		ÁNGULO DE CURVATURA	DISTANCIA DE DESVIACIÓN	FUERZA LATERAL PARA DESPLAZAMIENTO					
mm	PLG	mm	PLG	β	A(m)	RDE 17	RDE 21	RDE 26	RDE 32.5	RDE 41	RDE 52
						P(Kg)	P(Kg)	P(Kg)	P(Kg)	P(Kg)	P(Kg)
60	2	60.32	2.375	22.31°	1.13		1.06	0.88	0.72	0.6	
73	2 ½	73.02	2.875	18.40°	0.93	2.25	1.89	1.57	1.28	1.04	1.03
88	3	88.90	3.5	15.10°	0.77	4.08	3.43	2.86	2.34	1.88	1.94
114	4	114.30	4.5	11.73°	0.6	8.71	7.3	6.08	4.97	4.04	4.71
168	6	168.28	6.625	7.94°	0.4	27.9	23.5	19.5	16	13	13.5
219	8	219.08	8.625	6.08°	0.31		51.8	43.2	35.4	28.6	28.7
273	10	273.05	10.75	4.86°	0.25		101	83.9	68.9	55.7	53.3
323	12	323.85	12.75	4.09°	0.21		169	140	115	93.2	

Fuente 16.- (SOLUCIONES TUBULARES, s.f.)



2.3.8. Datos necesarios para el diseño de la red de distribución de agua potable en WaterCAD v8i

Para comenzar enumeramos cada uno de los nodos que tendrá el sistema, para de esta manera facilitar el ingreso de los datos.

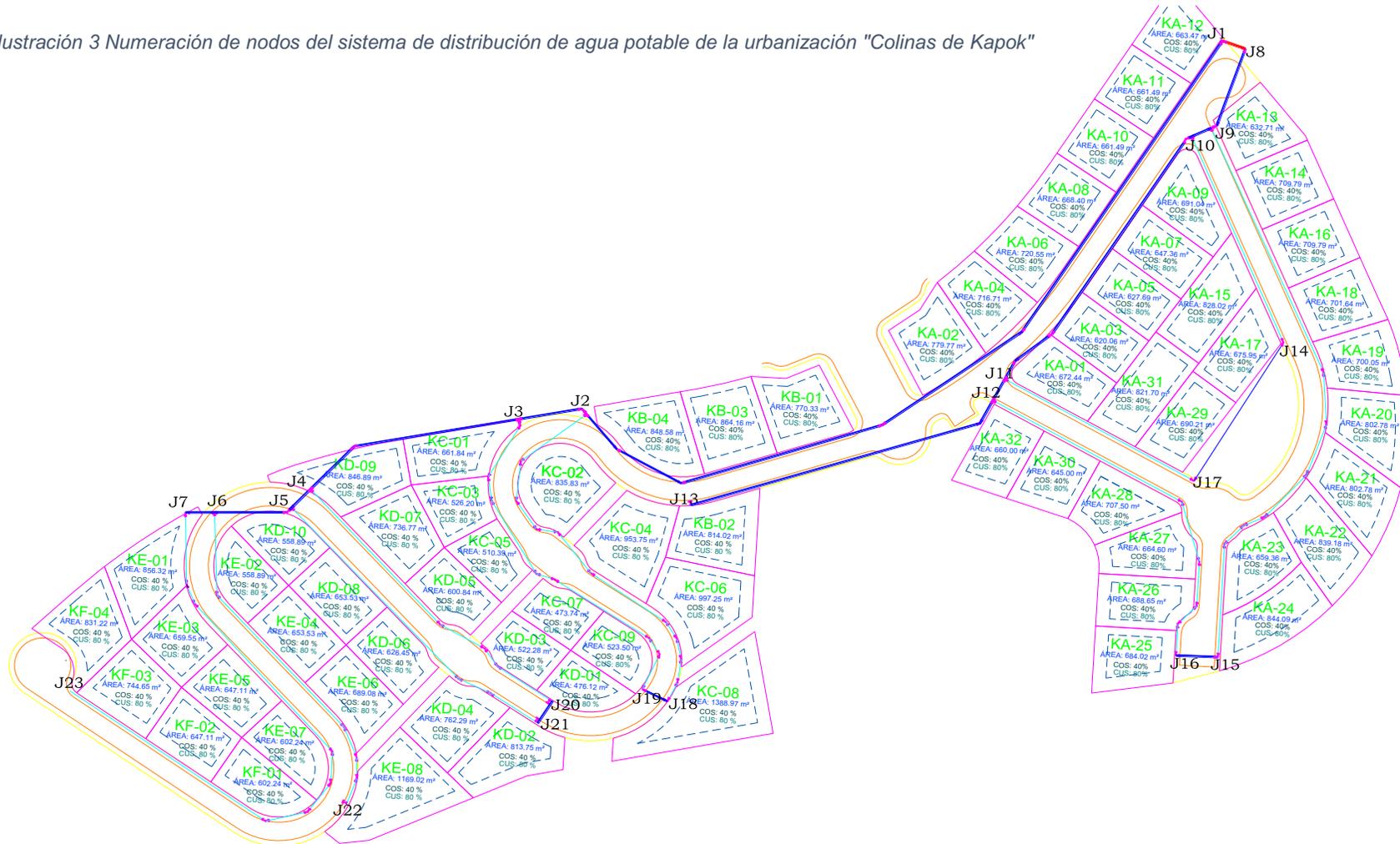


DISEÑO HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN "COLINAS DE KAPOK"



VERÓNICA MOREIRA – CAMILA PANEZO

Ilustración 3 Numeración de nodos del sistema de distribución de agua potable de la urbanización "Colinas de Kapok"



Fuente 17.- Las Autoras



Tabla 14 Demanda en cada tramo de tubería

TRAMO	VIVIENDAS	DEMANDA (L/d*hab)	HABITANTES POR LOTE	DEMANDA x HABITANTES POR LOTE	DEMANDA (L/s)	DEMANDA TOTAL (L/s)
J1-J2	KA-12	320	6	1920	0.022	0.220
	KA-11	320	6	1920	0.022	
	KA-10	320	6	1920	0.022	
	KA-08	320	6	1920	0.022	
	KA-06	320	6	1920	0.022	
	KA-04	320	6	1920	0.022	
	KA-02	320	6	1920	0.022	
	KB-01	320	6	1920	0.022	
	KB-03	320	6	1920	0.022	
	KB-04	320	6	1920	0.022	
J2-J3						
J3-J4						
J4-J5						
J5-J6						
J6-J7						
J7-J8						
J1-J8						
J8-J9						
J9-J10						
J10-J11	KA-03	320	6	1920	0.022	0.066
	KA-05	320	6	1920	0.022	
	KA-07	320	6	1920	0.022	
J11-J12						
J12-J13	KB-02	320	6	1920	0.022	0.022
J09-J15	KA-13	320	6	1920	0.022	0.220
	KA-14	320	6	1920	0.022	
	KA-16	320	6	1920	0.022	
	KA-18	320	6	1920	0.022	
	KA-19	320	6	1920	0.022	
	KA-20	320	6	1920	0.022	
	KA-21	320	6	1920	0.022	
	KA-22	320	6	1920	0.022	
	KA-23	320	6	1920	0.022	
	KA-24	320	6	1920	0.022	
J10-J14	KA-09	320	6	1920	0.022	0.066
	KA-15	320	6	1920	0.022	
	KA-17	320	6	1920	0.022	
J14-J17						
J15-J16						



DISEÑO HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN “COLINAS DE KAPOK”

VERÓNICA MOREIRA – CAMILA PANEZO



J11-J17	KA-01	320	6	1920	0.022	0.066
	KA-29	320	6	1920	0.022	
	KA-31	320	6	1920	0.022	
J12-J16	KA-25	320	6	1920	0.022	0.132
	KA-26	320	6	1920	0.022	
	KA-27	320	6	1920	0.022	
	KA-28	320	6	1920	0.022	
	KA-30	320	6	1920	0.022	
	KA-32	320	6	1920	0.022	
J2-J18	KC-02	320	6	1920	0.022	0.088
	KC-04	320	6	1920	0.022	
	KC-06	320	6	1920	0.022	
	KC-08	320	6	1920	0.022	
J18-J19						
J3-J19	KC-01	320	6	1920	0.022	0.110
	KC-03	320	6	1920	0.022	
	KC-05	320	6	1920	0.022	
	KC-07	320	6	1920	0.022	
	KC-09	320	6	1920	0.022	
J4-J20	KD-01	320	6	1920	0.022	0.110
	KD-03	320	6	1920	0.022	
	KD-05	320	6	1920	0.022	
	KD-07	320	6	1920	0.022	
	KD-09	320	6	1920	0.022	
J20-J21						
J5-J21	KD-02	320	6	1920	0.022	0.110
	KD-04	320	6	1920	0.022	
	KD-06	320	6	1920	0.022	
	KD-08	320	6	1920	0.022	
	KD-10	320	6	1920	0.022	
J6-J22	KE-02	320	6	1920	0.022	0.088
	KE-04	320	6	1920	0.022	
	KE-06	320	6	1920	0.022	
	KE-08	320	6	1920	0.022	
J7-J23	KE-01	320	6	1920	0.022	0.176
	KE-03	320	6	1920	0.022	
	KE-05	320	6	1920	0.022	
	KE-07	320	6	1920	0.022	
	KF-01	320	6	1920	0.022	
	KF-02	320	6	1920	0.022	
	KF-03	320	6	1920	0.022	
	KF-04	320	6	1920	0.022	
Σ=					1.474	1.474

Fuente 18.- Las Autoras



Tabla 15 Aporte de demanda a cada nodo

NODO	TRAMOS CONCURRENTES	DEMANDA (L/s)	DEMANDA TOTAL (L/s)
J1	J1-J2	0.220	0.220
	J1-J8	0.000	
J2	J1-J2	0.220	0.308
	J2-J3	0.000	
	J2-J18	0.088	
J3	J2-J3	0.000	0.110
	J3-J4	0.000	
	J3-J19	0.110	
J4	J3-J4	0.000	0.110
	J4-J5	0.000	
	J4-J20	0.110	
J5	J4-J5	0.000	0.110
	J5-J6	0.000	
	J5-J21	0.110	
J6	J5-J6	0.000	0.088
	J6-J7	0.000	
	J6-J22	0.088	
J7	J6-J7	0.000	0.176
	J7-J8	0.000	
	J7-J23	0.176	
J8	J7-J8	0.000	0.000
	J1-J8	0.000	
J9	J09-J15	0.220	0.220
	J8-J9	0.000	
	J9-J10	0.000	
J10	J9-J10	0.000	0.132
	J10-J11	0.066	
	J10-J14	0.066	
J11	J10-J11	0.066	0.132
	J11-J12	0.000	
	J11-J17	0.066	
J12	J11-J12	0.000	0.154
	J12-J13	0.022	
	J12-J16	0.132	
J13	J12-J13	0.022	0.088
J14	J10-J14	0.066	0.066
	J14-J17	0.000	
J15	J09-J15	0.220	0.220
	J15-J16	0.000	



J16	J15-J16	0.000	0.132
	J12-J16	0.132	
J17	J11-J17	0.066	0.066
	J14-J17	0.000	
J18	J2-J18	0.088	0.088
	J18-J19	0.000	
J19	J18-J19	0.000	0.110
	J3-J19	0.110	
J20	J4-J20	0.110	0.110
	J20-J21	0.000	
J21	J20-J21	0.000	0.110
	J5-J21	0.110	
J22	J6-J22	0.088	0.088
J23	J7-J23	0.176	0.176

Fuente 19.- Las Autoras

Tabla 16 Demanda y cota para cada nodo del sistema de AAPP

NODO	DEMANDA	COTA
J1	0.220	120.18
J2	0.308	106.56
J3	0.110	104.57
J4	0.110	92.16
J5	0.110	92.17
J6	0.088	92.08
J7	0.176	91.66
J8	0.000	120.41
J9	0.220	117.19
J10	0.132	116.26
J11	0.132	114.73
J12	0.154	114.44
J13	0.088	108.9
J14	0.066	115.83
J15	0.220	115.57
J16	0.132	114.54
J17	0.066	114.98
J18	0.088	95.3
J19	0.110	95.08
J20	0.110	92.56
J21	0.110	92.31
J22	0.088	85.01
J23	0.176	82.86

Fuente 20.- Las Autoras



Como se habían mencionado anteriormente se van a presentar dos escenarios de cálculo diferente, a continuación se detallan los resultados del siguiente:

ESCENARIO 1

En este primer escenario los resultados obtenidos son en base al diseño de sistema de agua potable sin la implementación de la red contra incendio (hidrantes).

Tabla 17.- Datos de los nodos

LABEL	ELEVACIÓN	GRADO HIDRÁULICO (m)	PRESIÓN (m H₂O)
J-1	120.18	130.44	10.24
J-2	106.56	130.18	23.57
J-3	104.57	130.17	25.55
J-4	92.16	130.14	37.90
J-5	92.17	130.14	37.89
J-6	92.08	130.14	37.98
J-7	91.66	130.13	38.40
J-8	120.41	130.43	10.00
J-9	117.19	130.42	13.20
J-10	116.26	130.42	14.13
J-11	114.73	130.41	15.64
J-12	114.44	130.41	15.93
J-13	108.9	130.40	21.46
J-14	115.83	130.41	14.55
J-15	115.57	130.40	14.80
J-16	114.54	130.40	15.82
J-17	114.98	130.41	15.40
J-18	95.3	130.17	34.80
J-19	95.08	130.17	35.02
J-20	92.56	130.14	37.50
J-21	92.31	130.14	37.75
J-22	85.01	130.13	45.03
J-23	82.86	130.12	47.16

Fuente 21.- Las Autoras



DISEÑO HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN “COLINAS DE KAPOK”

VERÓNICA MOREIRA – CAMILA PANEZO



Tabla 18 Datos de las tuberías

Label	Nudo Inicial	Nudo Final	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Material	Hazen-Williams C	Velocidad (m/s)	Caudal (L/s)	Pérdida de Gradiente (m/m)
P-1	J-1	J-2	319.49	90	PVC	150	0.249	1.584	0.0010
P-2	J-2	J-3	26.56	90	PVC	150	0.174	1.106	0.0000
P-3	J-3	J-4	85.12	90	PVC	150	0.152	0.968	0.0000
P-4	J-4	J-5	9.98	90	PVC	150	0.115	0.733	0.0000
P-5	J-5	J-6	29.46	90	PVC	150	0.083	0.528	0.0000
P-6	J-6	J-7	10.83	90	PVC	150	0.055	0.352	0.0000
P-7	J-1	J-8	9.04	110	PVC	150	0.127	1.21	0.0000
P-8	J-8	J-9	33.51	90	PVC	150	0.19	1.21	0.0000
P-9	J-9	J-10	7.94	90	PVC	150	0.125	0.794	0.0000
P-10	J-10	J-11	116.73	90	PVC	150	0.075	0.478	0.0000
P-11	J-11	J-12	9.33	90	PVC	150	0.063	0.398	0.0000
P-13	J-10	J-14	85.53	63	PVC	150	0.059	0.184	0.0000
P-14	J-9	J-15	226.46	63	PVC	150	0.063	0.196	0.0000
P-15	J-15	J-16	15.62	63	PVC	150	0.008	-0.024	0.0000
P-16	J-12	J-16	142.65	63	PVC	150	0.05	0.156	0.0000
P-17	J-11	J-17	80.3	63	PVC	150	0.017	-0.052	0.0000
P-18	J-2	J-18	152.98	63	PVC	150	0.054	0.17	0.0000
P-19	J-18	J-19	10.41	63	PVC	150	0.026	0.082	0.0000
P-21	J-3	J-19	137.92	63	PVC	150	0.009	0.028	0.0000
P-22	J-4	J-20	122.2	63	PVC	150	0.04	0.125	0.0000
P-23	J-20	J-21	9.88	63	PVC	150	0.005	0.015	0.0000
P-24	J-5	J-21	124.16	63	PVC	150	0.031	0.095	0.0000
P-25	J-6	J-22	131.12	63	PVC	150	0.028	0.088	0.0000



DISEÑO HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN “COLINAS DE KAPOK”



VERÓNICA MOREIRA – CAMILA PANEZO

P-27	T-1	J-1	14.08	110	PVC	150	0.317	3.014	0.0010
P-49	J-14	H-13	28.13	63	PVC	150	0.038	0.118	0.0000
P-50	H-13	J-17	34.22	63	PVC	150	0.038	0.118	0.0000
P-51	J-12	H-14	106.53	90	PVC	150	0.014	0.088	0.0000
P-52	H-14	J-13	15.41	90	PVC	150	0.014	0.088	0.0000
P-53	J-7	H-15	237.67	63	PVC	150	0.056	0.176	0.0000
P-54	H-15	J-23	4.04	63	PVC	150	0.056	0.176	0.0000

Fuente 22.- Las Autoras



ESCENARIO 2:

En este escenario, se muestran los resultados obtenidos en el diseño del sistema de agua potable una vez que se implementa la red contra incendio (hidrantes), estos resultados varían en consideración con el escenario 1 ya que se debe proporcionar un caudal considerable en caso de incendio.

Tabla 19 Datos de los hidrantes del sistema

Label	Elevación (m)	Demanda (L/s)	Grado Hidráulico (m)	Presión (m H₂O)
H-1	115.45	0	130.34	14.86
H-2	109.6	0	130.33	20.69
H-3	83.01	5	115.6	32.53

Fuente 23.- Las Autoras

Tabla 20.- Datos de los nodos

Label	Elevación (m)	Demanda (L/s)	Grado Hidráulico (m)	Presión (m H₂O)
J-1	120.18	0.22	130.36	10.16
J-2	106.56	0.308	126.77	20.17
J-3	104.57	0.11	126.54	21.93
J-4	92.16	0.11	125.75	33.52
J-5	92.17	0.11	125.67	33.43
J-6	92.08	0.088	125.43	33.28
J-7	91.66	0.176	125.34	33.62
J-8	120.41	0.000	130.36	9.93
J-9	117.19	0.22	130.35	13.13
J-10	116.26	0.132	130.34	14.06
J-11	114.73	0.132	130.33	15.57
J-12	114.44	0.154	130.33	15.86
J-13	108.9	0.088	130.33	21.39
J-14	115.83	0.066	130.34	14.48
J-15	115.57	0.22	130.32	14.72
J-16	114.54	0.132	130.32	15.75
J-17	114.98	0.066	130.33	15.32
J-18	95.3	0.088	126.62	31.26
J-19	95.08	0.11	126.61	31.47
J-20	92.56	0.11	125.69	33.06
J-21	92.31	0.11	125.68	33.31



DISEÑO HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN “COLINAS DE KAPOK”

VERÓNICA MOREIRA – CAMILA PANEZO



J-22	85.01	0.088	125.42	40.33
J-23	82.86	0.176	115.6	32.68

Fuente 24.- Las Autoras



DISEÑO HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN “COLINAS DE KAPOK”

VERÓNICA MOREIRA – CAMILA PANEZO



Tabla 21 Datos de las tuberías del sistema de AAPP

Label	Longitud (m)	Nudo inicial	Nudo final	Diámetro (mm)	Material	Hazen-Williams C	Caudal (L/s)	Velocidad (m/s)	Pérdida de Gradiente (m/m)
P-1	319.49	J-1	J-2	90	PVC	150	6.584	1.035	0.011
P-2	26.56	J-2	J-3	90	PVC	150	5.599	0.88	0.008
P-3	85.12	J-3	J-4	90	PVC	150	5.968	0.938	0.009
P-4	9.98	J-4	J-5	90	PVC	150	5.395	0.848	0.008
P-5	29.46	J-5	J-6	90	PVC	150	5.528	0.869	0.008
P-6	10.83	J-6	J-7	90	PVC	150	5.352	0.841	0.008
P-7	9.04	J-1	J-8	110	PVC	150	1.21	0.127	0.000
P-8	33.51	J-8	J-9	90	PVC	150	1.21	0.19	0.000
P-9	7.94	J-9	J-10	90	PVC	150	0.794	0.125	0.000
P-10	116.73	J-10	J-11	90	PVC	150	0.478	0.075	0.000
P-11	9.33	J-11	J-12	90	PVC	150	0.398	0.063	0.000
P-13	85.53	J-10	J-14	63	PVC	150	0.184	0.059	0.000
P-14	226.46	J-9	J-15	63	PVC	150	0.196	0.063	0.000
P-15	15.62	J-15	J-16	63	PVC	150	-0.024	0.008	0.000
P-16	142.65	J-12	J-16	63	PVC	150	0.156	0.05	0.000
P-17	80.3	J-11	J-17	63	PVC	150	-0.052	0.017	0.000
P-18	152.98	J-2	J-18	63	PVC	150	0.677	0.217	0.001
P-19	10.41	J-18	J-19	63	PVC	150	0.589	0.189	0.001
P-21	137.92	J-3	J-19	63	PVC	150	-0.479	0.154	0.000
P-22	122.2	J-4	J-20	63	PVC	150	0.463	0.149	0.000
P-23	9.88	J-20	J-21	63	PVC	150	0.353	0.113	0.000
P-24	124.16	J-5	J-21	63	PVC	150	-0.243	0.078	0.000
P-25	131.12	J-6	J-22	63	PVC	150	0.088	0.028	0.000



DISEÑO HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN “COLINAS DE KAPOK”



VERÓNICA MOREIRA – CAMILA PANEZO

P-27	14.08	T-1	J-1	110	PVC	150	8.014	0.843	0.006
P-49	28.13	J-14	H-1	63	PVC	150	0.118	0.038	0.000
P-50	34.22	H-1	J-17	63	PVC	150	0.118	0.038	0.000
P-51	106.53	J-12	H-2	90	PVC	150	0.088	0.014	0.000
P-52	15.41	H-2	J-13	90	PVC	150	0.088	0.014	0.000
P-53	237.67	J-7	H-3	63	PVC	150	5.176	1.66	0.041
P-54	4.04	H-3	J-23	63	PVC	150	0.176	0.056	0.000

Fuente 25.- Las Autoras



ALCANTARILLADO SANITARIO

2.4. SISTEMA SANITARIO: AGUAS SERVIDAS

2.4.1. Alcantarillado sanitario

Es un sistema creado con la finalidad de acaparar y evacuar las aguas residuales provenientes de cada una de las soluciones habitaciones y áreas verdes que integraran a la Urbanización “Colinas de Kapok”.

2.4.2. Periodo de diseño

En la construcción de cualquier obra de ingeniería civil es necesario establecer un periodo de tiempo en el que se espera que la obra o sistema funcionen convenientemente para la comodidad y bienestar de las personas que utilizaran la obra o el sistema, pero este periodo se encuentra estrechamente relacionado con los siguientes parámetros:

- Tiempo de servicio apto de los equipos y materiales a ser usados en el proyecto.
- Posibilidad de incrementar o agregar elementos al proyecto a futuro.
- Accesibilidad al proyecto.
- Crecimiento de la población- a medida que la tasa poblacional crece el periodo de diseño decrece.
- Capacidad de pago- se ha realizar un estudio socioeconómico con la finalidad de establecer que tan rentable resulta para la población pagar un proyecto de tal magnitud, en este caso y por tratarse de una urbanización privada depende de la inversión que el propietario desee realizar.



Teniendo en cuenta los factores ya expuestos se ha llegado a considerar un periodo de diseño de 25 años, por la amplificación y el alto crecimiento poblacional.

2.4.3. Parámetros de diseño

Para el volumen de aguas residuales que vayan a ser aportadas al esquema de acaparación y evacuación de aguas negras o aguas lluvias, se ha tomado la siguiente consideración:

2.4.3.1. Población

La población para urbanización “Colinas de Kapok” se determinó en 335 habitantes.

2.4.3.2. Dotación de Agua Potable

La dotación de agua potable que se ha estimado para este proyecto es de 402Lt/Hab x día.

Se estima que el coeficiente de retorno será del 0.8, lo cual indica que el 80% del consumo de agua potable deberá ser evacuado por la red sanitaria en calidad de aguas servidas doméstica, lo que equivale a un aporte de 256 Lt/Hab x día.

2.4.4. Componentes de un sistema de alcantarillado sanitario

2.4.4.1. Colector Secundario.- Colector domiciliario menos a 150mm (6”) que se conecta con un colector principal. (FLORES VEGA, 2014)

2.4.4.2. Colector Principal.- Recibe el caudal proveniente de dos o más colectores secundarios. (FLORES VEGA, 2014)

2.4.4.3. Interceptor.- Colector que recibe la contribución de varios colectores principales, localizados en forma paralela y a lo largo de las márgenes de quebradas y ríos o en la parte más baja de la cuenca. (FLORES VEGA, 2014)



2.4.4.4. Emisario Final.- Colector que tiene como origen el punto más bajo del sistema y conduce todo el caudal de aguas residuales a su punto de entrega, que puede ser una planta de tratamiento o en vertimiento a un cuerpo de agua como un río, lago o el mar. Se caracteriza porque a lo largo de su desarrollo no recibe contribución de agua. (FLORES VEGA, 2014)

2.4.5. Sistema de aportación y justificación

Para la elaboración de un esquema de acaparación y evacuación de aguas negras o aguas lluvias, uno de los primeros factores que se debe de tener en cuenta es la información acerca de la localidad, la que nos brindará una punto de vista general físico y socioeconómico, es primordial tener conocimiento de los sistemas que van a proporcionar de agua potable y saneamiento básico y considerar los planes de desarrollo urbano y ordenamiento territorial. Toda la información debe contribuir para así de esta manera emplear la alternativa más adecuada, factible, técnica, económica, financiera y de menor impacto ambiental.

Un sistema alcantarillado puede ser: combinado, separado y mixto.

- **Sistema Combinado:** Es el sistema que capta y transporta paralelamente el 100% de las aguas servidas y las aguas lluvias, pero que dada su disposición dificulta el proceso al cual es sometida posteriormente y causa graves inconvenientes de contaminación al verse a cauces naturales y por las limitaciones ambientales se impide su infiltración.

Al presentarse fuertes y continuas precipitaciones el caudal de las aguas lluvias combinado con el de aguas servidas excede cierto valor las aguas negras diluidas se descargan concisamente en aguas superficiales por medio de aliviaderos, la



primordial característica de este tipo de sistemas es que si implementación es más módica y uno de sus inconvenientes principales es que al momento de presentarse lluvias fuerte causará un inadecuado tratamiento que puede ocasionar en el efluente cierto nivel de contaminación peligroso, esto provoca que el tratamiento para este tipo de sistemas sea más costoso.

- **Sistema Separado:** Este sistema consiste en la implementación de redes de tuberías independientes una de otra, una para las agua negras provenientes de los residuos familiares lo que corresponde al alcantarillado sanitario, otra para la conducción de las aguas lluvias o aguas vertidas en las calles lo que se denomina como alcantarillado pluvial.
- **Sistema Mixto:** Es una combinación de los dos sistemas antes mencionados, lo que significa que una zona presentará un sistema separado y otra zona del mismo lugar presentará un sistema combinado.

De acuerdo a las consideraciones propias del terreno hemos considerado un sistema separado.

2.4.6. Propiedades hidráulicas del sistema de alcantarillado sanitario

• Flujo en tuberías con sección llena

En el diseño de conductos circulares, se utilizan tablas, nomogramas o programas de computadora, los mismos están basados en la fórmula de Manning y relacionan la pendiente, diámetro, caudal (capacidad hidráulica) y velocidad, para condiciones de flujo a sección llena. (ORIENTE, S/A)

• Flujo en tuberías con sección parcialmente llena

El flujo a sección llena se presenta en condiciones especiales. Se debe destacar que la condición normal de flujo en conductos circulares de alcantarillado, es a



sección parcialmente llena, con una superficie de agua libre y en contacto con el aire.

Durante el diseño, es necesario determinar el caudal, velocidad, tirante y radio hidráulico, cuando el conducto fluye a sección parcialmente llena (condiciones reales). Para el cálculo es necesario utilizar las propiedades hidráulicas de la sección circular que relacionan las características de flujo a sección llena y parcialmente llena. (ORIENTE, S/A)

2.6.8. Coeficiente de rugosidad

Los tubos para alcantarillado con tecnología NOVAFORT de PLASTIGAMA tienen un coeficiente de rugosidad de 0.009.

Tabla 22.- Velocidades a tubo lleno y coeficiente de rugosidad recomendadas

MATERIAL	VELOCIDAD MÁXIMA m/s	COEFICIENTE DE RUGOSIDAD
Hormigón simple con uniones de mortero	4	0.013
Hormigón simple con uniones de neopreno para nivel freático alto	3.5-4	0.013
Asbesto cemento	4.5-5	0.011
Plástico	4.5	0.011

Fuente 26.- (SECRETARIA DEL AGUA, 1992)

2.6.9. Canales circulares- ecuación de Manning

Es el tipo de canal más utilizado debido a que se emplea en todas las ciudades para la eliminación del agua residual. Si el tubo va lleno el cálculo hidráulico también se puede realizar con la fórmula de Manning. (Saiz Hernández , Olavarrieta Carmona, & Saiz Rodríguez, 2012)

$$v = \frac{1}{n} \times R^{\frac{2}{3}} \times S_0^{\frac{1}{2}}$$

Esta fórmula presentada por el Ingeniero Irlandés en 1889, fue concebida para determinar el valor de “C” en función del radio hidráulico y la rugosidad del material



del canal, vertedero, rebosadero o tubería a emplearse. Esta es una fórmula empírica ya que es el resultado de un proceso de ajustes de curva.

Para hallar el caudal que pasa por dicho tramo, se multiplica por el área y se tiene:

$$Q = \frac{1}{n} \times AR^{\frac{2}{3}} \times S_0^{\frac{1}{2}}$$

Dónde:

v= Velocidad media del flujo (m/s).

n= Coeficiente de rugosidad de Manning (s/m).

Q= Caudal de flujo (m³/s).

R= Radio hidráulico (m).

A= Área mojada transversal (m²).

S₀= Pendiente longitudinal de la tubería (m/m).

Debido al constante empleo de materiales lisos y sobre todo el uso de tuberías de PVC para sistema de alcantarillado sanitario, la utilidad de esta fórmula se convierte en inadecuada e incluso se ha de prescindir, ya que la misma es para emplearse para flujos turbulentos hidráulicamente rugoso y con estos materiales se darán flujos muy lisos anulando así el rango de aplicación de la ecuación de Manning.

2.6.9. Ecuación de Darcy - Weisbach en conjunto con la ecuación de Colebrook - White

La aplicación de esta ecuación se aplica mucho más que la ecuación de Manning, debido a que esta ecuación se puede aplicar a cualquier tipo de flujo.

$$Q = 2A\sqrt{8gRS_0} \log_{10} \left(\frac{k_s}{14.8R} + \frac{2.5lv}{4R\sqrt{8gRS_0}} \right)$$



Dónde:

Q = Caudal del flujo (m^3/s).

R = Radio hidráulico (m).

A = Área mojada transversal (m^2).

S_o = Pendiente longitudinal de la tubería (m/m)

ν = Viscosidad cinemática (m^2/s).

2.6.10. Recomendaciones para el diseño del sistema de alcantarillado sanitario

2.6.10.1. Diámetro Interno Real Mínimo

En los sistemas de acaparación y evacuación de aguas residuales, la sección circular es la más frecuente para los colectores, esencialmente en los tramos iniciales. El diámetro interno real mínimo tolerado en redes de sistemas de acaparación y evacuación de aguas residuales tipo alcantarillado sanitario convencional es de 200 mm (8 plg) con la finalidad de impedir dificultades de los conductos por cuerpos considerables que se hayan introducido al sistema sanitario.

2.6.10.2. Velocidad Mínima

Debido a que las aguas residuales fluyen por un ciclo extenso a velocidades, la materia que se encuentra en la tubería puede situarse en el interior de los colectores. Por consiguiente se debe contar con una velocidad apta para lavar los sólidos depositados cuando se hayan suscitado periodos de bajo caudal. Para lograr esto, se establece la velocidad mínima como criterio de diseño. La velocidad mínima real permitida en el colector es 0.45 m/s, que de preferencia sea mayor a 0.60 m/s para que esta



manera se pueda evitar la acumulación de gas sulfhídrico y garantizar la auto - limpieza.

Si la velocidad mínima del flujo es menor a la indicada en la normativa, para impedir la formación de depósitos en las alcantarillas sanitarias, se incrementara la pendiente de la tubería hasta que posea la acción auto limpiante. (ALDAS CASTRO, 2011)

2.6.10.3. Velocidad Máxima

Los valores máximo permisibles dependen del material, en función a la abrasión, los valores que se escojan deben de estar sustentados en términos de características de los materiales, de las características abrasivas de las aguas residuales, de la turbulencia del flujo y de los empotramiento de los colectores. Se recomienda que la velocidad máxima real no sobrepase lo 5m/s.

2.6.10.4. Pendiente Mínima

La pendiente mínima que ha de presentar el colector será aquella que admita auto depuración y que se verifiquen que los gases se encuentren en los rangos razonables de tolerancia.

2.6.10.5. Pendiente Máxima

Es aquel para el cual se tenga una velocidad máxima real.

2.6.10.6. Profundidad Mínima a La Cota Clave

Los colectores de acaparación y evacuación de aguas negras han de situarse estratégicamente para que permitan un drenaje por gravedad de las aguas provenientes de las viviendas, se considera una profundidad, pero en el caso de presentarse dificultades en el drenaje han de realizarse las respectivas previsiones estructurales y geotécnicas.



2.6.10.7. Profundidad Máxima A La Cota Clave

La profundidad máxima corresponde a 5m, aunque esta profundidad puede variar siempre y cuando se respeten los criterios geotécnicos de las cimentaciones y estructurales de los materiales colectores en el proceso y luego de su construcción.

2.6.10.8. Tuberías

El tipo de tubería y el sistema de unión, será para este propósito tubería de PVC con unión de campana con anillo elastomérico o espiga, la misma que garantiza hermeticidad y flexibilidad en las uniones, protegiendo de alguna infiltración o exfiltración, mismas que causan daños ambientales.

Su instalación por tratarse de un plástico requiere de cuidados en su manipulación y transporte; y es de mayor facilidad.

2.6.10.9. Pozos y Cajas de Revisión

Los pozos de revisión admiten el ingreso a las alcantarillas para su inspección y limpieza, se indicaran los pozos en las siguientes condiciones:

- Siempre que haya una intersección de tubería o colector.
- En el comienzo cualquier tubería o colector
- En todo cambio de diámetro.
- En todo cambio de dirección o pendiente.
- En tramos rectos a distancias no mayores de las indicadas en el siguiente enunciado.

La urbanización “Colinas de Kapok” cuenta con 8 pozos que el programa menciona como MANHOLE, este sistema cuenta con un punto de descarga que el programa



denomina como OUTFALL, en la siguiente tabla se presenta cada uno de los Manhole y el outfall con sus respectivas cotas de terreno:

Tabla 23.-Cota de terreno de cada uno de los pozos.

COTA DE TERRENO DE LOS POZOS	
MH-1	84.45
MH-2	85.83
MH-3	90.69
MH-4	91.00
MH-5	100.14
MH-6	106.28
MH-7	113.95
MH-8	114.16
OUT-1	81.44

Fuente 27.- Las Autoras

2.6.10.10. Distancia entre Pozos

La distancia máxima entre los pozos de revisión de diámetro menor a 350mm será de 100m; para diámetros entre 400mm y 800mm será de 150m; y, para diámetros mayores que 800mm tendrá una distancia de 200mm.

Para todos los diámetros de colectores, los pozos podrán colocarse a distancias mayores, dependiendo de las características topográficas y urbanísticas del proyecto, considerando siempre que la longitud máxima de separación entre los pozos no deberá exceder a la permitida por los equipos de limpieza.

2.6.10.11. Colectores

Una vez establecida la cantidad de pozos (Manhole), se traza los colectores principales denominados (Conduit), el presente proyecto dispondrá de 8 tramos de los que se indicará el pozo inicial, final y la correspondiente longitud mismos que se detalla a continuación:



Tabla 24. Distancia Entre Los Pozos Y La Descarga

TRAMO	POZO INICIO	POZO FINAL	LONGITUD
CO-1	MH-1	O-1	22.5
CO-2	MH-1	MH-2	35.4
CO-3	MH-2	MH-3	43.4
CO-4	MH-3	MH-4	20
CO-5	MH-4	MH-5	31
CO-6	MH-5	MH-6	43.1
CO-7	MH-6	MH-7	110.8
CO-8	MH-7	MH-8	31.5

Fuente 28.- Las Autoras

2.6.10.12. Cajas de revisión

La conexión domiciliar comienza con un las cajas de revisión, misma que llegara la conexión domiciliar, sus dimensiones será de 0.60m x 0.60m y su profundidad será la que se considere necesaria.

2.6.10.13. Conexiones Domiciliarias

En las tuberías para las conexiones domiciliarias se empleará una tubería de diámetro mínimo de 0.10m, su profundidad no ha de ser menor a 0.80m y se pretenderá dejar una pendiente mínima de 1%.

2.6.11. Recomendaciones del caudal de diseño y otros coeficientes utilizados.

2.6.11.1. Caudales de diseño de aguas residuales.

Las aguas residuales a ser evacuadas por el sistema de alcantarillado sanitario están conformadas por: (SECRETARIA DEL AGUA, 1992)

- Aguas residuales domésticas
- Aguas residuales industriales pre tratadas.
- Contribución por infiltración.



- Conexiones clandestinas.

Para el diseño del sistema alcantarillado de la urbanización “Colinas de Kapok” hemos tenido en cuenta las siguientes consideraciones de caudales:

2.6.11.2. Caudal de Aporte Doméstico (Q_D)

Un sistema de aguas residuales está integrado por las aguas residuales domésticas, industriales, comerciales e institucionales, pero para diseño únicamente tendremos en consideración las aguas residuales domésticas, por tratarse de una urbanización privada. Para su estimación se deben de tener en cuenta los siguientes puntos:

Domésticas (Q_D)

El aporte doméstico (Q_D) está dado por la expresión:

$$Q_D = \frac{C \times D \times A_{rd} \times R}{86400} \quad \text{o} \quad Q_D = \frac{C \times P \times R}{86400} \left[\frac{Lt}{Seg} \right]$$

Dónde:

Q_D = Caudal del aporte doméstico [Lt/seg]

C= Consumo medio diario por habitante [Lt/hab-día]

P= Población

R= Coeficiente de Retorno

• Estimación de C

C, es el consumo medio diario por habitante en lt/hab-día, este corresponde a la dotación neta, es decir a la cantidad mínima de agua solicitada para satisfacer las necesidades básicas de un habitante sin apreciar las pérdidas que acontezcan en el



sistema de acueducto. Su valor numérico estimado es la dotación de diseño y su valor es de 320 lt/hab-día.

• Estimación de P

La población que va a ser dotada del servicio sanitario puede ser considerada como el resultado de la densidad de población y el área residencial bruta acumulada en el desagüe sanitario. Esta área debe contener las zonas recreacionales. Este modo de estimación es válida donde esté definida la densidad de población. Sucesivamente, P puede ser considerada a partir del producto del número de viviendas planificadas en el área de drenaje y un promedio del número de habitantes por vivienda.

• Estimación de R

El coeficiente de retorno es la porción del agua de uso doméstico servida, devuelta como agua negra al esquema de acaparación y evacuación de aguas residuales. Su apreciación debe provenir del estudio de datos provenientes del espacio del proyecto y/o mediciones de campo, o puede ser definido por la empresa prestadora del servicio en este caso, EPAM. Cuando no exista información o esta sea muy escasa, pueden utilizarse como guía los rangos de valores de R descrita en la siguiente tabla, justificando apropiadamente el valor finalmente adoptado.

Tabla 25.-Coeficiente de retorno de aguas servidas doméstica

Bajo y medio	0.7-0.8
Medio alto y alto	0.8-0.85

Fuente 29.- (SISTEMAS DE RECOLECCIÓN Y EVACUACIÓN DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS Y PLUVIALES, 2000)



El nivel de complejidad del proyecto a realizar es medio, por lo cual se ha estimado como 0.80 el coeficiente de retorno R, por lo tanto el valor numérico del aporte doméstico es:

$$Q_D = \frac{C \times P \times R}{86400} \left[\frac{Lt}{Seg} \right]$$

$$Q_D = \frac{320 \times 402 \times 0.8}{86400} \left[\frac{Lt}{Seg} \right]$$

$$Q_D = 1.19 \text{ Lt}/\text{Seg}$$

$$\text{Caudal de Aguas Servidas por habitante} = \frac{\text{coeficiente de retorno} \times D}{86400}$$

$$\text{Caudal de Aguas Servidas por habitante} = \frac{0.80 \times 320}{86400} = 0.00296 \text{ Lts}/\text{s} \times \text{hab.}$$

$$\text{Caudal de Aguas Servidas por lote} = 6 \times 0.00296 = 0.0178 \text{ Lts}/\text{s} \times \text{hab.}$$

2.6.11.3. Caudal de Conexiones erradas

Se han de tener en consideración los aportes de aguas lluvias al sistema de alcantarillado, procedentes de pésimas conexiones de bajantes de techos y áreas verdes. La información presente en el lugar acerca de las conexiones erradas a de emplearse en la estimación de los aportes adecuados. En la tabla siguiente se tiene como pauta valores máximos de los aportes por conexiones erradas, en caso de que exista un sistema de acaparación y evacuación de aguas lluvias y también se muestra otro cuadro en el caso de que no exista un sistema de acaparación y



evacuación de aguas lluvias. Pueden considerarse otros métodos de estimación de conexiones erradas, como porcentajes del caudal medio diario de aguas residuales, con argumentos válidos por parte del diseñador.

Tabla 26 Aportes máximos por conexiones erradas con sistema pluvial

Nivel de complejidad del sistema	Aporte (Lt/seg ha)
Bajo y medio	0,2
Medio alto y alto	0,1

Fuente 30.- (Sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales domésticas y pluviales, 2000)

Tabla 27.- Aportes máximos por drenaje domiciliario de aguas lluvias sin sistema pluvial

Nivel de complejidad del sistema	Aporte (Lt/seg ha)
Bajo y medio	2
Medio alto y alto *	2

Fuente 31.- (Sistemas de recolección y evacuación de aguas residuales domésticas y pluviales, 2000)

2.6.11.4. Caudal de Aguas de Infiltración (Q_{inf})

La infiltración de aguas sub-superficiales a las redes de sistemas de alcantarillado sanitario es un proceso que se presenta constantemente, de manera especial las freáticas, por medio de fisuras en los colectores, en juntas terminadas defectuosamente, en la coalición de colectores con pozos de revisión y demás estructuras, y en éstos cuando no son completamente impermeables. Su estimación se procura efectuar en lo posible a partir de aforos en el sistema, en horas cuando el consumo de agua es mínimo, y de consideraciones sobre la naturaleza y permeabilidad del suelo, la topografía de



la zona y su drenaje, la cantidad y distribución temporal de la precipitación, la variación del nivel freático con respecto a las cotas clave de los colectores, las dimensiones, estado y tipo de colectores, los tipos, número y calidad constructiva de uniones y juntas, el número de pozos de revisión y demás estructuras, y su calidad constructiva. Se debe minimizar los aportes por infiltración. A lo largo de la vida útil de las redes, el aporte de aguas de infiltración también puede estar asociado con el nivel de amenaza sísmica de la localidad.

La determinación del caudal de aguas de infiltración se considera debido al nivel freático sobre la solera de la tubería de alcantarillado.

A continuación se detalla un cuadro en que se recomiendan tasas de infiltración de acuerdo al tipo de tubería, a la unión y las condiciones de la tubería en relación al nivel freático.

Tabla 28.- Valores de Infiltración en Tuberías

Unión	Tubo de Cemento		Tubo de Arcilla		Tubo de Arcilla Vitrificada		Tubo de PVC	
	Cemento	Goma	Cemento	Goma	Cemento	Goma	Cemento	Goma
Nivel Freático Bajo	0.5	0.2	0.5	0.1	0.2	0.1	0.1	0.05
Nivel Freático Alto	0.8	0.2	0.7	0.1	0.3	0.1	0.15	0.5

Fuente 32.- (CELI SUÁREZ & PESANTEZ IZQUIERDO, 2012)

Se debe de tener en consideración un porcentaje de infiltración por las tapas de los pozos de revisión, debido a esta razón el valor seleccionado en la tabla se ha duplicado

$$Q_{inf} = 1^{Lt/Seg} \times (L)Km$$



Dónde:

Q_{inf} = Caudal de Aguas de Infiltración [Lt/Seg]

L= Longitud del Tramo de la tubería [Km]

La determinación del caudal de aguas de infiltración está en función del diámetro de la tubería, teniendo así:

Tabla 29.- Caudal de Infiltración en función del diámetro de la tubería.

Diámetro	Caudal
150mm	0.0006 <i>Lts/Seg</i> × m
200mm	0.0008 <i>Lts/Seg</i> × m
250mm	0.0010 <i>Lts/Seg</i> × m
300mm	0.0012 <i>Lts/Seg</i> × m
350mm	0.0014 <i>Lts/Seg</i> × m
400mm	0.0016 <i>Lts/Seg</i> × m
450mm	0.0018 <i>Lts/Seg</i> × m
500mm	0.0020 <i>Lts/Seg</i> × m

Fuente 33.- (Mero Baque, 2015)

2.6.11.5. Caudal Máximo Horario (Q_{MH})

El caudal máximo horario es la plataforma para constituir el caudal de diseño de una red de colectores de un sistema de acaparación y evacuación de aguas residuales. El caudal máximo horario del día máximo se estima a partir del caudal final medio diario, mediante el uso del factor de mayoración, F.

$$Q_{MH} = F \times Q_{MDf}$$



2.6.11.6. Factor de Mayoración F

El factor de mayoración es utilizado para obtener el caudal máximo horario, con base en el caudal medio diario, tiene en consideración los cambios que surgen en el consumo de agua por parte de la población. El valor del factor está relacionado directamente con la cantidad de habitantes, es decir, que cuando la cantidad de habitantes crezca, el factor decrece, esto se debe que el uso del agua se vuelve cada vez más heterogéneo y los colectores ayudan a amortiguar los flujos.

Las fórmulas de Harmon y Babbitt, válidas para poblaciones de 1000 a 1 000 000 habitantes, y la de Flores, en las cuales se estima F en función del número de habitantes.

$$F = 1 + \frac{14}{(4 + P^{0.5})} \rightarrow \text{Harmon}$$

$$F = \frac{5}{P^{0.2}} \rightarrow \text{Babbitt}$$

$$F = \frac{3.5}{P^{0.1}} \rightarrow \text{Flores}$$

La más empleada de las fórmulas para obtener el factor de mayoración es la de Babbitt.

De la misma manera el factor de mayoración puede ser obtenido mediante la aplicación de las fórmulas de Los Ángeles o la de Tchobanoglous.

La fórmula de Los Ángeles es aplicada cuando existen rangos de caudal de 2.8 a 28300 lt/seg y la fórmula de Tchobanoglous se aplica cuando la contribución de aguas residuales de origen comercial, industrial e institucional no significa



más del 25% del caudal total de aguas residuales.

El valor de F debe ser mayor o igual a 1.4, mismo que debe de calcularse tramo por tramo en relación con el crecimiento progresivo de población y caudal.

2.6.11.7. Caudal de Aguas Ilícitas (Q_i)

En este proyecto indica la cantidad de aguas de lluvias que ingresan a la red sanitaria provenientes de los patios interiores de las viviendas para evitar inundaciones. Las aguas de lluvia de las cubiertas, de las vías y de los espacios públicos serán evacuadas hacia los cuerpos receptores mediante el escurrimiento superficial por las calles.

El caudal de aguas ilícitas es muy difícil determinar, sin embargo el Secretaría del Agua recomienda adoptar un valor entre 0.001-0.003 Lts/seg*hab. Para el proyecto se adoptará un valor igual a 0.002lts/seg*hab.

Tabla 30.- Caudal de Aguas Ilícitas

POZOS	POBLACIÓN	CAUDAL ILÍCITO (Lts/Seg)
MH-1	24	0.048
MH-2	48	0.096
MH-3	30	0.060
MH-4	30	0.060
MH-5	30	0.060
MH-6	30	0.060
MH-7	60	0.120
MH-8	150	0.300
Σ	402	0.804

Fuente 34.- Las Autoras

2.6.11.8. Caudal de Diseño (Q_{Dis})

El caudal de diseño para la red sanitaria estará formado, entonces, por la suma de los caudales de aporte doméstico afectado por el coeficiente de mayoración, caudal de infiltración y caudal de aguas ilícitas indicados mediante la siguiente expresión:



$$Q_{Dis} = F \times Q_D + Q_{inf} + Q_i$$

Deben de considerarse los valores iniciales de caudal de operación de cada tramo para intentos de control del comportamiento hidráulico del sistema en sus etapas iniciales de servicio.

2.6.12. Diseño de la red de recolección

La red de recolección debe captar la totalidad de las descargas domésticas en métodos de eficiencia técnica y al menor costo, por tanto el esquema asequible será aquel que siga el relieve del terreno.

Las tuberías del colector principal de alcantarillado sanitario se instalarán en su mayor parte en el eje de la vía y atravesando las camineras entre los lotes con ciertas excepciones puntualizadas en los planos, mientras que la tubería secundaria se instalará en las aceras o dependiendo de la topografía y disposición de lotes, en los retiros de los mismos.

2.6.13. Diseño de la red principal de recolección a través de SewerCAD v8i

SewerCAD es un programa que ofrece múltiples opciones al ingeniero que sea el responsable de diseñar o analizar un sistema de alcantarillado sanitario, con la finalidad de facilitar al usuario y adaptarlo a sus respectivas dificultades que se puedan presentar, las normas que regirán el programa son las de Secretaría del Agua, las condiciones permisibles para proyecto sanitario están implícitas en estas normas.

Considerando los conceptos de la normativa se propone el modelamiento del sistema en el software considerando las normativas legales.

Seguidamente se procede a modelar el trazado del estudio.



2.6.14. Información inicial para el trazado

La información inicial para el trazado representa el inicio de la modelación del sistema de alcantarillado en el programa y abarca una gran trascendencia ya que indica el comienzo para el diseño, para comenzar se ha de ingresar el nombre del proyecto establecer las unidades, seleccionar el modo de Scale o Schematic en nuestro diseño seleccionamos el modo Scale para que al instante en que se importe el diseño del AutoCAD se lo haga con las medidas propias del AutoCAD y finalmente se crean los prototipos.

Al crear el prototipo se establecerán las características físicas de la tubería, cotas de pozos, formas de descarga, longitudes entre los pozos.

En esta parte, para el trazado de estudio se ingresará la siguiente información preliminar:

Nombre del proyecto: Alcantarillado Sanitario Urbanización Colinas de Kapok

- **Unidades:** Sistema Internacional
- **Formas de cálculo:** Análisis en Estado estático, FGV.
- **Prototipos:** Se creará solo un prototipo para tuberías (Conduit) con las siguientes características:
 - **Nombre:** PVC 200mm
 - **Forma:** Circular
 - **Material:** PVC
 - **Diámetro:** 200mm



2.6.15. Construcción de la línea principal del sistema de alcantarillado

Para modelar el trazado de estudio se utilizó un archivo AutoCAD, mismo que debe de ser guardado en formato dxf, importado por medio de la opción Model Builder.

Al diseñar un sistema de alcantarillado sanitario lo primero que se debe realizar es el trazado planimétrico del sistema, seguido de los cálculos hidráulicos, se debe iniciar al dibujar el sistema en AutoCAD debido a que es un programa que es ampliamente usado y representa una herramienta hoy en día muy práctica y versátil de usar para el ingeniero.

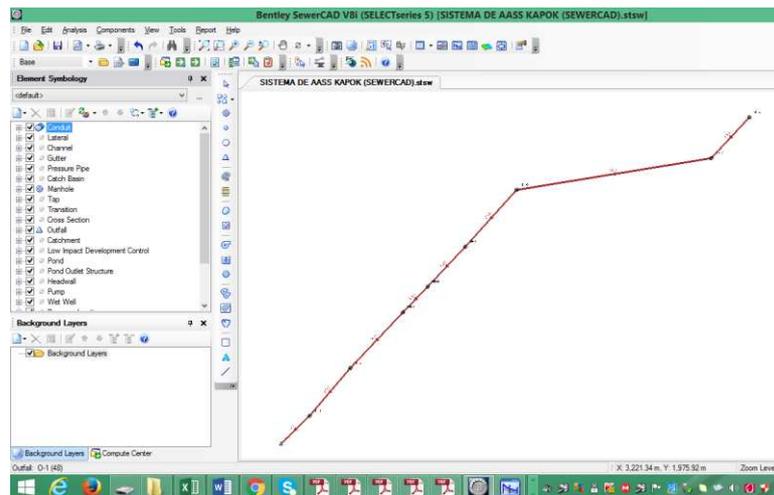


Ilustración 4 Diseño importado desde AutoCAD

Fuente 35.- Las Autoras

2.6.16. Ingreso de los datos

2.6.16.1. Pozos-colectores

Para realizar un análisis a un sistema ya elaborado se deben de ingresar la cota de la tapa y del fondo de los pozos, de otra manera si el trabajo que se va a realizar es un diseño se deben de ingresar la cota de los invert, tanto de aguas arriba como aguas abajo, el programa por defecto hace coincidir la cota del fondo del pozo con



el del invert inferior de la tubería y en el caso que en el diseño conste algún salto hidráulico este debe de ser ingresado.

Para ingresar esta información se la puede realizar ingresando las propiedades de cada elemento, pero al momento de presentarse un proyecto con diferentes redes el trabajo puede resultar tedioso; por lo que se hace uso de tablas (Flex Tables o Element Tables) que han de ser elaboradas previamente en Excel para su practicidad

Para el caso de los colectores se debe de crear un prototipo de acuerdo al diámetro de la tubería a emplear, como se realizó en el diseño del alcantarillado sanitario.

2.6.16.2. Ingreso del Caudal de Diseño

SewerCad tiene una herramienta muy práctica como es Unit Sanitary (Dry Weather) Loads para ingresar las cargas sanitarias.

Una vez ingresada las cargas se hace referencia a la herramienta Sanitary Load Control Center, para utilizar este tipo de carga lo primero que se debe realizar es especificar el tipo de unidad a utilizar.

La carga sanitaria creada es la siguiente:

Tipo de carga: Basado en población

Nombre: Habitantes

Unidad de población: Cápita

Carga unitaria: 0,00296 l/s

Se pueden crear las cargas que se consideren necesarias para los diferentes tipos de proyectos.

Se puede especificar la unidad por medio de los siguientes parámetros:



- **Basado en área.-** Se puede ingresar la carga en función del área de aportación. Se debe especificar la unidad, caudal de agua por cada unidad y población equivalente por cada unidad. (MORA CARRANZA & ZAMBRANO BRIONES , 2014)

- **Basado en conteo.-** Esta opción es muy útil cuando se requiere ingresar datos como número de lotes, casas, etc., que aporten al Manhole. Se especifica los mismos parámetros que el basado por área. (MORA CARRANZA & ZAMBRANO BRIONES , 2014)

- **Basado en descarga.-** Esta opción se utiliza cuando se quiere ingresar un caudal o descarga directamente al Manhole sin especificar el número de habitantes. Sin embargo se puede especificar una población equivalente en función de la cantidad de caudal ingresado. (MORA CARRANZA & ZAMBRANO BRIONES , 2014)

- **Basado en población.-** Se puede ingresar la carga en función del número de habitantes que aportan a un determinado Manhole. Se debe especificar el caudal que aporta cada habitante. (MORA CARRANZA & ZAMBRANO BRIONES , 2014)

- **Importado desde la librería.-** SewerCAD cuenta con una librería interna de aproximadamente 60 diferentes tipos de unidades de carga sanitaria basado en los parámetros descritos anteriormente. Los valores corresponden a estudios realizados por la empresa Bentley en función de los hábitos de consumo de agua en los Estados Unidos. (MORA CARRANZA & ZAMBRANO BRIONES , 2014)

Dentro de la herramienta Sanitary Load Control Center presenta una tabla en las que se indica la columna de Unit Sanitary Load que fue creado anteriormente donde se selecciona la carga sanitaria, adyacente a esta columna se encuentra la



Loading Unit Count en el que se ingresa la población que proporcionará el caudal sanitario a cada Manhole.

2.6.16.3. Mayoración del caudal de diseño

Se tiene que diseñar el caudal de aguas servidas correspondiente al máximo horario, mismo que representa al caudal de diseño ingresado con anterioridad modificado por un coeficiente de mayoración o coeficiente de flujo máximo, en SewerCad este coeficiente se denomina Extreme Flows y se puede ingresar por medio de ecuaciones, tablas o ingresándolo directamente.

De la misma manera que en las cargas sanitarias, este programa ofrece a los usuarios una librería interna que consta de las principales ecuaciones y tablas empleadas en la literatura técnica como:

- Babbit Equation
- Daily Maximum
- Daily Minimum.
- Extrem Minimum.
- Federov`s Equation
- Harmon Equation
- Peaking Factor (SI)
- Peaking factor (US)
- Ten State Equation

Las ecuaciones pueden ser modificadas e incluso se pueden crear nuevas, para el estudio se empleara la ecuación de Babbit misma que está basada en la población y fue mencionada en la sección 2.6.11.6.



Una vez creado o importado el método para hallar el factor de flujo extremo se debe asignar a las cargas sanitarias creadas en la sección anterior. Se puede asignar a todas las cargas creadas o las que el usuario seleccione.

2.6.16.4. Ingreso del caudal de aguas ilícitas

Como se indicó en la sección 2.6.11.7. el caudal de aguas ilícitas se encuentra en función de la población correspondiente a cada Manhole, pero este caudal no se puede ingresar de la misma manera que el caudal de diseño puesto que el programa lo considera como una nueva población, duplicando de esta manera la misma y haciendo que el coeficiente de mayoración varíe.

Para esto SewerCad propone una herramienta para el ingreso del caudal de aguas ilícitas, mismo que se denomina **Inflow Control Center**.

2.6.16.5. Ingreso del caudal de aguas por infiltración

El ingreso de este caudal se lo puede realizar en las tablas generadas por los Conduit, Ingresado a la tabla se debe ubicar tres columnas que se necesita para realizar la asignación de caudal de aguas de infiltración al sistema que son: **Infiltration Load Type, Infiltration Load Unit e Infiltration Rate per Loading Unit**.

En la columna de Infiltration Load Type se realiza un Global edit y en el campo Value se selecciona la opción Pipe Length para que el ingreso del caudal sea en función de la longitud. Después en la columna de Infiltration Load Unit de igual manera se hace un Global edit para seleccionar la opción metros (m). Por último en la columna de Infiltration Rate Per Loading Unit se realiza un global edit y se ingresa la cantidad de infiltración, en el caso del ejemplo, 0.0008 Lts/seg*m.



2.6.16.6. Restricciones en el diseño

Para realizar cualquier tipo de proyecto de alcantarillado sanitario en SewerCad es necesario especificar las restricciones del mismo, para esto el programa posee la ventana Default Design Constraint, donde se puede especificar los valores de estas restricciones.

Al realizar un análisis de un sistema de alcantarillado sanitario los valores que se indiquen como restricción sirve para que una vez se haya ejecutado el programa nos indique en que tramos la tubería no está verificando las restricciones planteadas por el diseñador.

Los valores que debemos ingresar o editar son los siguientes:

- Velocidad mínima y máxima
- Cobertura mínima y máxima.
- Pendiente mínima y máxima.
- Porcentaje de llenado de la tubería parcialmente llena.
- Número de tramos paralelos posibles.
- Diámetro máximo que se puede utilizar.

El programa por defecto contiene valores para estas restricciones pero estas son modificadas de acuerdo a las normativas de cada país en este caso fueron las siguientes:

- *Velocidad mínima:* 0.45 m/s
- *Velocidad máxima:* 4.5 m/s
- *Cobertura mínima:* 0.80 m
- *Cobertura máxima:* 5m
- *Pendiente mínima:* 0.003 m/m



- *Pendiente máxima:* 0.300 m/m
- *Relación de llenado:* 85%
- *Número de tramos paralelos posible:* 1
- *Diámetro máximo:* no se especifica

Las tuberías se diseñarán a profundidades que sean suficientes para recoger las aguas servidas o aguas lluvias de las casas más bajas a uno u otro lado de la calzada. Cuando la tubería deba soportar tránsito vehicular, para su seguridad se considerará un relleno mínimo de 1,2 m de alto sobre la clave del tubo. (SECRETARIA DEL AGUA, 1992).

Para este diseño se consideró un recubrimiento de 0.8m debido a que el diseño esta hecho a nivel de sub-rasante.

2.6.16.7. Cálculo del Sistema

SewerCad cuenta con un comando denominado **Validate**, como su nombre lo indica efectúa una validación previa del diseño para verificar que no exista ningún inconveniente, o que falte algún dato por ingresar. Es muy probable que se susciten advertencias en color amarillo, pero estas no precisamente significan un error en el diseño.

Si no se presenta ningún inconveniente de gran trascendencia, el programa procede a realizar el cálculo.

2.6.16.8. Resultados y graficas

Si no ocurre ningún problema mientras se validaron los datos ingresados, el programa realiza el cálculo, una vez culminado este el programa entrega reportes



con los principales resultados obtenidos de la red tales como velocidades, presiones, caudal, cotas, etc.

Los resultados se muestran a continuación:



DISEÑO HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN “COLINAS DE KAPOK”

VERÓNICA MOREIRA – CAMILA PANEZO



LABEL	STAR NODE	STOP NODE	LENGTH (USER DEFINED)m	LENGTH (SCALED) m	SLOPE CALCULATED (m/m)	SECTION TYPE	DIAMETER (mm)
CO-1	MH-1	O-1	22.50	22.50	0.134	Circle	200
CO-2	MH-1	MH-2	35.40	35.40	0.039	Circle	200
CO-3	MH-2	MH-3	43.40	43.40	0.112	Circle	200
CO-4	MH-3	MH-4	20.00	20.00	0.015	Circle	200
CO-5	MH-4	MH-5	31.00	31.00	0.295	Circle	200
CO-6	MH-5	MH-6	43.10	43.10	0.142	Circle	200
CO-7	MH-6	MH-7	110.80	110.80	0.069	Circle	200
CO-8	MH-7	MH-8	31.50	31.50	0.007	Circle	200

Fuente 36.- Las Autoras

Tabla 31 y 32. - Valores obtenidos de SewerCAD

LABEL	MANNING'S	FLOW (L/s)	VELOCITY (m/s)	ELEVATION GROUND START (m)	ELEVATION GROUND STOP (m)	INVERT START (m)	INVERT STOP (m)	FROUDE NUMBER
CO-1	0.01	7.02	2.50	84.45	81.44	83.45	80.44	5.66
CO-2	0.01	6.60	1.60	84.45	85.83	83.45	84.83	3.14
CO-3	0.01	5.77	2.22	85.83	90.69	84.83	89.69	5.16
CO-4	0.01	5.23	1.08	90.69	91.00	89.69	90.00	1.99
CO-5	0.01	4.71	2.93	91.00	100.14	90.00	99.14	8.07
CO-6	0.01	4.18	2.19	100.14	106.28	99.14	105.28	5.69
CO-7	0.01	3.64	1.64	106.28	113.95	105.28	112.95	4.03
CO-8	0.01	2.55	0.65	113.95	114.16	112.95	113.16	1.29

Fuente 37.- Las Autoras



DISEÑO HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN "COLINAS DE KAPOK"

VERÓNICA MOREIRA – CAMILA PANEZO

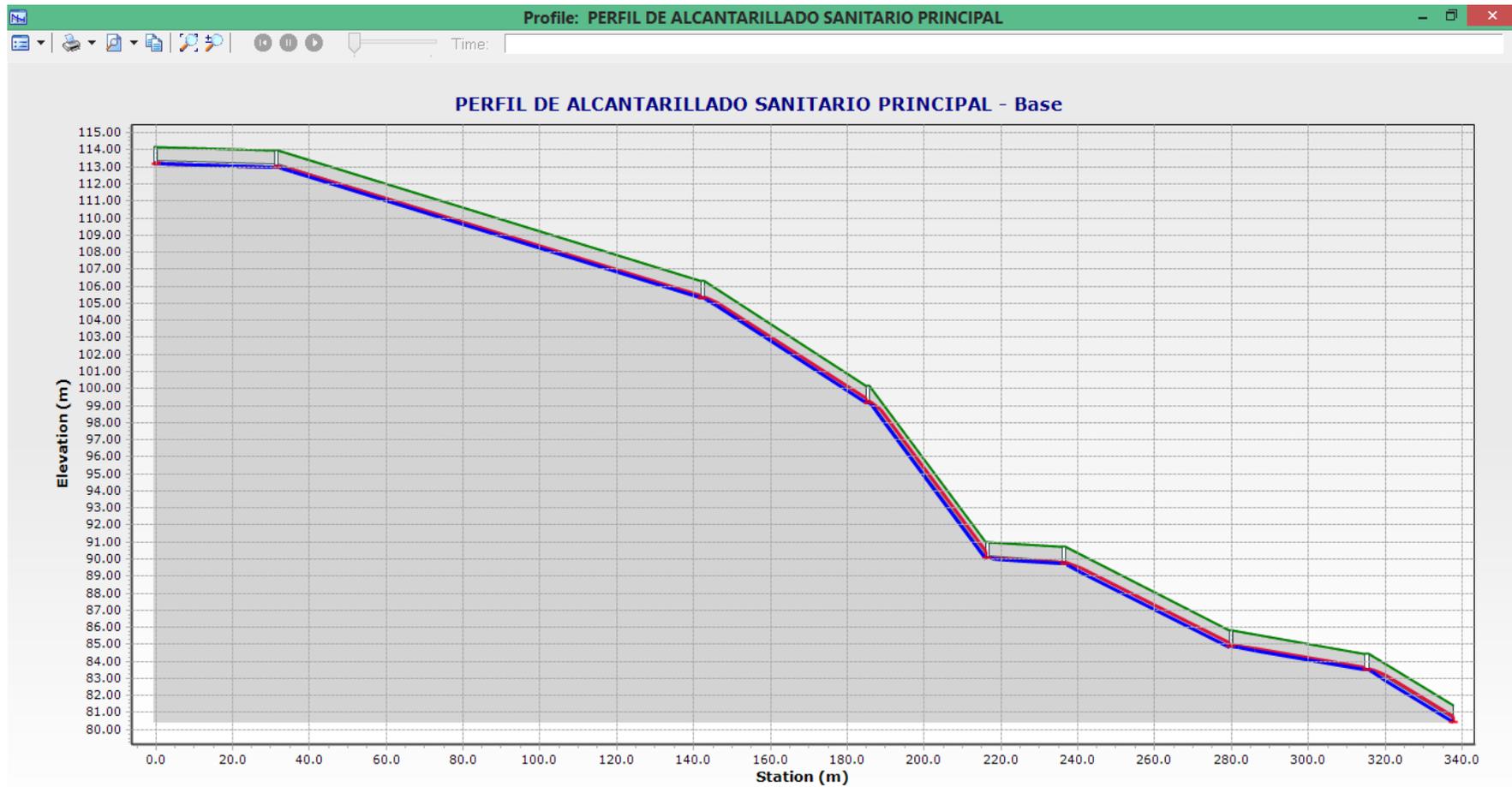


Ilustración 5 Perfil general del sistema de AASS de la Urbanización "Colinas de Kapok"

Fuente 38.- Las Autoras



DISEÑO HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN "COLINAS DE KAPOK"

VERÓNICA MOREIRA – CAMILA PANEZO

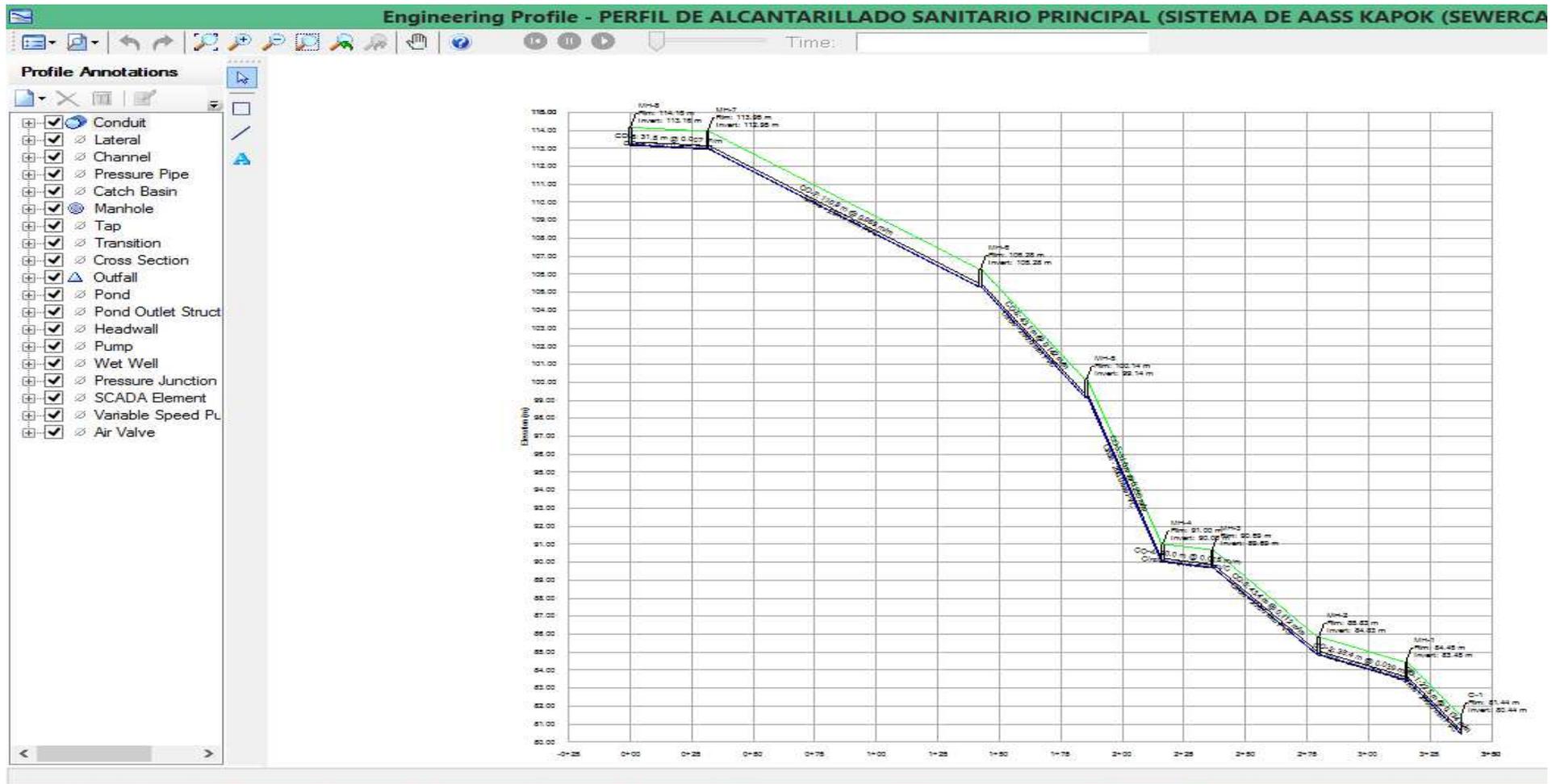


Ilustración 6 Perfil de Ingeniería de la urbanización "Colinas de Kapok"

Fuente 39.- Las Autoras



ALCANTARILLADO PLUVIAL

2.7. SISTEMA PLUVIAL: AGUAS BLANDAS

El drenaje pluvial se lo realizará a través de colectares ubicados debajo de la vía, hasta el lugar de su disposición final. El proyecto contará con bordillos en la vía en los lugares establecidos en se indicaran en los planos, que serán los encargados de captar la esorrentía superficial de las vías y de los respectivos lotes para posteriormente conducirlos hasta los sumideros ubicados estratégicamente y por medio de tirantes descargarlos a los pozos de revisión de aguas lluvias ubicadas convenientemente.

2.7.1. Bases de Diseño

El diseño del sistema de drenaje de aguas lluvias tiene un objetivo básico y otro complementario:

- El objetivo básico es evitar al máximo posible los daños que las aguas lluvias puedan ocasionar a la urbanización.
- El objetivo complementario es garantizar el normal desenvolvimiento de la vida diaria de los ocupantes, permitiendo un adecuado tráfico de vehículos y personas durante la ocurrencia de las precipitaciones.

2.7.2. Caudal de diseño de Aguas Lluvias

De acuerdo al Secretaría del Agua para el cálculo de los caudales del escurrimiento superficial directo, se pueden emplear tres puntos de vista básicos: el método racional; el método del hidrograma unitario sintético y el análisis estadístico, basados en datos observados del escurrimiento superficial.



Para obtener el caudal de diseño de aguas lluvias se hará uso del método racional, mismo que es empleado en la mayoría de los casos cuando se presentan áreas totales menores a 100 hectáreas, como es el caso de la urbanización “Colinas del Kapok”; cabe mencionar que además del método que se va a emplear existen otros métodos tales como: el método del hidrograma unitario sintético y el análisis estadístico.

$$Q_p = \frac{c \times A \times I}{0.36} \text{ Lts/Seg}$$

Dónde:

Q_p = Caudal pluvial de diseño en l/s

c = coeficiente de escurrimiento

I = Intensidad de precipitación en mm/h

A = Área de drenaje o aporte en hectáreas.

A continuación se detallan y analizan los parámetros a emplearse para obtener el caudal de aguas lluvias:

2.7.3. Coeficiente c de Escurrimiento

Debido a varios factores como la vegetación, evaporación, topografía, entre otros no toda el agua precipitada llega al sistema de alcantarillado pluvial.

Se define al coeficiente de escurrimiento como la relación que existe entre el agua que escurre es decir aquella que no fue evaporada, infiltrada o estancada; y la precipitación total, también se lo puede considerar como la parte de la precipitación total que llega al alcantarillado pluvial.

De manera general la secretaría del agua recomienda los siguientes valores para el coeficiente de escurrimiento:



Tabla 33.- Coeficientes de Esgurrimiento de acuerdo al material

TIPO DE SUPERFICIE	C
Cubiertas metálicas	0.95
Cubiertas con tejas ordinarias	0.90
Pavimentos asfálticos	0.80 - 0.85
Pavimentos de hormigón	0.85 - 0.90
Empedradas	0.40 - 0.50
Superficies no pavimentadas	0.10 - 0.30
Parques y jardines	0.05 - 0.25

Fuente 40.- (SECRETARIA DEL AGUA, 1992)

Considerando las áreas en conjunto de una zona a drenar, se pueden fijar valores medios del coeficiente de escurrimiento, teniendo así:

Tabla 34.- Coeficientes de Esgurrimiento de acuerdo a la zona

TIPO DE ZONIFICACIÓN	VALOR DE c
Para centros Urbanos con densidad de población cercana a la de saturacion y con calles asfaltadas	0.70
Para zonas residenciales de densidad $D \geq 200$ hab/Ha.	0.60
Para zonas con viviendas unifamiliares $150 < D < 200$	0.55
Para zonas con viviendas unifamiliares $100 < D < 150$	0.50
Para zonas con viviendas unifamiliares $D < 100$	0.40
Para zonas rurales con población dispersa	0.40

Fuente 41.- (SECRETARIA DEL AGUA, 1992)

Al encontrarse con una zona que no se encuentre especificada en el cuadro se considerará un coeficiente considerado de acuerdo a un muestreo parcial de la superficie. Para la zona de Manabí se considera un valor de c entre 0.25-0.60.

Para el diseño del alcantarillado pluvial de la urbanización “Colinas de Kapok” y atendiendo a las recomendaciones de la secretaria del agua se adoptará un valor de 0.80 como coeficiente de escurrimiento.



2.7.4. Intensidad de Precipitación

Existen estudios realizados por el INAMHI donde se zonifica al Ecuador en diferentes zonas de intensidad considerando características hidrológicas y geográficas. Esta división de zonas de intensidad permite determinar una intensidad de lluvia en función del tiempo de concentración y la intensidad máxima diaria que a su vez depende del periodo de retorno determinado del proyecto.

La intensidad de precipitación está relacionada con el volumen de agua precipitada y el tiempo que esta tarde en precipitarse en el área determinada, la información meteorológica está basada en registro pluviógrafos de acuerdo a la estación meteorológica del cantón, pero si bien el cantón de Montecristi no posee una estación meteorológica, se tomará una ecuación representativa a la que pertenece el Cantón de Montecristi. La zona correspondiente es la zona 6.

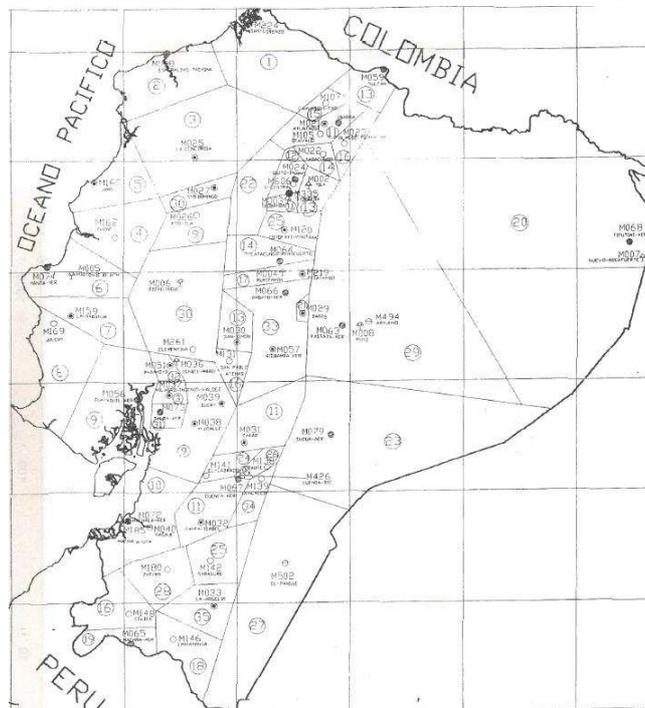


Ilustración 7 Zonificación de Intensidades de Precipitación

Fuente 42.- (INAMHI, 1999)



Cada una de las zonas en las que se encuentra dividido el Ecuador está diferenciado por cada una de las características pluviométricas propias y es de vital importancia para la elaboración de un sistema de alcantarillado pluvial ya que permitirá el dimensionamiento del mismo se tendrá que considerar que conservan un error respecto de los pluviómetros en un 10% no obstante se considera un error razonable y aceptable, las ecuaciones y la curva a las intensidades máximas de precipitación correspondientes a la zona 6 son las siguientes:

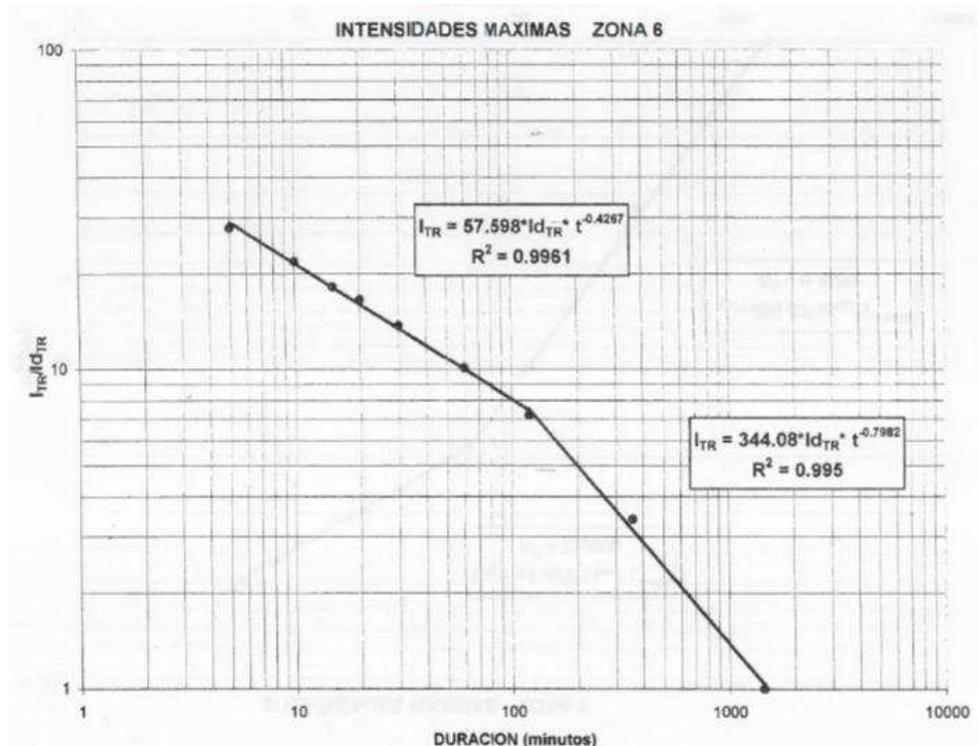


Ilustración 8 Curva de Intensidad Máxima Zona 6

Fuente 43.- (INAMHI, 1999)

$$I_{TR} = 57.598t^{-0.4267} \rightarrow \text{de } 5 \text{ min} < 120 \text{ min}$$

$$R^2 = 0.9961$$

$$I_{TR} = 344.08t^{-0.7982} \rightarrow \text{de } 120 \text{ min} < 1440 \text{ min}$$



$$R^2 = 0.995$$

Dónde:

I_{TR} = Intensidad de precipitación cualquier periodo de retorno en mm/h.

I_{dTR} = Intensidad diaria para un periodo de retorno dado en mm/h.

t = Tiempo de concentración es igual al tiempo de escurrimiento más el tiempo de llegada en min.

TR = Periodo de retorno.

2.7.5. Periodo de Retorno

El periodo de retorno es el lapso de tiempo que se espera para que se produzca una lluvia intensa, se repita o se supera, el diseño de un alcantarillado pluvial ha de realizarse tomando en cuenta pequeños periodos de retorno ya que de esta manera se permite un correcto funcionamiento del sistema mientras se susciten lluvias ordinarias, ya que si se diseña con periodos de retornos considerables es decir superiores a los 10 años, el diseño del alcantarillado pluvial resultaría demasiado costoso además se estaría sobredimensionando y el mismo funcionaría muy por debajo de sus capacidades.

En las siguientes tablas se detallan periodos de retorno recomendables en el diseño del alcantarillado pluvial para estructuras menores, diferentes tipos de uso de suelo y tipo de vialidad. (CELI SUÁREZ & PESANTEZ IZQUIERDO , 2012)



Tabla 35.- *Periodos de Retorno para diseño de estructuras menores*

TIPO DE ESTRUCTURA	TR (años)
Alcantarillas en caminos secundarios, drenaje de lluvia o contra cunetas	5-10
Drenaje lateral de los pavimentos, donde pueden tolerarse encharcamientos causados por lluvias de corta duración	1 a 2
Drenaje de aeropuertos	5
Drenaje urbano	2 a 10

Fuente 44.- (CELI SUÁREZ & PESANTEZ IZQUIERDO, 2012)

Tabla 36.-*Frecuencia de diseño en función del tipo de zona*

DESCRIPCIÓN DE LA ZONA	TR (años)
Zona residencial	3-10
Zona de actividad comercial e industrial	10-5
Colectores principales	10-100

Fuente 45.- (CELI SUÁREZ & PESANTEZ IZQUIERDO, 2012)

En nuestro caso eso escogido un periodo de retorno TR de 10 considerando que se trata de una zona residencial, gracias la topografía propia de la urbanización “Colinas de Kapok” reduce el riesgo de inundación ya que se encuentra en la superficie de pequeñas colinas y entre ellas ofrece una quebrada natural que haría las veces de un elemento de drenaje natural.

2.7.6. Tiempo de Concentración

El tiempo de escorrentía o concentración es el tiempo que tarda una gota de lluvia desde el lugar más alejado del área de drenaje hasta la llegada del primer sumidero del sistema de alcantarillado pluvial más el tiempo que le tarda a la misma gota realizar en recorrido en el interior de la tubería, al recopilar ambos datos se obtiene el tiempo que tarda una gota desde el punto más alejado del área de drenaje hasta el punto de ingreso del primer sumidero.

Lo que en fórmula sería: $t = t_1 + t_2$



t= Tiempo de concentración es igual al tiempo de escurrimiento más el tiempo de llegada en min.

t₁= Tiempo que tarda una gota de lluvia desde el lugar más alejado del área de drenaje hasta la llegada del primer sumidero en min.

t₂= Tiempo de recorrido dentro de la tubería en min.

La siguiente muestra algunos valores para t₁ considerando las diferentes áreas de drenaje superficial.

Tabla 37.- Tiempo de Recorrido Superficial

DRESCRIPCIÓN DEL ÁREA DE DRENAJE	t ₁ (min)
Áreas densamente pobladas, alto porcentaje de zonas impermeables y sumideros cercanos	5
Áreas medianamente pobladas y pendientes más o menos planas	10-15
Zonas residenciales, superficies planas y sumideros lejanos	20-30

Fuente 46.- (CELI SUÁREZ & PESANTEZ IZQUIERDO, 2012)

Para el diseño de la urbanización “Colinas de Kapok” hemos adoptado para t₁ el valor de 10 por las características propias del proyecto.

Para el cálculo de t₂ se empleará la siguiente fórmula:

$$t_2 = \frac{l}{v}$$

Dónde:

l= longitud del tramo de alcantarillado.

v= velocidad de circulación del agua en el tramo respectivo.



Para la interpretación de esta fórmula supondremos que el agua circula a una velocidad mínima de 0.45m/seg, y que la tubería más larga posee una longitud de 100 metros.

$$t_2 = \frac{100 \text{ m}}{0.45 \text{ m/seg}}$$

$$t_2 = 222.22 \text{ seg}$$

$$t_2 = 3.704 \text{ min}$$

$$t_2 = 4 \text{ min}$$

El tiempo de concentración será:

$$t = t_1 + t_2$$

$$t = 14 \text{ min}$$

2.7.7. Intensidad diaria para un periodo de retorno I_{dTR}

El INAMHI proporciona la gráfica donde se muestran las isolíneas correspondientes a cada zona en la siguiente figura se establece el valor de I_{dTR} para la zona 6 que es donde se ubica la urbanización “Colinas de Kapok”.

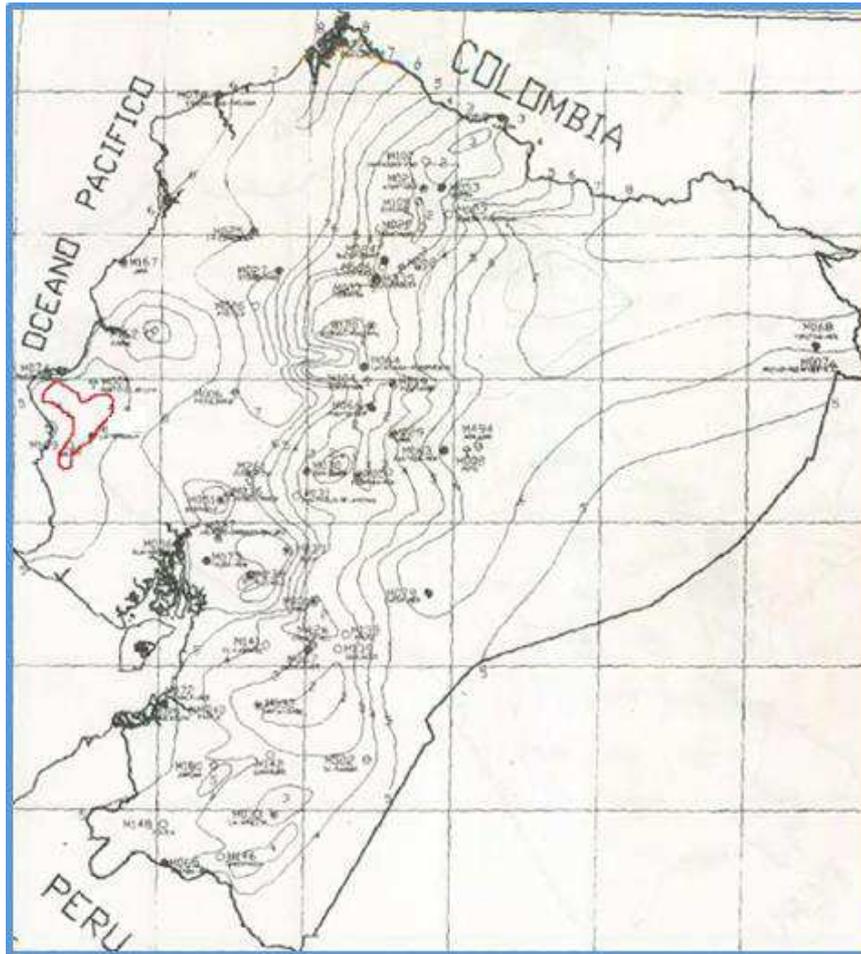


Ilustración 9 *Isolíneas de Intensidad Máxima Diaria de Precipitación*
Fuente 47.- (INAMHI, 1999)

El tiempo de concentración ya se determinó anteriormente en 14 min y la intensidad diaria se determinó en base al mapa de isolíneas de intensidad máxima diaria de precipitación para un periodo de retorno de 10 años, el cual reporta:

$$I_{d_{TR}} = 3.5 \text{ mm/h}$$

Ahora procedemos a calcular la Intensidad de precipitación:

$$I_{TR} = 57.598 \times I_{d_{TR}} \times t^{-0.4267}$$

$$I_{TR} = 57.598 \times 3.5 \times 14^{-0.4267}$$

$$I_{TR} = 65.377 \text{ mm/h}$$



2.7.8. Áreas de Aportación

Para obtener las áreas de aportación se debe de subdividir el área original del terreno para de esta manera distribuir de manera equitativa el caudal pluvial a cada tramo de tubería. Para efectuar un correcto trazado de las áreas de aportación se han de tener en consideración los siguientes detalles:

- Al tener un terreno considerablemente plano se deben de trazar bisectrices con vértices en los pozos, de manera que se obtengan áreas de aporte triangular y trapezoidal para una facilidad de cálculo.
- Al presentarse una topografía irregular se debe emplear las curvas de nivel para determinar las áreas óptimas de drenaje.

En el caso de la Urbanización “Colinas de Kapok” como ya se ha mencionado la topografía es considerablemente irregular por lo que se precisó de usar las curvas de nivel para obtener las áreas de drenaje

Una vez obtenidos el valor de cada una de las variables que se necesitan para calcular el caudal, se procede a calcularlo:

$$Q_p = \frac{c \times A \times I}{0.36} \text{ Lts/Seg}$$

$$Q_p = \frac{0.8 \times 7.73 \times 65.377}{0.36}$$

$$Q_p = 1123.03 \text{ Lts/Seg}$$

2.7.9. Propiedades hidráulica del sistema de alcantarillado pluvial

El sistema de alcantarillado pluvial está integrado por una serie de tuberías que trabajan de manera similar al alcantarillado sanitario pues estas también sirven para



acaparar y evacuar el agua proveniente de la precipitación y acapararlas en el punto de descarga final de la manera más rentable y provocando un leve impacto ambiental.

Las especificaciones que se emplearan en el alcantarillado pluvial son las mismas a las del alcantarillado sanitario y por ende se consideran las mismas fórmulas.

2.7.10. Recomendaciones para el diseño del sistema de alcantarillado pluvial

2.7.10.1. Potencial a Utilizarse

La capacidad de trabajo en las tuberías puede llegar hasta el 100 % e inclusive se tolera que las mismas trabajen con una ligera presión que no debe de exceder los 5m, ya que el tiempo de máxima precipitación ha de durar algunos minutos.

2.7.10.2. Velocidad mínima y de auto limpieza

Los tubosistemas de PVC con la tecnología NOVAFORT recomiendan las siguientes velocidades permisibles:

- Velocidad mínima a tubo lleno: 0.60 m/seg.
- Velocidad mínima a tubo parcialmente lleno: 0.30 m/seg.
- Velocidad mínima recomendable: 0.45m/seg.

2.7.10.3. Velocidad máxima

Por su parte la velocidad máxima para las tuberías del sistema pluvial dependerá del tipo de material con que estén fabricadas.

En el siguiente cuadro se detallan algunas velocidades máximas de acuerdo al material.



Tabla 38.- Velocidades Máximas Permisibles

MATERIAL DE LA TUBERÍA	VELOCIDAD DE FLUJO (m/seg)
Hormigón con uniones de mortero o mecánicas	3.5 – 4.0
Tubos de asbesto cemento	4.5 – 5.0
Tubería de PVC	9.0

Fuente 48.- (ALDAS CASTRO, 2011)

La velocidad máxima recomendada es de 7.5 m/seg. Para velocidades mayores se deben tomar en cuenta ciertas consideraciones especiales para la disipación de energía, evitando la erosión de los pozos o de cualquier estructura de concreto.

Según la normas de la Secretaría del Agua esta velocidad máxima puede ser mayor a la anotada anteriormente por ser el caudal de aguas blandas o lluvias intermitente, por esta razón es que para este diseño se ha considerado una velocidad máxima superior.

2.7.10.4. Pendiente.

La selección de la pendiente propia para cada tramo de la tubería se la hará considerando las pendientes naturales del terreno de tal modo que la tubería sea calculada como un conducto sin presión, es preciso tener en cuenta que a mayor diámetro menor será la pendiente y a menor diámetro se requerirá una pendiente mayor, además que la pendiente que se asigne a cada tramo de tubería debe de procurar la auto limpieza de la misma, al final se debe tener en consideración el diseño que resulte rentable y óptimo.

2.7.10.5. Localización

El sistema de alcantarillado pluvial será proyectado en el medio de la calzada.



2.7.10.6. Diámetro

En cuestión de diámetros para el sistema de alcantarillado pluvial se emplean las de mayor proporción, por lo que el diámetro mínimo es de 250mm y para las conexiones domiciliarias se considera un diámetro mínimo de 150mm.

2.7.10.7. Sumideros

La principal tarea de los sumideros es recolectar las aguas lluvias que escurren de la calzada y las calles, situándose en las cotas más bajas de las calles, puentes y terraplenes, están conectados por tuberías con diámetros no menor a los 200mm, la cantidad y la separación de los sumideros está en función del agua que escurre, la pendiente de la calle y la importancia de la zona. (ALDAS CASTRO, 2011)

Los sumideros se clasifican en:

- Sumidero de rejilla: Este sumidero posee rejillas paralelas o diagonales al sentido del flujo con la finalidad de minimizar las obstrucciones y optimizar el área de captación de las aguas lluvias.
- Sumideros de ventana: Es una abertura a manera de ventana diseñada para el flujo de las aguas que corren por cunetas. Este sistema tiene problemas porque es más susceptible al ingreso de escombros a la red.
- Sumideros mixtos: Combinan los dos tipos de sumideros ya mencionados.

2.7.10.8. Tirantes

Los tirantes de aguas lluvias tendrán un diámetro de 270mm de PVC y una pendiente mínima de 1%.



DISEÑO HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN “COLINAS DE KAPOK”

VERÓNICA MOREIRA – CAMILA PANEZO



DATOS **INTESIDAD DE LLUVIA :** 65.38mm/h **RUGOSIDAD DE TUBERÍA:** 0,011 **TIPO DE TUBERÍA:** PVC

POZO	LONG.	AGUAS LLUVIAS						TUBERÍA					TIEMPO DE FLUIDO L/50V	H	SALTO	COTAS		CORTE
		ÁREA (HA)	TIEMP CONC.	COEF. ESCUR.	ÁREA EQUIVALENTE		I/0,36	Q	D	I	LLENA					T	P	
					PARCIAL	ACUMULAD A					V	Q						
1																100,776	96,776	4
	51,054	0,94	10	0,8	0,752	0,752	181,602778	136,57	340	14,5003	6,686806	607,11	0,1527	7,403				
2																90,623	89,373	1,25
2																90,623	89,373	1,25
	42,429	0,89	10	0,8	0,712	1,464	181,602778	265,87	340	7,59622	4,839812	439,42	0,1753	3,223				
3																87,4	86,15	1,25
3																87,4	86,15	1,25
	52,621	0,96	10	0,8	0,768	2,232	181,602778	405,34	340	5,85888	4,25047	385,91	0,2476	3,083				
4																84,317	83,067	1,25
4																84,317	83,067	1,25
	67,781	0,29	10	0,8	0,232	2,464	181,602778	447,47	340	1,35584	2,044718	185,64	0,663	0,919				
5																83,398	82,148	1,25
5																83,398	82,148	1,25
	62,959	0,53	10	0,8	0,424	2,888	181,602778	524,47	340	1,82659	2,373284	215,48	0,5306	1,15				
DESC																82,998	80,998	2
6																113,875	112,625	1,25
	24,683	0,75	10	0,8	0,6	0,6	181,602778	108,96	340	1,30049	2,00255	181,82	0,2465	0,321				
DESC																113,804	112,304	1,5



DISEÑO HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN “COLINAS DE KAPOK”

VERÓNICA MOREIRA – CAMILA PANEZO



6																113,875	112,625	1,25
	42,635	0,82	10	0,8	0,656	1,256	181,602778	228,09	340	1,18447	1,911139	173,52	0,4462	0,505				
7																114,370	112,12	2,25
7																114,370	112,12	2,25
	95,136	1,20	10	0,8	0,96	2,216	181,602778	402,43	340	0,43306	1,155596	104,92	1,6465	0,412				
8																115,208	111,708	3,5
8																115,208	111,708	3,5
	69,297	0,38	10	0,8	0,304	2,52	181,602778	457,64	340	1,20784	1,929902	175,22	0,7181	0,837				
DESC																112,621	110,871	1,75



2.8. ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL DEL SISTEMA DE INFRAESTRUCTURA SANITARIA EN LA URBANIZACIÓN “COLINAS DE KAPOK”

El Estudio de Impacto Ambiental del Proyecto Urbanístico “Colinas de Kapok” localizado en el Cantón Montecristi, es de gran importancia ya que se debe tener en cuenta las medidas adecuadas para que no se generen aspectos negativos en el medio ambiente que afecten a los moradores del sector o a su vez que estos sean lo menor posible implementando medidas de prevención en las condiciones actuales del sector, por esta razón, cualquier obra que se realice debe de intentar dañar lo menor posible el ambiente durante el periodo de tiempo en el que se esté ejecutando, y así evitar que se perjudique el ambiente ocasionando daños en la vida humana, animal y vegetal.

El principal objetivo del Estudio de Impacto Ambiental es el de revisar los aspectos fundamentales de las diversas etapas del proyecto que deban enmarcarse dentro de las normas ambientales vigentes.

Mediante los objetivos generales y específicos del Estudio Ambiental sobre los cuales se ha realizado el diagnóstico y evaluación de los potenciales impactos de la obra en las etapas de construcción, operación y mantenimiento.

El propósito de este estudio es determinar los impactos negativos y positivos como causa de la implementación del proyecto e integrar acciones de prevención de impactos negativos en todo el diseño del proyecto minimizando así la necesidad posterior de numerosas medidas mitigadoras. Además se describe el marco legal,



que norma la relación con este proyecto, y, constituye el marco de referencia que define la calidad ambiental a mantenerse en el área de influencia del proyecto.

2.8.1. Objetivos del alcance del estudio

2.8.1.1. Objetivo General

El principal objetivo es identificar y analizar los Impactos Ambientales directos e indirectos más significativos, que puedan resultar como consecuencia de la Construcción del Sistema Hidrosanitario de la Urbanización “Colinas de Kapok”. También se debe valorar y exponer propuestas para la mitigación, remediación de los efectos que causarían las diferentes períodos del proyecto.

2.8.1.2. Objetivos Específicos

- Delimitar un punto de partida ambiental que detallen los factores bióticos físicos y socioeconómicos, que intervienen en la zona del proyecto.
- Examinar el reglamento y normas relacionado con el Medio Ambiente que estén vigentes en el Ecuador.
- Identificar las acciones que se realizaran para la Construcción del Sistema Hidrosanitario y así ligarlas con los impactos ambientales que estas acciones podrían producir en el ambiente del proyecto.
- Identificar las medidas de prevención, mitigación y compensación para disminuir el impacto ambiental que ocasionara la implementación del proyecto mediante un Plan de Manejo Ambiental.

En esta etapa se debe de recopilar información básica existente acerca de: el área de influencia del proyecto, evaluación del sistema existente y bases de diseño consideradas por el consultor.



Se debe de procurar que la información obtenida del estudio ambiental es de utilidad para toda la población, identificando las áreas susceptibles de impactos y riesgos, considerando el conjunto de factores físicos, sociales, culturales en correspondencia con el individuo y la comunidad.

2.8.2. Descripción general del área en estudio

2.8.2.1. Localización del proyecto

El Cantón Montecristi, posee una superficie de 734 km², se encuentra ubicado al sur oriente de la provincia de Manabí, delimita al norte con el Cantón Manta y Jaramijó, al sur con el Océano Pacífico y Jipijapa, al este Cantón Portoviejo, y al oeste con el Cantón Manta y el Océano Pacífico.

Consta de 4 parroquias urbanas (Aníbal San Andrés, Montecristi, El Colorado y Leónidas Proaño) y 1 parroquia rural (La Pila).

La urbanización “Colinas de Kapok” se encuentra ubicada al norte, en la parroquia Montecristi.

La superficie total es de 10 hectáreas y un área a urbanizar de 7.73 hectáreas.

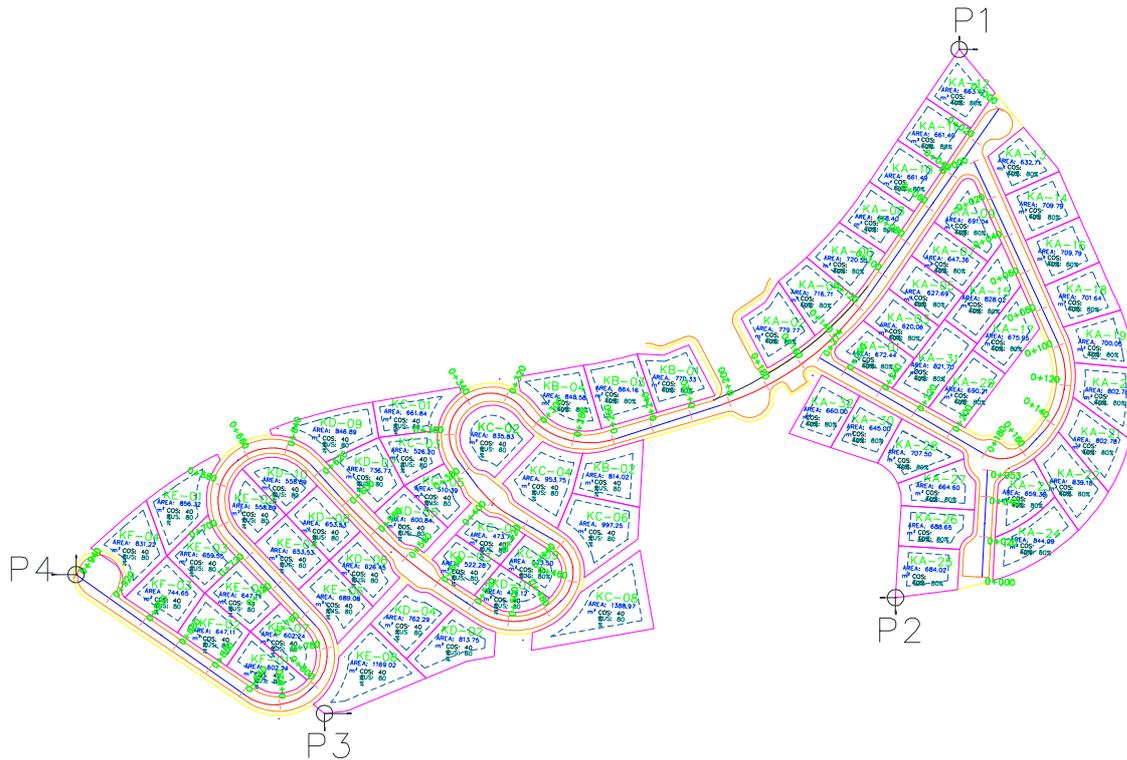


Ilustración 10 PLANO URBANÍSTICO "COLINAS DE KAPOK"

Fuente 49.- Las Autoras

El proyecto está definido por las siguientes coordenadas:

- P1: 538558.8748E - 9887430.0097N
- P2: 538527.6932E - 9887158.9176N
- P3: 538247.6261E - 9887101.6448N
- P4: 538125.8188E - 9887170.3402N

Dentro de la jurisdicción de este Montecristi, se encuentra el Cerro de Montecristi, La Isla de la Plata, la Basílica Menor Virgen de Monserrat, la vertiente del Río Caña y la playa San José.



2.8.2.2. Área de influencia

El impacto ambiental se conoce como la alteración en el medio o en una parte de este, pudiendo ser favorable o desfavorable, siendo el área de influencia la zona o ámbito espacial en donde se harán presente los posibles impactos socio-ambientales, positivos o negativos, producto del desarrollo de un nuevo proyecto o actividad.

Para el componente socioeconómico, el área de influencia no se restringe al criterio de ubicación de la zona específica de intervención.

En otras palabras el área de influencia social no se limita al sitio exacto por donde atraviesa el proyecto.

Para determinar el área de influencia, generalmente se analizan tres criterios que tienen relación con el alcance geográfico, con la temporalidad o duración de una instalación y con la situación de los factores ambientales previo a iniciar las actividades. Estos criterios se los conceptualiza de la siguiente manera:

- **Límite de las operaciones**

Se determina por el tiempo, el espacio alcance que comprendan las actividades en ejecución (operación y mantenimiento).

Para este concepto se definen a continuación las siguientes escalas:

Escala espacial: Viene a constituir el espacio físico donde se manifiestan los impactos ambientales.



Escala temporal: Está directamente vinculada con la duración que demandan las actividades operativas (tiempo necesario para la construcción de obras civiles y montaje de maquinaria).

- **Límites ecológicos**

Los límites ecológicos están determinados por las escalas temporales y espaciales, ya que en función de éstas se pronosticarán los potenciales impactos o efectos sobre el entorno socio-ambiental. Esta escala es variable y dependerá de la calidad del entorno o de sus recursos.

El área espacial en donde se presentaran los potenciales efectos sobre el componente ecológico natural, estará en función a los sitios en donde la operación tiene intervención y/o interactúe con el medio circundante.

- **Límites administrativos**

Se refiere a los límites Políticos – Administrativos a los que pertenece el área donde se emplaza el proyecto.

2.8.2.2.1. Área de influencia directa (AID)

Se define el *área de influencia directa* como el lugar de donde parte la instalación del proyecto, llevándose a cabo las actividades pertinentes de construcción e instalación de estructuras y equipos, operación, y también el mantenimiento de las mismas.

Debido a que el presente proyecto tiene por finalidad los estudios de Construcción de Sistema Hidrosanitario de la Urbanización “Colinas de Kapok”, el contexto



inmediato de la misma está ligado al área donde se coloca las tuberías y canalizaciones incluyendo también aquella zona específica en donde se realizan las obras complementarias (pozos, conducciones, tratamiento de aguas residuales, y demás procesos necesarios), además de un radio de 35m alrededor de zona a construirse, misma que comprenden el diseño e infraestructuras de las obras a realizarse y que se verán afectadas por la construcción, recibirán el impacto directo (ruido, polvo, vibraciones, molestias).

2.8.2.2.2. Área de influencia indirecta (All)

El área de influencia indirecta (All) se ha determinado principalmente, en función de la alteración provocada en el paisaje (impacto visual) que está en función de la ubicación e implantación del proyecto, y es evidente aun después del límite del AID definida; así como también por el incremento de niveles de Ruido.

En conclusión el All es la zona de amortiguamiento total que se puede ver afectada por las obras propuestas, en el caso del presente proyecto, ésta es de 35m fuera del perímetro del AID.

2.8.3. Identificación y evaluación de impactos ambientales

Para identificar y evaluar los impactos ambientales del proyecto, se ha procedido a comparar la situación ambiental existente antes de la ejecución del proyecto, con aquella que existirá luego de su materialización dentro del marco de referencia de calidad ambiental que se desea mantener.



El análisis consistirá en la identificación de los impactos ambientales originados en las etapas de construcción, de operación y mantenimiento y de cierre, obteniéndose como resultado interacciones de tipo causa – efecto.

2.8.3.1. Identificación de impactos ambientales

Para identificar los impactos que pueden producirse, se requiere definir las acciones del proyecto y los elementos de los factores ambientales que pueden ser modificados positiva o negativamente.

Dentro de las acciones del proyecto se han identificado varias tareas que ocasionan impacto en las diferentes etapas del proyecto. Así tenemos las siguientes:

➤ Primera fase: CONSTRUCCIÓN

Campamento

- Implantación de bodegas
- Uso de equipo y maquinaria
- Movimiento de equipos y personal
- Acopio y utilización de materiales e insumos
- Generación de ruidos, vibraciones y de material particulado
- Generación de residuos tipo sólido urbanos y peligrosos.
- Generación de emisiones gaseosas y de efluentes líquidos

Excavaciones y limpieza

- Excavaciones, remoción de suelo y cobertura
- Construcción de cimentación
- Uso de equipos y maquinaria



- Traslado de equipos y personal
- Generación de ruidos, vibraciones y de material particulado
- Contratación de mano de obra local

Obras urbanísticas

- Construcción e instalación de estructuras
- Redes de distribución de aapp
- Traslado de equipos y personal
- Generación de ruidos, vibraciones y de material particulado
- Contratación de mano de obra local

Disposición de aguas lluvias y residuales

- Colectores, pozos y planta de tratamiento
- Excavaciones, remoción de suelo y cobertura vegetal
- Uso de equipos y maquinaria
- Traslado de equipos y personal
- Generación de ruidos, vibraciones y de material particulado
- Contratación de mano de obra local

Transporte y provisión de materiales

- Abastecimiento de materiales de construcción
- Movimiento de vehículos y personal
- Generación de ruidos, vibraciones y de material particulado
- Generación de emisiones gaseosas y derrame de hidrocarburos
- Contratación de mano de obra local



Desalojo de materiales

- Desalojo de tierra, materiales y escombros
- Generación de ruidos, vibraciones y de material particulado
- Generación de emisiones gaseosas y derrame de hidrocarburos
- Contratación de mano de obra local

Residuos y escombros

- Acumulación de residuos y escombros
- Generación de ruidos, vibraciones y de material particulado
- Generación de emisiones gaseosas
- Contratación de mano de obra local

Obras de vialidad

- Reposición de adoquín, sub-base, drenes y bordillos
- Uso de equipos y maquinarias
- Movimiento de personal
- Generación de ruidos, vibraciones y de material particulado
- Generación de emisiones gaseosas
- Contratación de mano de obra local

➤ **Segunda fase: OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO**

Generación de servicios

- Generación de residuos tipo sólido urbano y olores desagradables
- Generación de material particulado y residuos peligrosos



- Uso de equipos y maquinarias
- Contratación de mano de obra local

Mantenimiento y limpieza

- Usos de equipos y maquinaria
- Generación de residuos tipo sólido urbano y residuos peligrosos
- Generación de material particulado, ruidos y vibraciones
- Generación de emisiones gaseosas
- Contratación de mano de obra local

➤ Tercera fase: CIERRE Y ABANDONO

Desmantelamiento de campamento

- Retiro de obras provisionales y cerramientos
- Retiro de bodegas y oficinas

Limpieza general

- Limpieza en las zonas utilizadas en la construcción
- Remover material sobrante (hormigón, adoquín)
- Retiro de residuos generados en la construcción, cables, escombros

Retiro de equipos y maquinaria

- Retiro de maquinaria y equipos de construcción

Para clasificar los factores ambientales se los identifica de la siguiente manera:

*Tabla 39.- CATEGORIZACIÓN DE FACTORES AMBIENTALES*

CATEGORÍA	COMPONENTE	ELEMENTO
FÍSICO	Suelos	Capa vegetal
		Procesos erosivos
	Agua superficial	Calidad
	Agua subterránea	Calidad
	Aire	Calidad
BIOTICO	Flora	Ruido
		Vegetación natural
	Fauna	Cultivos
		Terrestre
		Acuática
SOCIOECONÓMICO	Suelos	Paisaje
		Recreación
	Bienestar social	Salud pública
		Accidentes
		Tránsito vehicular
		Tránsito peatonal
		Empleo
		Servicios públicos
		Economía
		Plusvalía

Fuente 50.- (Byron Suárez, 2012)

2.8.3.2. Calificación y valoración de impactos

Para realizar la correcta valoración de cada elemento ambiental y calificarlo en el rango de positivo (+) o negativo (-) se debe tener en cuenta la siguiente metodología de valoración:



• **Magnitud:** este factor está determinado por el carácter genérico, intensidad y nivel de afectación. El **carácter genérico** es el juicio de valor va a estar expresado como positivo (+) o negativo (-). La **intensidad** estará expresado según el impacto generado: Baja (B), Media (M), Alta (A), Muy Alta (MA). Y la **afectación** corresponderá al nivel de afectación Baja (B), Media (M) y Alta (A).

Tabla 40.- VALORACIÓN DE LA MAGNITUD DEL IMPACTO AMBIENTAL

MAGNITUD		
CALIFICACIÓN	INTENSIDAD	AFECTACIÓN
1	Baja	Baja
2	Baja	Media
3	Baja	Alta
4	Media	Baja
5	Media	Media
6	Media	Alta
7	Alta	Baja
8	Alta	Media
9	Alta	Alta
10	Muy Alta	Alta

Fuente 51.- (Byron Suárez, 2012)

• **Importancia:** es el peso que tendrá cada impacto en relación al resto, se califica en base a la duración y la influencia del impacto. La **duración** se determina según el tiempo del impacto ya que si este continua de forma intermitente se considerado como Permanente (P) y si se presenta durante la actividad que lo provoca es Temporal (T). La **influencia** es basado en la extensión del impacto que se mide como Puntual (P), Local (L) o Regional (R).



Tabla 41.- VALORACIÓN DE LA IMPORTANCIA DEL IMPACTO

IMPORTANCIA		
CALIFICACIÓN	DURACIÓN	INFLUENCIA
1	Temporal	Puntual
2	Media	Puntual
3	Permanente	Puntual
4	Temporal	Local
5	Media	Local
6	Permanente	Local
7	Temporal	Regional
8	Media	Regional
9	Permanente	Regional
10	Permanente	Nacional

Fuente 52.- (Byron Suárez, 2012)

2.8.3.3. Jerarquización de impactos

Cuando se jerarquizan los impactos ambientales se utiliza el criterio de significancia de impactos **S** que proviene de la multiplicación de la **Magnitud** por el **Impacto** del mismo. A partir de los resultados se pueden encontrar soluciones a los posibles problemas que se presenten en el proyecto.

Se procede a desarrollar las matrices de Leopold.



2.8.3.4 Matrices de Leopold

PRIMERA FASE: CONSTRUCCIÓN

Matriz A1

INTERRELACIÓN: ACCIÓN – FACTORES AMBIENTALES

ACCIONES		SISTEMA HIDROSANITARIO Y AAPP DE LA URB COLINAS DE KAPOK							
		PRIMERA FASE: CONSTRUCCIÓN							
		CAMPAMENTO	EXCAVACIONES Y LIMPIEZA	OBRAS URBANÍSTICAS	DESALOJO DE MATERIAL	TRANSPORTE	DISPOSICION DE AALL Y AASS	OBRAS DE VIALIDAD	RESIDUOS Y ESCOMBROS
COMPONENTE	ELEMENTO	1	2	3	4	5	6	7	8
Suelos	Capa vegetal	x	X	X	x	x	x	x	x
	Procesos erosivos	x	X	X				x	
Agua superficial	Calidad	x	X	X	x	x	x	x	x
Agua subterránea	Calidad		X	X					
Aire	Calidad	x	X	X	x	x	x	x	x
	Ruido	x	X	X	x	x	x	x	x
Flora	Vegetación natural	x	X	X	x	x	x	x	x
	Cultivos								
Fauna	Terrestre	x	X	X	x	x	x	x	x
	Acuática								
Suelos	Paisaje	x	X	X	x	x	x	x	x
	Recreación			X				x	x
Bienestar social	Salud pública	x	X	X	x	x	x	x	x
	Accidentes	x	X	X	x	x	x	x	x
	Tránsito vehicular	x	X	X	x	x	x	x	x
	Tránsito peatonal	x	X	X	x	x	x	x	x
	Empleo	x	X	X	x	x	x	x	x
	Servicios públicos	x	X	X	x	x	x	x	x
	Economía	x	X	X	x	x	x	x	x
Plusvalía	x	X	X	x	x	x	x	x	



SEGUNDA FASE: OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

Matriz A2

INTERRELACIÓN: ACCIÓN – FACTORES AMBIENTALES

FACTORES AMBIENTALES	ACCIONES	SISTEMA HIDROSANITARIO Y AAPP DE LA URB COLINAS DE KAPOK	
		SEGUNDA FASE OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO	
		GENERACIÓN DE SERVICIOS	MANTENIMIENTO Y LIMPIEZA
		1	2
COMPONENTE	ELEMENTO		
Suelos	Capa vegetal		
	Procesos erosivos		
Agua superficial	Calidad	X	X
Agua subterránea	Calidad	X	
Aire	Calidad	X	X
	Ruido		X
Flora	Vegetación natural		
	Cultivos		
Fauna	Terrestre		
	Acuática		
Suelos	Paisaje	X	X
	Recreación	X	
Bienestar social	Salud pública	X	X
	Accidentes		
	Tránsito vehicular		
	Tránsito peatonal		
	Empleo	X	X
	Servicios públicos	X	X
	Economía	X	X
	Plusvalía	X	X



TERCERA FASE: CIERRE Y ABANDONO

Matriz A3

INTERRELACIÓN: ACCIÓN – FACTORES AMBIENTALES

FACTORES AMBIENTALES	ACCIONES	SISTEMA HIDROSANITARIO Y AAPP DE LA URB COLINAS DE KAPOK		
		TERCERA FASE CIERRE Y ABANDONO		
		DESMANTELAMIENTO DE CAMPAMENTO	LIMPIEZA GENERAL	RETIRO DE EQUIPOS Y MAQUINARIA
COMPONENTE	ELEMENTO	1	2	2
Suelos	Capa vegetal	X	x	x
	Procesos erosivos			
Agua superficial	Calidad		x	x
Agua subterránea	Calidad			
Aire	Calidad	X	x	x
	Ruido	X	x	x
Flora	Vegetación natural		x	x
	Cultivos			
Fauna	Terrestre			
	Acuática			
Suelos	Paisaje	X	x	x
	Recreación			
Bienestar social	Salud pública	X	x	x
	Accidentes	X	x	x
	Tránsito vehicular	X	x	x
	Tránsito peatonal	X	x	x
	Empleo	X	x	x
	Servicios públicos	X	x	x
	Economía	X	x	x
Plusvalía	X	x	x	



CAPÍTULO 3

PRESUPUESTO Y PROGRAMACIÓN

3.1. TABLA DE CANTIDADES

RUBRO	DESCRIPCION	UNID.	CANT.
SISTEMA AAPP			
1	Excavación de zanja a máquina (profundidad de 0-2 m)	m3	1109
2	Relleno compactado con material del sitio (manual)	m3	776,3
3	Cama de arena (incluye conformación de terreno)	m3	332,7
5	Tubería PVC U/Z 63mm	m	1438,6
6	Tubería PVC U/Z 90mm	m	770,5
7	Tubería PVC U/Z 110mm	m	8,9
8	Válvula de compuerta D=63mm	u	10
9	Válvula de compuerta D= 90 mm	u	3
10	Válvula de aire de cámara simple roscada 1"	u	3
11	Acometida de aapp (incluye accesorios)	u	67
12	Hidrantes DE HF DOS BOCAS 90mm	u	2
13	Hidrantes DE HF DOS BOCAS 63mm	u	1
	Codos 90° 63mm	u	7
	Codos 45° 63mm	u	17
	Codos 45° 90mm	u	7
	Codos 22.5° 63mm	u	21
	Codos 22.5° 90mm	u	6
	Tee 90mm reducción a 63mm	u	9
SISTEMA AASS			
1	Excavación de zanja a máquina (profundidad de 0-2 m)	m3	1432,284
2	Relleno compactado con material del sitio (manual)	m3	955,568
3	Cama de arena (incluye conformación de terreno)	m3	438,228
14	Instalación de tubería PVC 175mm	ML	1510,7
15	Instalación de tubería PVC 200mm	ML	315,25
16	Caja domiciliaria de pvc en acera con tapa de h.a (alineada-ciega)	U	50
17	Pozo de hormigón armado 210 Kg/cm2 H=1,00 a 1,50 (incluye cono PVC)	U	8
18	Caja de revisión DE HA 210 kg/cm2 H=1,50 A H=1,00 (incluye obra preliminar)	U	17
SISTEMA AALL			
1	Excavación de zanja a máquina (profundidad de 0-2 m)	m3	889,6203
2	Relleno compactado con material del sitio (manual)	m3	192,9792
3	Cama de arena (incluye conformación de terreno)	m3	120,8051



DISEÑO HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN "COLINAS DE KAPOK"

VERÓNICA MOREIRA – CAMILA PANEZO



19	Instalación de tubería PVC 315mm	ML	91,53
20	Instalación de tubería PVC 400mm	ML	508,53
21	Sumidero simple (incluye rejilla)	U	10
22	Pozo de hormigón armado 210 Kg/cm2 H=1,00 a 1,50 (incluye cono PVC)	U	5
23	Pozo de hormigón armado 210 Kg/cm2 H=2 a 3 m (para tuberías menores a 500mm)	U	1
24	Pozo de hormigón armado 210 Kg/cm2 H=3 a 4 m (para tuberías mayores a 500mm)	U	2

3.2. PRESUPUESTO

3.2.1. Presupuesto para el Sistema de Agua Potable

PRESUPUESTO

PROYECTO: URBANIZACION COLINAS DE KAPOK

RUBRO	Descripción	UNID.	CANT.	PRECIO	VALOR.T
SISTEMA AAPP					
1,00	Excavación de zanja a máquina (Profundidad de 0-2 m)	m3	1109,00	\$ 2,52	\$ 2.794,68
2,00	Relleno compactado con material del sitio (manual)	m3	776,30	\$ 6,36	\$ 4.937,27
3,00	Cama de arena (incluye conformación de terreno)	m3	332,70	\$ 2,56	\$ 851,71
5,00	Instalación de Tubería PVC U/Z 63mm	m	1438,60	\$ 2,67	\$ 3.841,06
6,00	Instalación de Tubería PVC U/Z 90mm	m	770,50	\$ 4,40	\$ 3.390,20
7,00	Instalación de Tubería PVC U/Z 110mm	m	8,90	\$ 6,34	\$ 56,43
8,00	Instalación de Válvula de compuerta D=63mm	u	10,00	\$ 198,72	\$ 1.987,20
9,00	Instalación de Válvula de compuerta D=90 mm	u	3,00	\$ 264,09	\$ 792,27
10,00	Instalación de Válvula de aire de cámara simple roscada 1"	u	3,00	\$ 193,51	\$ 580,53
11,00	Acometida de AAPP (incluye accesorios)	u	67,00	\$ 58,92	\$ 3.947,64
12,00	Hidrantes de HF dos bocas 90mm	u	2,00	\$ 869,82	\$ 1.739,64
13,00	Hidrantes de HF dos bocas 63mm	u	1,00	\$ 531,39	\$ 531,39
SUBTOTAL COSTOS DIRECTOS					\$25.450,02
IVA (14%)					\$3.563,00
TOTAL					\$29.013,02



3.2.2. Presupuesto para Sistema de Alcantarillado Sanitario

PRESUPUESTO

PROYECTO: URBANIZACION COLINAS DE KAPOK

RUBRO	DESCRIPCION	UNID.	CANT.	PRECIO	VALOR.T
SISTEMA AASS					
1,00	Excavación de zanja a máquina (profundidad de 0-2 m)	m3	1432,28	\$ 2,52	\$ 3.609,36
2,00	Relleno compactado con material del sitio (manual)	m3	955,57	\$ 6,36	\$ 6.077,41
3,00	Cama de arena (incluye conformación de terreno)	m3	438,23	\$ 2,56	\$ 1.121,86
14,00	Instalación de tubería PVC 160mm	ML	1510,70	\$ 6,83	\$ 10.318,08
15,00	Instalación de tubería PVC 200mm	ML	315,25	\$ 10,41	\$ 3.281,75
16,00	Caja domiciliaria de PVC en acera con tapa de H.A (alineada-ciega)	U	50,00	\$ 64,27	\$ 8.213,50
17,00	Pozo de hormigón armado 210 Kg/cm ² H=1,00 a 1,50 (INCLUYE CONO PVC)	U	8,00	\$720,11	\$ 5.760,88
18,00	Caja de revisión de HA 210 kg/cm ² H=1,50 a H=1,00 (incluye obra preliminar)	U	17,00	\$282,87	\$ 4.808,79
SUBTOTAL COSTOS DIRECTOS					\$43.191,63
IVA (14%)					\$6.046,83
TOTAL					\$49.238,46



3.2.3. Presupuesto para Sistema de Alcantarillado Pluvial

PRESUPUESTO

PROYECTO: URBANIZACION COLINAS DE KAPOK

RUBRO	DESCRIPCION	UNID.	CANT.	PRECIO	VALOR.T
SISTEMA AALL					
1,00	EXCAVACION DE ZANJA A MAQUINA (PROFUNDIDAD DE 0-2 M)	m3	889,62	\$ 2,52	\$ 2.241,84
2,00	RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL DEL SITIO (MANUAL)	m3	192,98	\$ 6,36	\$ 1.227,35
3,00	CAMA DE ARENA (INCLUYE CONFORMACION DE TERRENO)	m3	120,81	\$ 2,56	\$ 309,26
19,00	INSTALACION DE TUBERIA PVC 315mm	ML	91,53	\$ 18,91	\$ 1.730,83
20,00	INSTALACION DE TUBERIA PVC 400mm	ML	508,53	\$ 29,74	\$ 14.620,24
21,00	SUMIDERO SIMPLE (INCLUYE REJILLA)	U	10,00	\$ 238,97	\$ 2.389,70
22,00	POZO DE HORMIGON ARMADO 210 Kg/cm2 H=1,00 a 1,50 (INCLUYE CONO PVC)	U	5,00	\$ 720,11	\$ 3.600,55
23,00	POZO DE HORMIGON ARMADO 210 Kg/cm2 H=2 a 3 m (PARA TUBERIAS MENORES A 500MM)	U	1,00	\$ 1.092,06	\$ 1.092,06
24,00	POZO DE HORMIGON ARMADO 210 Kg/cm2 H=3 a 4 m (PARA TUBERIAS MAYORES A 500MM)	U	2,00	\$ 1.844,70	\$ 3.689,40
SUBTOTAL COSTOS DIRECTOS					\$25.544,59
IVA (14%)					\$3576,24
TOTAL					\$29.120,83



3.3. Análisis de precios unitarios

RUBRO: 1.00
DESCRIPCION: EXCAVACION DE ZANJA A MAQUINA (PROFUNDIDAD DE 0-2 M)
UNIDAD: M3

A.-) EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
EXCAVADORA	1,00	50,00	50,00	0,0444	2,22
PARCIAL:(M)					2,22

B.-) MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	JORNAL/H. (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
Peón (Estr. Oc. E2)	1,00	3,18	3,18	0,0444	0,14
Excavadora (Estr. Oc. C1)	1,00	3,57	3,57	0,0444	0,16
PARCIAL: (N)					0,30

C.-) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	UNITARIO (B)	COSTO (C)=(A*B)
PARCIAL: (O)				-

D.-) TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	D.M.T (A)	CANTIDAD (B)	TARIFA (C)	COSTO (D)=(A*B*C)
PARCIAL:(P)					-

TOTAL COSTOS DIRECTOS:	(Q)=(M+N+O+P)	\$2,52
IMPREVISTO M.O 2%		\$0,01
UTILIDADES M.O 10%		\$0,03
VALOR PROPUESTO		\$2,52
TOTAL MANO DE OBRA		\$0,34



DISEÑO HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN "COLINAS DE KAPOK"

VERÓNICA MOREIRA – CAMILA PANEZO



RUBRO:

2.00

DESCRIPCION: RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL DEL SITIO (MANUAL)

UNIDAD: M3

A.-) EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.)	1,00	0,23	0,23	1,0000	0,23
COMPACTADOR	1,00	3,00	3,00	0,4588	1,38
PARCIAL:(M)					1,61

B.-) MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	JORNAL/H. (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
Peón (Estr. Oc. E2)	3,00	3,18	9,54	0,4588	4,38
Maestro Mayor (Estr. Oc. C1)	0,10	3,57	0,36	0,4588	0,17
PARCIAL: (N)					4,55

C.-) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	UNITARIO (B)	COSTO (C)=(A*B)
Agua	M3	0,20	1,00	0,20
PARCIAL: (O)				0,20

D.-) TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	D.M.T (A)	CANTIDAD (B)	TARIFA (C)	COSTO (D)=(A*B*C)
PARCIAL:(P)					-

TOTAL COSTOS DIRECTOS:	(Q)=(M+N+O+P)	\$6,36
IMPREVISTO M.O		
2%		\$0,09
UTILIDADES M.O		
10%		\$0,46
VALOR PROPUESTO		\$6,36
TOTAL MANO DE OBRA		\$5,33



DISEÑO HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN "COLINAS DE KAPOK"

VERÓNICA MOREIRA – CAMILA PANEZO



RUBRO: 3.00

DESCRIPCIÓN:
UNIDAD:

RELLENO COMPACTADO CON MATERIAL IMPORTADO
(MANUAL)
M3

A.-) EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.)	1,00	0,23	0,23	1,0000	0,23
COMPACTADOR	1,00	3,00	3,00	0,4586	1,38
PARCIAL:(M)					1,61

B.-) MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	JORNAL/H. (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
Peón (Estr. Oc. E2)	3,00	3,18	9,54	0,4586	4,38
Maestro Mayor (Estr. Oc. C1)	0,10	3,57	0,36	0,4586	0,17
PARCIAL: (N)					4,55

C.-) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	UNITARIO (B)	COSTO (C)=(A*B)
Agua	M3	0,20	1,00	0,20
Mejoramiento	M3	1,20	2,00	2,40
PARCIAL: (O)				2,60

D.-) TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	D.M.T (A)	CANTIDAD (B)	TARIFA (C)	COSTO (D)=(A*B*C)
Mejoramiento	M3	16,00	1,20	0,16	3,07
PARCIAL:(P)					3,07

TOTAL COSTOS DIRECTOS: (Q)=(M+N+O+P) :	\$11,83
IMPREVISTO M.O 2%	\$0,09
UTILIDADES M.O 10%	\$0,46
VALOR PROPUESTO	\$11,83
TOTAL MANO DE OBRA	\$6,70



DISEÑO HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN "COLINAS DE KAPOK"

VERÓNICA MOREIRA – CAMILA PANEZO



RUBRO:4.00

DESCRIPCION:

CAMA DE ARENA

UNIDAD:

M3

A.-) EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.)	1,00	0,12	0,12	1,0000	0,12
PARCIAL:(M)					0,12

B.-) MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	JORNAL/H. (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
Peón (Estr. Oc. E2)	3,00	3,18	9,54	0,2468	2,35
Maestro Mayor (Estr. Oc. C1)	0,10	3,57	0,36	0,2468	0,09
PARCIAL: (N)					2,44

C.-) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	UNITARIO (B)	COSTO (C)=(A*B)
Arena	M3	1,00	5,64	5,64
PARCIAL: (O)				5,64

D.-) TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	D.M.T (A)	CANTIDAD (B)	TARIFA (C)	COSTO (D)=(A*B*C)
Arena	m3	3,00	1,00	0,16	0,48
PARCIAL:(P)					0,48

TOTAL COSTOS DIRECTOS:	(Q)=(M+N+O+P)	\$8,20
IMPREVISTO M.O 2%		\$0,04
UTILIDADES M.O 10%		\$0,20
VALOR PROPUESTO		\$8,20
TOTAL MANO DE OBRA		\$2,32



DISEÑO HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN "COLINAS DE KAPOK"

VERÓNICA MOREIRA – CAMILA PANEZO



RUBRO: 5.00
DESCRIPCION: TUBERIA PVC U/Z 63mm
UNIDAD: ML

A.-) EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.)	1,00	0,03	0,03	1,0000	0,03
PARCIAL:(M)					0,03

B.-) MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	JORNAL/H. (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
Peón (Estr. Oc. E2)	2,00	3,18	6,36	0,0630	0,40
Plomero (Estr. Oc. D2)	1,00	3,22	3,22	0,0630	0,20
Maestro Mayor (Estr. Oc. C1)	0,10	3,57	0,36	0,0630	0,02
PARCIAL: (N)					0,62

C.-) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	UNITARIO (B)	COSTO (C)=(A*B)
Tubería pvc U/Z 63mm 1 mpa	ML	1,00	1,79	1,79
Codo L/R U/Z de 90 (63mm)	U	0,05	3,00	0,15
Anillo de Caucho 63mm	U	0,08	0,98	0,08
PARCIAL: (O)				2,02

D.-) TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	D.M.T (A)	CANTIDAD (B)	TARIFA (C)	COSTO (D)=(A*B*C)
PARCIAL:(P)					-

TOTAL COSTOS DIRECTOS:	(Q)=(M+N+O+P) :	\$2,67
IMPREVISTO M.O 2%		\$0,01
UTILIDADES M.O 10%		\$0,06
VALOR PROPUESTO		\$2,67



DISEÑO HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN "COLINAS DE KAPOK"

VERÓNICA MOREIRA – CAMILA PANEZO



RUBRO:6.00

DESCRIPCION: INSTALACIÓN DE TUBERIA PVC U/Z 90mm

UNIDAD: ML

A.-) EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.)	1,00	0,03	0,03	1,0000	0,03
PARCIAL:(M)					0,03

B.-) MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	JORNAL/H. (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
Peón (Estr. Oc. E2)	2,00	3,18	6,36	0,0630	0,40
Plomero (Estr. Oc. D2)	1,00	3,22	3,22	0,0630	0,20
Maestro Mayor (Estr. Oc. C1)	0,10	3,57	0,36	0,0630	0,02
PARCIAL: (N)					0,62

C.-) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	UNITARIO (B)	COSTO (C)=(A*B)
Tubería pvc U/Z 90mm 1 mpa	ML	1,00	3,36	3,36
Codo L/R U/Z de 90 (90mm)	U	0,05	5,52	0,28
Anillo de Caucho 90mm	U	0,08	1,37	0,11
PARCIAL: (O)				

D.-) TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	D.M.T (A)	CANTIDAD (B)	TARIFA (C)	COSTO (D)=(A*B*C)
PARCIAL:(P)					

TOTAL COSTOS DIRECTOS:	(Q)=(M+N+O+P):	\$4,4
IMPREVISTO M.O 2%		\$0,0
UTILIDADES M.O 10%		\$0,0
VALOR PROPUESTO		\$4,4
TOTAL MANO DE OBRA		\$0,7



DISEÑO HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN "COLINAS DE KAPOK"

VERÓNICA MOREIRA – CAMILA PANEZO



RUBRO: 7.00
DESCRIPCION: INSTALACIÓN DE TUBERIA PVC U/Z 110mm
UNIDAD: ML

A.-) EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.)	1,00	0,03	0,03	1,0000	0,03

PARCIAL:(M)

B.-) MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	JORNAL/H. (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
Peón (Estr. Oc. E2)	2,00	3,18	6,36	0,0630	0,40
Plomero (Estr. Oc. D2)	1,00	3,22	3,22	0,0630	0,20
Maestro Mayor (Estr. Oc. C1)	0,10	3,57	0,36	0,0630	0,02

PARCIAL: (N)

C.-) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	UNITARIO (B)	COSTO (C)=(A*B)
Tubería pvc U/Z 110mm 1 mpa	ML	1,00	5,04	5,04
Codo L/R U/Z de 90 (110mm)	U	0,05	9,94	0,50
Anillo de Caucho 110mm	U	0,08	1,92	0,15

PARCIAL: (O)

D.-) TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	D.M.T (A)	CANTIDAD (B)	TARIFA (C)	COSTO (D)=(A*B*C)

PARCIAL:(P)

TOTAL COSTOS DIRECTOS:	(Q)=(M+N+O+P):	\$6,3
IMPREVISTO M.O 2%		\$0,0
UTILIDADES M.O 10%		\$0,0
VALOR PROPUESTO		\$6,3
TOTAL MANO DE OBRA		\$0,7

RUBRO: 8.00
DESCRIPCION: VALVULA DE COMPUERTA D=63mm



DISEÑO HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN "COLINAS DE KAPOK"

VERÓNICA MOREIRA – CAMILA PANEZO



UNIDAD: U

A.-) EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.)	1,00	0,68	0,68	1,0000	0,68

PARCIAL:(M)

B.-) MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	JORNAL/H. (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
Peón (Estr. Oc. E2)	1,00	3,18	3,18	2,0000	6,36
Plomero (Estr. Oc. D2)	1,00	3,22	3,22	2,0000	6,44
Maestro Mayor (Estr. Oc. C1)	0,10	3,57	0,36	2,0000	0,72

PARCIAL: (N)

C.-) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	UNITARIO (B)	COSTO (C)=(A*B)
Válvula de compuerta HF 63mm	U	1,00	113,13	113,13
Uniones Gibault As. 63mm	U	2,00	19,48	38,96
Tapa de HF para 160mm	U	1,00	25,00	25,00
Tubería de 160mm NOVAFORT	ML	1,50	4,95	7,43

PARCIAL: (O)

D.-) TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	D.M.T (A)	CANTIDAD (B)	TARIFA (C)	COSTO (D)=(A*B*C)

PARCIAL:(P)

TOTAL COSTOS DIRECTOS: (Q)=(M+N+O+P)	\$198,7
IMPREVISTO M.O 2%	\$0,2
UTILIDADES M.O 10%	\$1,3
VALOR PROPUESTO	\$198,7
TOTAL MANO DE OBRA	\$15,8

RUBRO: 9.00
 DESCRIPCION: VALVULA DE COMPUERTA
 D=90mm
 UNIDAD: U

A.-) EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	C. HORA	REND. H/U	COSTO
-------------	----------	--------	---------	-----------	-------



DISEÑO HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN "COLINAS DE KAPOK"

VERÓNICA MOREIRA – CAMILA PANEZO



	(A)	(B)	(C)=(A*B)	(D)	(E)=(C*D)
HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.)	1,00	0,68	0,68	1,0000	0,68

PARCIAL:(M)

B.-) MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	JORNAL/H. (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
Peón (Estr. Oc. E2)	1,00	3,18	3,18	2,0000	6,36
Plomero (Estr. Oc. D2)	1,00	3,22	3,22	2,0000	6,44
Maestro Mayor (Estr. Oc. C1)	0,10	3,57	0,36	2,0000	0,72

PARCIAL: (N)

C.-) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	UNITARIO (B)	COSTO (C)=(A*B)
Válvula de compuerta HF 90mm	GBL	1,00	167,94	167,94
Uniones Gibault As. 90mm	GBL	2,00	24,76	49,52
Tapa de HF para 160mm	GBL	1,00	25,00	25,00
Tubería de 160mm NOVAFORT	GBL	1,50	4,95	7,43

PARCIAL: (O)

D.-) TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	D.M.T (A)	CANTIDAD (B)	TARIFA (C)	COSTO (D)=(A*B*C)

PARCIAL:(P)

TOTAL COSTOS DIRECTOS:	(Q)=(M+N+O+P):	\$264,09
IMPREVISTO M.O 2%		\$0,27
UTILIDADES M.O 10%		\$1,35
VALOR PROPUESTO		\$264,09
TOTAL MANO DE OBRA		\$15,82

RUBRO: 10.00

DESCRIPCION: VALVULA DE AIRE DE CAMARA SIMPLE ROSCADA 1"

UNIDAD: U

A.-) EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD	TARIFA	C. HORA	REND. H/U	COSTO
-------------	----------	--------	---------	-----------	-------



DISEÑO HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN "COLINAS DE KAPOK"

VERÓNICA MOREIRA – CAMILA PANEZO



	(A)	(B)	(C)=(A*B)	(D)	(E)=(C*D)
HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.)	1,00	0,34	0,34	1,0000	0,34
PARCIAL:(M)					0,34

B.-) MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	JORNAL/H. (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
Peón (Estr. Oc. E2)	1,00	3,18	3,18	1,0000	3,18
Plomero (Estr. Oc. D2)	1,00	3,22	3,22	1,0000	3,22
Maestro Mayor (Estr. Oc. C1)	0,10	3,57	0,36	1,0000	0,36
PARCIAL: (N)					6,76

C.-)

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	UNITARIO (B)	COSTO (C)=(A*B)
Collarín de Derivación de PVC de 90mm 1"	U	1,00	4,56	4,56
Tubería Roscable 1"	ML	1,00	0,67	0,67
Llave Compuerta de 1"	U	1,00	10,62	10,62
Válvula de aire cámara simple roscada 1"	U	1,00	112,50	112,50
Tapa de HF para 220mm	ML	1,00	50,00	50,00
Tubería de 220mm NOVAFORT	ML	1,00	8,06	8,06
PARCIAL: (O)				186,41

D.-) TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	D.M.T (A)	CANTIDAD (B)	TARIFA (C)	COSTO (D)=(A*B*C)
PARCIAL:(P)					-

TOTAL COSTOS DIRECTOS:	(Q)=(M+N+O+P):	\$193,51
IMPREVISTO M.O 2%		\$0,14
UTILIDADES M.O 10%		\$0,68
VALOR PROPUESTO		\$193,51
TOTAL MANO DE OBRA		\$7,91

RUBRO: 11.00
DESCRIPCION: ACOMETIDA DE AAPP (INCLUYE ACCESORIOS)
UNIDAD: U



DISEÑO HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN "COLINAS DE KAPOK"

VERÓNICA MOREIRA – CAMILA PANEZO



A.-) EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.)	1,00	1,00	1,00	1,0000	1,00
PARCIAL: (M)					1,00

B.-) MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	JORNAL/H. (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
Peón (Estr. Oc. E2)	1,00	3,18	3,18	2,0000	6,36
Plomero (Estr. Oc. D2)	1,00	3,22	3,22	2,0000	6,44
Albañil (Estr. Oc. D2)	1,00	3,22	3,22	2,0000	6,44
Maestro Mayor (Estr. Oc. C1)	0,10	3,57	0,36	2,0000	0,72
PARCIAL: (N)					19,96

C.-) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	UNITARIO (B)	COSTO (C)=(A*B)
Caja plástica para medidor de AAPP	U	1,00	23,00	23,00
Hormigón 180 Kg/cm2	M3	0,03	70,54	2,12
Tubería Tipo PEAD	U	1,50	0,87	1,31
Adaptadores a compresión 1/2 a 20mm	U	2,00	3,00	6,00
Válvula de bola roscable	U	1,00	1,14	1,14
Collarín de Derivación de PVC de 90mm 1/2"	U	1,00	4,39	4,39
PARCIAL: (O)				37,96

D.-) TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	D.M.T (A)	CANTIDAD (B)	TARIFA (C)	COSTO (D)=(A*B*C)
PARCIAL: (P)					-

TOTAL COSTOS DIRECTOS:	(Q)=(M+N+O+P):	\$58,92
IMPREVISTO M.O 2%		\$0,40
UTILIDADES M.O 10%		\$2,00
VALOR PROPUESTO		\$58,92
TOTAL MANO DE OBRA		\$23,36

RUBRO: 12.00

DESCRIPCION: HIDRANTES DE HF DOS BOCAS 90mm

UNIDAD: U



DISEÑO HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN "COLINAS DE KAPOK"

VERÓNICA MOREIRA – CAMILA PANEZO



A.-) EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.)	1,00	2,65	2,65	1,0000	2,65
PARCIAL: (M)					2,65

B.-) MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	JORNAL/H. (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
Peón (Estr. Oc. E2)	2,00	3,18	6,36	5,3330	33,92
Plomero (Estr. Oc. D2)	1,00	3,22	3,22	5,3330	17,17
Maestro Mayor (Estr. Oc. C1)	0,10	3,57	0,36	5,3330	1,92
PARCIAL: (N)					53,01

C.-) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	UNITARIO (B)	COSTO (C)=(A*B)
Hidrante de HF dos bocas 110mm con dos salidas 2 1/2"	U	1,00	593,96	462,80
Tee de derivación acero cedula 40 recubierta con poliqlen	U	1,00	66,00	66,00
Válvula de corte de HF PVC 110mm	U	1,00	200,21	200,21
Uniones Gibault universal. 110mm	U	2,00	27,54	55,08
Caja de Válvula 6"	U	1,00	23,00	23,00
Tubería de 175mm NOVAFORT	ML	1,00	4,95	4,95
Hormigón 180 Kg/cm2	M3	0,03	70,54	2,12
PARCIAL: (O)				814,16

D.-) TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	D.M.T (A)	CANTIDAD (B)	TARIFA (C)	COSTO (D)=(A*B*C)
PARCIAL: (P)					-

TOTAL COSTOS DIRECTOS:	(Q)=(M+N+O+P):	\$869,82
IMPREVISTO M.O 2%		\$1,06
UTILIDADES M.O 10%		\$5,30
VALOR PROPUESTO		\$869,82
TOTAL MANO DE OBRA		\$62,02

RUBRO: 13.00



DISEÑO HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN "COLINAS DE KAPOK"

VERÓNICA MOREIRA – CAMILA PANEZO



DESCRIPCION: HIDRANTES DE HF DOS BOCAS 63mm

UNIDAD: U

A.-) EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.)	1,00	1,99	1,99	1,0000	1,99
PARCIAL:(M)					1,99

B.-) MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	JORNAL/H. (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
Peón (Estr. Oc. E2)	2,00	3,18	6,36	4,0000	25,44
Plomero (Estr. Oc. D2)	1,00	3,22	3,22	4,0000	12,88
Maestro Mayor (Estr. Oc. C1)	0,10	3,57	0,36	4,0000	1,44
PARCIAL: (N)					39,76

C.-)

MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	UNITARIO (B)	COSTO (C)=(A*B)
Hidrante de HF dos bocas 63mm con dos salidas 2 1/2"	U	1,00	291,38	291,38
Tee de derivación PVC 63mm U/Z	U	1,00	16,10	16,10
Válvula de corte de HF PVC 63mm	U	1,00	113,13	113,13
Caja de Válvula 6"	U	1,00	23,00	23,00
Tubería de 175mm NOVAFORT	ML	1,00	4,95	4,95
Uniones Gibault As. 63mm	U	2,00	19,48	38,96
Hormigón 180 Kg/cm2	M3	0,03	70,54	2,12
PARCIAL: (O)				489,64

D.-) TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	D.M.T (A)	CANTIDAD (B)	TARIFA (C)	COSTO (D)=(A*B*C)
PARCIAL:(P)					-

TOTAL COSTOS DIRECTOS:	(Q)=(M+N+O+P):	\$531,39
IMPREVISTO M.O 2%		\$0,80
UTILIDADES M.O 10%		\$3,98
VALOR PROPUESTO		\$531,39
TOTAL MANO DE OBRA		\$46,52

RUBRO: 14.00



DISEÑO HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN "COLINAS DE KAPOK"

VERÓNICA MOREIRA – CAMILA PANEZO



DESCRIPCION: INSTALACION DE TUBERIA PVC NOVAFORT 175mm (INCLUYE CONFORMACION DE TERRENO)

UNIDAD: ML

A.-) EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.)	1,00	0,05	0,05	1,0000	0,05
PARCIAL:(M)					0,05

B.-) MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	JORNAL/H. (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
Peón (Estr. Oc. E2)	3,00	3,18	9,54	0,0830	0,79
Plomero (Estr. Oc. D2)	1,00	3,22	3,22	0,0830	0,27
Maestro Mayor (Estr. Oc. C1)	0,10	3,57	0,36	0,0830	0,03
PARCIAL: (N)					1,09

C.-) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	UNITARIO (B)	COSTO (C)=(A*B)
Tubería de 175mm NOVAFORT	ML	1,00	4,95	4,95
Accesorio tubería 175 mm	GBL	1,00	0,74	0,74
PARCIAL: (O)				5,69

D.-) TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	D.M.T (A)	CANTIDAD (B)	TARIFA (C)	COSTO (D)=(A*B*C)
PARCIAL:(P)					-

TOTAL COSTOS DIRECTOS:	(Q)=(M+N+O+P):	\$6,83
IMPREVISTO M.O 2%		\$0,02
UTILIDADES M.O 10%		\$0,11
VALOR PROPUESTO		\$6,83
TOTAL MANO DE OBRA		\$1,27

RUBRO: 15.00



DISEÑO HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN "COLINAS DE KAPOK"

VERÓNICA MOREIRA – CAMILA PANEZO



DESCRIPCION: INSTALACION DE TUBERIA PVC NOVAFORT 220mm (INCLUYE CONFORMACION DE TERRENO)

UNIDAD: ML

A.-) EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.)	1,00	0,05	0,05	1,0000	0,05
PARCIAL:(M)					0,05

B.-) MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	JORNAL/H. (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
Peón (Estr. Oc. E2)	3,00	3,18	9,54	0,0830	0,79
Plomero (Estr. Oc. D2)	1,00	3,22	3,22	0,0830	0,27
Maestro Mayor (Estr. Oc. C1)	0,10	3,57	0,36	0,0830	0,03
PARCIAL: (N)					1,09

C.-) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	UNITARIO (B)	COSTO (C)=(A*B)
Tubería de 220mm NOVAFORT	ML	1,00	8,06	8,06
Accesorio tubería 220 mm	GBL	1,00	1,21	1,21
PARCIAL: (O)				9,27

D.-) TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	D.M.T (A)	CANTIDAD (B)	TARIFA (C)	COSTO (D)=(A*B*C)
PARCIAL:(P)					-

TOTAL COSTOS DIRECTOS:	(Q)=(M+N+O+P):	\$10,41
IMPREVISTO M.O 2%		\$0,02
UTILIDADES M.O 10%		\$0,11
VALOR PROPUESTO		\$10,41
TOTAL MANO DE OBRA		\$1,27

RUBRO: 16.00



DISEÑO HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN "COLINAS DE KAPOK"

VERÓNICA MOREIRA – CAMILA PANEZO



CAJA DOMICILIARIA DE PVC EN ACERA CON TAPA DE H.A (ALINEADA-CIEGA)
DESCRIPCION: CIEGA)
UNIDAD: U

A.-) EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.)	1,00	1,31	1,31	1,0000	1,31
PARCIAL:(M)					1,31

B.-) MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	JORNAL/H. (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
Peón (Estr. Oc. E2)	3,00	3,18	9,54	2,0000	19,08
Plomero (Estr. Oc. D2)	1,00	3,22	3,22	2,0000	6,44
Maestro Mayor (Estr. Oc. C1)	0,10	3,57	0,36	2,0000	0,72
PARCIAL: (N)					26,24

C.-) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	UNITARIO (B)	COSTO (C)=(A*B)
Base PVC con entrada de 175mm (alineada o ciega)	U	1,00	53,31	53,31
Elevador 400mm	ML	1,50	32,27	48,41
Tapa H.A Cajas AASS	U	1,00	35,00	35,00
PARCIAL: (O)				136,72

D.-) TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	D.M.T (A)	CANTIDAD (B)	TARIFA (C)	COSTO (D)=(A*B*C)
PARCIAL:(P)					-

TOTAL COSTOS DIRECTOS:	(Q)=(M+N+O+P):	\$164,27
IMPREVISTO M.O 2%		\$0,52
UTILIDADES M.O 10%		\$2,62
VALOR PROPUESTO		\$164,27
TOTAL MANO DE OBRA		\$30,70



DISEÑO HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN "COLINAS DE KAPOK"

VERÓNICA MOREIRA – CAMILA PANEZO



RUBRO: 17.00

DESCRIPCION: POZO DE HORMIGON ARMADO 210 Kg/cm² H=1,00 a 1,50 (INCLUYE CONO PVC)

UNIDAD: U

A.-) EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.)	1.00	10.62	10.62	1.0000	10.62
CONCRETERA	1.00	3.75	3.75	4.0000	15.00
VIBRADOR	1.00	3.00	3.00	4.0000	12.00
PARCIAL:(M)					37.62

B.-) MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	JORNAL/H. (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
Peón (Estr. Oc. E2)	3.00	3.18	9.54	13.0000	124.02
Albañil (Estr. Oc. D2)	1.00	3.22	3.22	13.0000	41.86
Ferrero (Estr. Oc. D2)	1.00	3.22	3.22	13.0000	41.86
Maestro Mayor (Estr. Oc. C1)	0.10	3.57	0.36	13.0000	4.68
PARCIAL: (N)					212.42

C.-) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	UNITARIO (B)	COSTO (C)=(A*B)
Cemento	SACO	10.11	6.87	69.46
Ripio	M3	0.97	10.83	10.51
Arena Homogenizada	M3	0.65	14.54	9.45
Agua	M3	0.23	1.00	0.23
Acero de refuerzo	KG.	50.00	1.30	65.00
Cuartones	ML.	1.80	0.35	0.63
Clavos	KG.	0.58	1.76	1.02
Tablas de encofrado	U	2.40	1.60	3.84
Mejoramiento	M3	1.16	2.00	2.32
Tapa HF Pozo de Hormigón	U	1.00	155.00	155.00
Cono Manhole 1000 mm	U	1.00	152.61	152.61
PARCIAL: (O)				470.07

D.-) TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	D.M.T (A)	CANTIDAD (B)	TARIFA (C)	COSTO (D)=(A*B*C)
PARCIAL:(P)					

TOTAL COSTOS DIRECTOS:	(Q)=(M+N+O+P):	\$720.11
IMPREVISTO M.O 2%		\$4.25
UTILIDADES M.O 10%		\$21.24
VALOR PROPUESTO		\$720.11
TOTAL MANO DE OBRA		\$275.53



DISEÑO HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN "COLINAS DE KAPOK"

VERÓNICA MOREIRA – CAMILA PANEZO



RUBRO: 18.00

DESCRIPCION: CAJA DE REVISION DE HA 210 Kg/cm² H=1,50 a 1,00 (INCLUYE OBRA PRELIMINAR)

UNIDAD: U

A.-) EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.)	1.00	6.56	6.56	1.0000	6.56
CONCRETERA	1.00	3.75	3.75	5.0000	18.75
PARCIAL:(M)					25.31

B.-) MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	JORNAL/H. (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
Peón (Estr. Oc. E2)	3.00	3.18	9.54	10.0000	95.40
Albañil (Estr. Oc. D2)	1.00	3.22	3.22	10.0000	32.20
Maestro Mayor (Estr. Oc. C1)	0.10	3.57	0.36	10.0000	3.60
PARCIAL: (N)					131.20

C.-) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	UNITARIO (B)	COSTO (C)=(A*B)
Cemento	SACO	3.19	6.87	21.92
Ripio	M3	0.31	10.83	3.36
Arena Homogenizada	M3	0.20	14.54	2.91
Agua	M3	0.07	1.00	0.07
Acero de refuerzo	KG.	24.02	1.30	31.23
Tapa H.A Cajas	U	1.00	49.00	49.00
Cuartones	ML.	12.80	0.35	4.48
Clavos	KG.	1.20	1.76	2.11
Tablas de encofrado	U	6.80	1.60	10.88
Mejoramiento	M3	0.20	2.00	0.40
PARCIAL: (O)				126.36

D.-) TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	D.M.T (A)	CANTIDAD (B)	TARIFA (C)	COSTO (D)=(A*B*C)
PARCIAL:(P)					

TOTAL COSTOS DIRECTOS:	(Q)=(M+N+O+P):	\$282.87
IMPREVISTO M.O 2%		\$2.62
UTILIDADES M.O 10%		\$13.12
VALOR PROPUESTO		\$282.87
TOTAL MANO DE OBRA		\$172.25



DISEÑO HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN "COLINAS DE KAPOK"

VERÓNICA MOREIRA – CAMILA PANEZO



RUBRO: 19.00
DESCRIPCION: INSTALACION DE TUBERIA PVC NOVAFORT 315mm
UNIDAD: ML

A.-) EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.)	1,00	0,09	0,09	1,0000	0,09
PARCIAL:(M)					0,09

B.-) MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	JORNAL/H. (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
Peón (Estr. Oc. E2)	4,00	3,18	12,72	0,1070	1,36
Plomero (Estr. Oc. D2)	1,00	3,22	3,22	0,1070	0,34
Maestro Mayor (Estr. Oc. C1)	0,10	3,57	0,36	0,1070	0,04
PARCIAL: (N)					1,74

C.-) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	UNITARIO (B)	COSTO (C)=(A*B)
Tubería de 315mm NOVAFORT	ML	1,00	15,30	15,30
Accesorio tubería 315 mm	GBL	1,00	2,30	2,30
PARCIAL: (O)				17,60

D.-) TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	D.M.T (A)	CANTIDAD (B)	TARIFA (C)	COSTO (D)=(A*B*C)
PARCIAL:(P)					-

TOTAL COSTOS DIRECTOS:	(Q)=(M+N+O+P):	\$18,91
IMPREVISTO M.O 2%		\$0,03
UTILIDADES M.O 10%		\$0,13
VALOR PROPUESTO		\$18,91
TOTAL MANO DE OBRA		\$1,46



DISEÑO HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN "COLINAS DE KAPOK"

VERÓNICA MOREIRA – CAMILA PANEZO



RUBRO: 20.00
INSTALACION DE TUBERIA PVC
DESCRIPCION: NOVAFORT 400mm
UNIDAD: ML

A.-) EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.)	1,00	0,09	0,09	1,0000	0,09
PARCIAL:(M)					0,09

B.-) MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	JORNAL/H. (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
Peón (Estr. Oc. E2)	4,00	3,18	12,72	0,1070	1,36
Plomero (Estr. Oc. D2)	1,00	3,22	3,22	0,1070	0,34
Maestro Mayor (Estr. Oc. C1)	0,10	3,57	0,36	0,1070	0,04
PARCIAL: (N)					1,74

C.-) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	UNITARIO (B)	COSTO (C)=(A*B)
Tubería de 440mm NOVAFORT	ML	1,00	23,41	23,41
Accesorio tubería 440 mm	GBL	1,00	3,51	3,51
PARCIAL: (O)				26,92

D.-) TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	D.M.T (A)	CANTIDAD (B)	TARIFA (C)	COSTO (D)=(A*B*C)
PARCIAL:(P)					-

TOTAL COSTOS DIRECTOS:	(Q)=(M+N+O+P):	\$28,75
IMPREVISTO M.O 2%		\$0,03
UTILIDADES M.O 10%		\$0,17
VALOR PROPUESTO		\$28,75
TOTAL MANO DE OBRA		\$2,04



DISEÑO HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN "COLINAS DE KAPOK"

VERÓNICA MOREIRA – CAMILA PANEZO



RUBRO: 21.00
 DESCRIPCION: SUMIDERO SIMPLE (INCLUYE REJILLA)
 UNIDAD: U

A.-) EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.)	1,00	3,50	3,50	1,0000	3,50
CONCRETERA	2,00	3,75	7,50	2,0000	15,00
PARCIAL:(M)					18,50

B.-) MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	JORNAL/H. (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
Peón (Estr. Oc. E2)	3,00	3,18	9,54	5,3330	50,88
Plomero (Estr. Oc. D2)	1,00	3,22	3,22	5,3330	17,17
Maestro Mayor (Estr. Oc. C1)	0,10	3,57	0,36	5,3330	1,92
PARCIAL: (N)					69,97

C.-) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	UNITARIO (B)	COSTO (C)=(A*B)
Cemento	SACO	0,34	6,87	2,34
Ripio	M3	0,03	10,83	0,32
Arena Homogenizada	M3	0,02	14,54	0,29
Agua	M3	0,01	1,00	0,01
Tubería HS 600 mm	U	1,00	40,99	40,99
Mejoramiento	M3	0,19	2,00	0,38
Rejilla cóncava de hierro dúctil	U	1,00	105,00	105,00
Acero de refuerzo	KG.	0,90	1,30	1,17
PARCIAL: (O)				150,50

D.-) TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	D.M.T (A)	CANTIDAD (B)	TARIFA (C)	COSTO (D)=(A*B*C)
PARCIAL:(P)					-

TOTAL COSTOS DIRECTOS:	(Q)=(M+N+O+P):	\$238,97
IMPREVISTO M.O 2%		\$1,40
UTILIDADES M.O 10%		\$7,00
VALOR PROPUESTO		\$238,97
TOTAL MANO DE OBRA		\$81,87



DISEÑO HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN "COLINAS DE KAPOK"

VERÓNICA MOREIRA – CAMILA PANEZO



Rubro:
DESCRIPCION: POZO DE HORMIGON ARMADO 210 Kg/cm2 H=2 a 3 m (PARA TUBERIAS MENORES A 500MM)

UNIDAD: U

A.-) EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.)	1.00	15.65	15.65	1.0000	15.65
CONCRETERA	1.00	3.75	3.75	8.0000	30.00
VIBRADOR	1.00	3.00	3.00	8.0000	24.00
PARCIAL:(M)					69.65

B.-) MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	JORNAL/H. (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
Peón (Estr. Oc. E2)	3.00	3.18	9.54	16.0000	152.64
Albañil (Estr. Oc. D2)	1.00	3.22	3.22	16.0000	51.52
Carpintero (Estr. Oc. D2)	1.00	3.22	3.22	16.0000	51.52
Fierrero (Estr. Oc. D2)	1.00	3.22	3.22	16.0000	51.52
Maestro Mayor (Estr. Oc. C1)	0.10	3.57	0.36	16.0000	5.76
PARCIAL: (N)					312.96

C.-) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	UNITARIO (B)	COSTO (C)=(A*B)
Cemento	SACO	18.52	6.87	127.23
Ripio	M3	1.78	10.83	19.28
Arena Homogenizada	M3	1.19	14.54	17.30
Agua	M3	0.42	1.00	0.42
Acero de refuerzo	KG.	275.38	1.30	357.99
Cuartones	ML.	5.00	0.35	1.75
Clavos	KG.	1.20	1.76	2.11
Tablas de encofrado	U	6.65	1.60	10.64
Mejoramiento	M3	1.50	2.00	3.00
Piedra bola	M3	1.68	8.77	14.73
Tapa HF Pozo de Hormigón	U	1.00	155.00	155.00
PARCIAL: (O)				709.45

D.-) TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	D.M.T (A)	CANTIDAD (B)	TARIFA (C)	COSTO (D)=(A*B*C)
PARCIAL:(P)					-

TOTAL COSTOS DIRECTOS:	(Q)=(M+N+O+P):	\$1,092.06
IMPREVISTO M.O 2%		\$6.26
UTILIDADES M.O 10%		\$31.30
VALOR PROPUESTO		\$1,092.06
TOTAL MANO DE OBRA		\$420.17



DISEÑO HIDROSANITARIO DE LA URBANIZACIÓN "COLINAS DE KAPOK"

VERÓNICA MOREIRA – CAMILA PANEZO



RUBRO: 23.00

DESCRIPCION: POZO DE HORMIGON ARMADO 210 Kg/cm² H=3 a 4 m (PARA TUBERIAS MENORES A 500MM)

UNIDAD: U

A.-) EQUIPOS

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	TARIFA (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
HERRAMIENTA MENOR (5% M.O.)	1.00	23.47	23.47	1.0000	23.47
CONCRETERA	1.00	3.75	3.75	16.0000	60.00
VIBRADOR	1.00	3.00	3.00	16.0000	48.00
PARCIAL:(M)					131.47

B.-) MANO DE OBRA

DESCRIPCION	CANTIDAD (A)	JORNAL/H. (B)	C. HORA (C)=(A*B)	REND. H/U (D)	COSTO (E)=(C*D)
Peón (Estr. Oc. E2)	3.00	3.18	9.54	24.0000	228.96
Albañil (Estr. Oc. D2)	1.00	3.22	3.22	24.0000	77.28
Ferrero (Estr. Oc. D2)	1.00	3.22	3.22	24.0000	77.28
Carpintero (Estr. Oc. D2)	1.00	3.22	3.22	24.0000	77.28
Maestro Mayor (Estr. Oc. C1)	0.10	3.57	0.36	24.0000	8.64
PARCIAL: (N)					469.44

C.-) MATERIALES

DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD (A)	UNITARIO (B)	COSTO (C)=(A*B)
Cemento	SACO	46.08	6.87	316.57
Ripio	M3	4.95	10.83	53.61
Arena Homogenizada	M3	2.93	14.54	42.60
Agua	M3	1.05	1.00	1.05
Acero de refuerzo	U	472.63	1.30	614.42
Cuartones	M	10.00	0.35	3.50
Clavos	KG.	2.00	1.76	3.52
Tablas de encofrado	U	13.30	1.60	21.28
Mejoramiento	M3	2.35	2.00	4.70
Piedra bola	M3	3.14	8.77	27.54
Tapa HF Pozo de Hormigón	U	1.00	155.00	155.00
PARCIAL: (O)				1,243.79

D.-) TRANSPORTE

DESCRIPCION	UNIDAD	D.M.T (A)	CANTIDAD (B)	TARIFA (C)	COSTO (D)=(A*B*C)
PARCIAL:(P)					-

TOTAL COSTOS DIRECTOS:	(Q)=(M+N+O+P):	\$1,844.70
IMPREVISTO M.O 2%		\$9.39
UTILIDADES M.O 10%		\$46.94
VALOR PROPUESTO		\$1,844.70
TOTAL MANO DE OBRA		\$549.24



CAPÍTULO 4

MEMORIA GRÁFICA

4.1. PLANOS



CONCLUSIONES

- Se evidencia que los sistemas de agua potable y alcantarillado sanitario y pluvial están ligados entre sí, pero además estos influyen de manera conjunta en todos los aspectos geográficos, sociales y económicos de la zona a servir; es por ellos que se debe tener en cuenta que para una correcta determinación de parámetros de diseño, análisis poblacional y cifras de consumo se depende del criterio utilizado en los diseño ya que de ello radica una exitosa ejecución o no del mismo.
- Para el análisis poblacional se determina la población de diseño basándonos en análisis estadísticos que en nuestro caso fue el censo del año 2010, normativas emitidas por la SECRETARÍA DEL AGUA para la ocupación de los lotes de proyectos urbanísticos.
- El diseño de aguas lluvias se realizó por el método convencional, por este motivo ciertos puntos de los pozos de recolección de aguas lluvias son más profundos.
- Los presupuestos para cada uno de los sistemas diseñados nos indicaron que sus costos de construcción son bajos, eso nos demuestra que nuestros diseños optimizan costos constructivos, además de una mayor potencia unitaria y cumpliendo con todas las restricciones impuestas en comparación con el diseño tradicional.
- WaterCAD v8i es un eficaz programa empleado para el análisis y diseño de sistemas de agua potable y ya que está provisto de múltiples herramientas que facilitan el desarrollo de un sistema de agua potable.
- SewerCAD 8i es otro de los programas que se emplearon para el desarrollo de esta tesis, pero más aún este programa tan eficaz contiene herramientas que facilitan el desarrollo de cualquier proyecto hidrosanitario, estos sistemas cuentan



con la facilidad que se pueden adaptar a las normas vigentes de cada lugar donde se efectúe el diseño, en este caso las especificaciones técnicas de la SECRETARÍA DEL AGUA.

- SewerCAD v8i optimiza los diseños hidrosanitario para procurar un diseño óptimo, sustentable y rentable debido a que minimiza los volúmenes de excavación y por ende los de relleno



RECOMENDACIONES

- Se debe de tener un conocimiento de las bases de funcionamiento de los programas de diseño (WaterCAD y SewerCAD) para que los resultados sean confiables, además de tener un criterio lógico y acertado para saber interpretar los resultados.
- El principal paso para la ejecución de un proyecto es el levantamiento correspondiente de información, tomando en cuenta las condiciones existentes.
- Debido a que las tuberías de Policloruro de Vinilo (PVC) son altamente nocivas para la salud, se recomienda que para el sistema de abastecimiento de agua potable se opte por la utilización de tuberías de Polietileno de Alta Densidad, ya que estudios demuestran que los plásticos de PVC, por su contenido de cloruro de vinilo poseen sustancias cancerígenas la cual emigra del plástico cuando este es sometido a altas temperaturas.
- Se sugiere una planta de tratamiento de aguas residuales, para así evitar futuros imprevistos que vayan a afectar al medio ambiente.
- Se recomienda que una vez que el sistema hidrosanitario (agua potable, aguas servidas y aguas lluvias) cumpla con su período de diseño, este sea revisado con el fin de determinar que siga con su correcto funcionamiento.



Bibliografía

- (s.f.). Obtenido de http://www.univo.edu.sv:8081/tesis/013895/013895_Cap4.pdf
- (s.f.).
- ALDAS CASTRO, J. C. (23 de MAYO de 2011). <http://repositorio.puce.edu.ec/>. Obtenido de <http://repositorio.puce.edu.ec/bitstream/handle/22000/2650/T-PUCE-3204.pdf?sequence=1>
- APORTESINGECIVIL. (S/A). Obtenido de <http://aportesingecivil.com/descargar-watercad-v8i-ss6/>
- Baque, G. M. (2015). *Sanitarias I*. Manta.
- BENTLEY COMMUNITIES. (S/A). Obtenido de http://communities.bentley.com/other/old_site_member_blogs/bentley_employees/b/juan_gutierrez_blog/archive/2009/06/30/diferencias-entre-sewercad-y-sewergems
- Bentley. (S/A). Obtenido de <https://www.bentley.com/en/products/product-line/hydraulics-and-hydrology-software/watercad>
- Byron Suárez, F. P. (Junio de 2012). *Repositorio ESPE*. Obtenido de <http://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/5606/1/T-ESPE-033683.pdf>
- CELI SUÁREZ, B. A., & PESANTEZ IZQUIERDO, F. E. (JUNIO de 2012). <http://repositorio.espe.edu.ec/>. Obtenido de <http://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/5606/1/T-ESPE-033683.pdf>
- Fabián Pesante, B. S. (Junio de 2012). *Repositorio ESPE*. Obtenido de <http://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/5606/1/T-ESPE-033683.pdf>
- FLORES VEGA, F. R. (2014). *In SildeShare*. Obtenido de In SildeShare: <http://es.slideshare.net/freddyramirofloresvega/diseo-de-alcantarillado>
- INAMHI. (AGOSTO de 1999). <https://es.scribd.com>. Obtenido de <https://es.scribd.com/doc/248051178/Estudio-Lluvias-Intensas-Inamhi>
- INEC. (01 de Septiembre de 2011). *Instituto Nacional de Estadísticas y Censos*. Obtenido de Población y demografía: <http://www.ecuadorencifras.gob.ec/wp-content/descargas/Manu-lateral/Resultados-provinciales/manabi.pdf>
- LAURENTE RONCEROS, R. (23 de MARZO de 2013). *es.scribd.com*. Obtenido de [es.scribd.com: https://es.scribd.com/doc/131907339/Exposicion-Water-Cad](https://es.scribd.com/doc/131907339/Exposicion-Water-Cad)
- Mero Baque, G. A. (2015). *SISTEMA DE ALCANTARILLADO*. MANTA.



MORA CARRANZA , N. X., & ZAMBRANO BRIONES , J. D. (2014). DISEÑO OPTIMIZADO DE SISTEMAS DE ALCANTARILLADO SANITARIO UTILIZANDO SOFTWARE COMPUTACIONALES. MANTA.

ORIENTE, U. D. (S/A). *SISTEMA BIBLIOTECARIO*. Obtenido de SISTEMA BIBLIOTECARIO: http://www.univo.edu.sv:8081/tesis/013895/013895_Cap4.pdf

Saiz Hernández , J. A., Olavarrieta Carmona, M. V., & Saiz Rodríguez, J. A. (Septiembre de 2012). *Material didáctico para el curso de Hidráulica I*. Obtenido de Material didáctico para el curso de Hidráulica I: ftp://soporte.uson.mx/publico/04_INGENIERIA%20CIVIL/Hidraulica%20SZ/Hidr%E1ulica%20I%20Cap_3_Canales.pdf

SECRETARIA DEL AGUA. (1992). *NORMAS PARA ESTUDIO Y DISEÑO DE SISTEMAS DE AGUA POTABLE Y DISPOSICIÓN DE AGUAS RESIDUALES PARA POBLACIONES MAYORES A 1000 HABITANTES*. QUITO: ECUADORIAN BUILDING.

SewerCAD, B. (2016). Obtenido de <http://www.pccadcr.com/soluciones/bentley-sewercad/>

SISTEMAS DE RECOLECCIÓN Y EVACUACIÓN DE AGUAS RESIDUALES DOMÉSTICAS Y PLUVIALES. (NOVIEMBRE de 2000). RAS. Obtenido de RAS: http://www.cra.gov.co/apc-aa-files/37383832666265633962316339623934/6._Sistemas_de_recoleccion_de_aguas.pdf

SOLUCIONES TUBULARES. (s.f.). <http://www.tuberiasyaccesorios.com/>. Obtenido de <http://www.tuberiasyaccesorios.com/>: <http://www.tuberiasyaccesorios.com/tuberias-union-mecanica-union-z/>

Subsecretaria de Saneamiento Ambiental y Obras Sanitarias; Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias. (18 de 08 de 1992). *scribd*. Obtenido de scribd: <https://es.scribd.com/doc/82648163/Normas-IEOS>

TUBOTEC.SA. (s.f.). <http://www.tubotec.com.pa/>. Obtenido de <http://www.tubotec.com.pa/>: http://www.tubotec.com.pa/wp-content/uploads/2013/03/guia_instalacion_tuberia.pdf



ANEXOS



INTRODUCCIÓN A SEWERCAD V8i

BENTLEY SEWERCAD V8i

2.24. ¿QUÉ ES SEWERCAD?

SewerCAD es el software para modelación de sistemas de alcantarillado, con aplicaciones de moderna tecnología, práctico de emplear y permite al profesional modelar de una manera eficaz los procesos de gestión de datos, montaje de modelos, elaboración de escenarios, cálculo hidráulico y preparación de reportes y planos; y permite el análisis de información y toma de decisiones vitales para su sistema.

SewerCAD genera el análisis del flujo gravitacional y de presión, por medio de tubería que se conecta y se bombea a estaciones, este programa puede ser desarrollado en el modo AutoCAD, ofreciendo las utilidades de AutoCAD, o en el modo autónomo utilizando nuestra interfaz gráfica

El programa SewerCAD sirve para elaborar el esquema y análisis de flujo a gravedad y flujo a presión por medio de redes de tuberías y estaciones de bombeo. El programa puede funcionar en modo AutoCAD SewerCAD admite establecer el gráfico de una red de tuberías abarcando información como datos de tuberías, de bombas, cargas e infiltración, además se puede seleccionar elementos de transporte entre tubos circulares, arcos, cajones y más.

Los cálculos de flujo son admitidos para escenarios de flujo sobrecargado y variado, envolviendo resaltos hidráulicos, curvas de remanso y curvas superficiales cerca del emisario, además se adquiere la posibilidad de fusionar componentes a gravedad y



a presión, levantando sistemas en paralelo o en serie; cabe mencionar que los mecanismos a presión han de ser inspeccionados por medio de sistemas hidráulicos, encendiendo y apagando bombas debido a cambios en los flujos y presiones.

SewerCAD es también un modelo multi-plataforma capaz de soportar plataformas como MicroStation, AutoCAD y una interfaz autónoma llamada Stand-Alone. De igual manera, SewerCAD permite el análisis de sistemas a gravedad o sistemas que combinan subsistemas a presión y subsistemas a gravedad. (BENTLEY COMMUNITIES, S/A)

SewerCAD ofrece herramientas para mejorar eficazmente la calidad de sus diseños de miles de ingenieros en los servicios públicos y empresas de consultoría en todo el mundo: (SewerCAD, 2016)

- **El diseño y la rehabilitación automatizado:** sugiere los diámetros de tubería más convenientes y alturas invertidas, siempre que verifique las restricciones de diseño, empleando herramientas de diseño sustentado en la restricción de tuberías de gravedad y otras obras para alcantarillado sanitario. (SewerCAD, 2016)

- **Mejora de la productividad del diseño:** el potencial de SewerCAD para trabajar desde MicroStation o AutoCAD le admite modelar en una plataforma en la que están más habituados con y para aprovechar las ventajas de los entornos y herramientas de diseño CAD. (SewerCAD, 2016)

- **Mejor toma de decisiones:** la toma de decisiones para su sistema de alcantarillado sanitario requiere la consideración de múltiples escenarios de ingeniería, que está habilitado con la gestión de escenario “what-if” de SewerCAD. (SewerCAD, 2016)



2.24.1. CAPACIDADES DE SEWERCAD

- Diseño de alcantarillado sanitario.
- Asignar y calcular las cargas sanitarias.
- Construir y gestionar modelos hidráulicos.
- Simular gravedad y la presión hidráulica.

2.24.2. MODELAMIENTO DE LA RED EN SEWERCAD

SEWERCAD	SISTEMA
Nodos (Nodes) Coordenadas (X,Y)	Uniones, tanques y reservorios
Conexiones (Links) Del Nodo al nodo	Tuberías
Elementos híbridos	Bombas y válvulas

(LAURENTE RONCEROS, 2013)

INTRODUCCIÓN A WATERCAD V8i

BENTLEY WATERCAD V8I

2.25. ¿QUÉ ES WATERCAD?

Servicios públicos y empresas de ingeniería de todo el mundo confían en WaterCAD como una herramienta de apoyo a decisiones fiables para su infraestructura. Diseñar nuevos sistemas de agua y gestión de redes de agua existentes con eficacia para reducir los riesgos de interrupción y el uso de energía. La facilidad de uso de WaterCAD le ayuda a planificar, diseñar y operar sistemas de distribución de agua y además: (Bentley, S/A)

- Aumentar la capacidad de los niveles de servicio adecuados.
- Suministrar agua potable limpia y sin interrupciones.
- Entregar diseños de alta calidad de forma rentable



2.25.1. CAPACIDADES DEL WATERCAD

- Componer y proceder con diseños de los modelos hidráulicos.
- Diseño de redes de distribución de agua.
- Examinar las partes críticas en las tuberías y válvulas.
- Estudiar las capacidades de los flujos.
- Reconocer las filtraciones de agua.
- Gestionar el empleo de la energía.

2.25.2. CARACTERÍSTICAS DEL WATERCAD.

- Compatible con la última versión de MicroStation (SS3). (APORTESINGECIVIL, S/A)
- Compatible con las últimas versiones de AutoCAD (AutoCAD 2015 y 2016). (APORTESINGECIVIL, S/A)
- Ahora está disponible el comando “Customer Meter Element”, que se puede utilizar para la presentación de informes. (APORTESINGECIVIL, S/A)
- La velocidad de carga de flujos ahora se puede mejorar mediante la utilización de múltiples procesadores. (APORTESINGECIVIL, S/A)

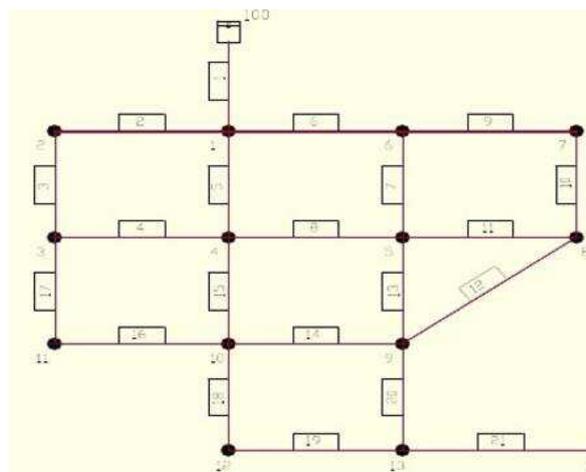
2.25.3. DIFERENTES APLICACIONES DE WaterCAD

- Realizar en estado estacionario análisis de los sistemas de distribución de agua con bombas, tanques y control de Válvulas. (LAURENTE RONCEROS, 2013)
- Realizar simulaciones largos períodos para analizar la respuesta del sistema de tuberías para diversos suministros. Horarios y la demanda. (LAURENTE RONCEROS, 2013)



- Realizar simulaciones de calidad del agua para determinar la fuente de agua y la edad, o seguir el crecimiento o la decadencia de un componente químico a través de la red. (LAURENTE RONCEROS, 2013)
- Realizar análisis de flujo de incendio en su sistema para determinar cómo se comportará el sistema bajo condiciones extremas. (LAURENTE RONCEROS, 2013)
- Uso de las funciones de gestión de escenarios de gran alcance para mezclar y combinar una variedad de alternativas en el sistema. Crear varios conjuntos de propiedad hidráulica, física, operacional, de configuración inicial, el flujo de flujo, el costo y alternativas de calidad del agua. Crear y ejecutar cualquier número de escenarios de mezclar y combinar alternativas, a continuación, ver y comparar los resultados de forma rápida y fácilmente con la flexibilidad de WaterCAD función de administración de escenario. (LAURENTE RONCEROS, 2013)

2.25.4. MODELO ESQUELETONIZADO EN BASE A NODOS Y CONEXIONES

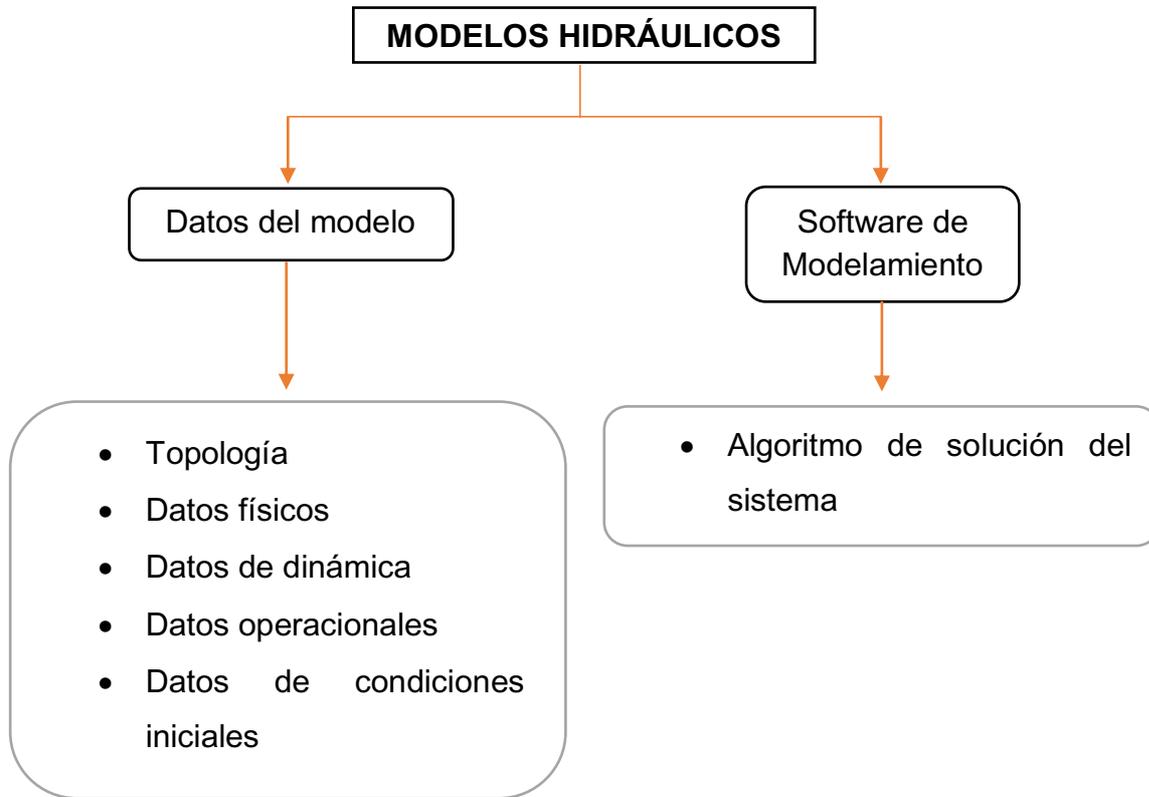


Modelo a Base de Nodos y Conexiones

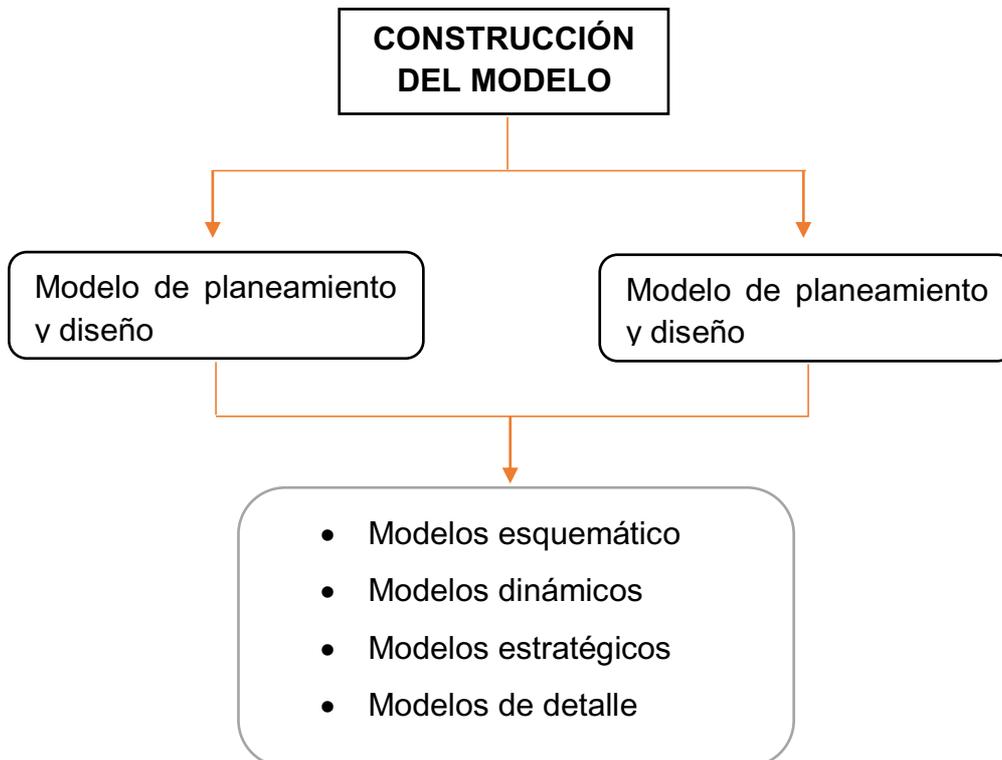
(LAURENTE RONCEROS, 2013)



2.25.5. COMPONENTES DE UN MODELO HIDRÁULICO



2.25.6. DIFERENTES COMPONENTES HIDRÁULICOS





2.25.7. VENTAJAS DEL SISTEMA BENTLEY WATERCAD V8I

- ✓ Admite establecer las presiones en los nodos y los caudales reales que transitan por las tuberías, para unas circunstancias de trabajo establecidas.
 - ✓ Beneficioso, ya que permite obtener un diagnóstico del estado de la red y mostrar sus dificultades.
 - ✓ Sirve para apreciar la eficacia hidráulica del sistema y valorar las posibles filtraciones.
 - ✓ Puede optimizar las situaciones de operación de la red para garantizar las presiones, ahorrar energía, etc.
 - ✓ Permiten establecer y examinar la eficacia del agua que llega a los habitantes, tras viajar por la red.
-



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

Las siguientes normativas pertenecen a las Secretarías Nacionales del Agua:

ALMACENAMIENTO Y DISTRIBUCIÓN DE AGUA POTABLE

1. OBJETO

1.1. Estas disposiciones establecen un conjunto de criterios básicos de diseño para el desarrollo de proyectos de abastecimiento de agua potable, en la parte pertinente al sistema de almacenamiento y distribución de la misma.

2. ALCANCE

2.1. Las presentes disposiciones se refieren al sistema de almacenamiento y distribución de agua potable.

3. DEFINICIONES

3.1. **Tanque de almacenamiento.-** Depósito cerrado en el cual se mantiene una provisión de agua suficiente para cubrir las variaciones horarias de consumo, la demanda para combatir incendios y la demanda de agua durante emergencias.

3.2. **Tanque superficial.-** Tanque de almacenamiento cuya losa de fondo está en contacto con el suelo.

3.3. **Tanque elevado.-** Tanque de almacenamiento construido sobre una estructura de soporte.

3.4. **Presión estática.-** Cota piezométrica en el sistema de distribución cuando no hay consumo de agua.



3.5. Presión dinámica.- Cota piezométrica en el sistema de distribución cuando hay el consumo de diseño de la red.

3.6. Red de distribución.- Conjunto de tuberías y accesorios que permitan entregar el agua potable a los usuarios del servicio.

3.7. Circuitos.- Conjuntos de tuberías principales que se utilizan para el diseño hidráulico de la red.

3.8. Conexiones domiciliarias.- Tomas o derivaciones que conducen agua potable desde la tubería de distribución hasta un domicilio.

4. DISPOSICIONES ESPECÍFICAS

4.1. Red de distribución de agua potable

4.1.1. Propósito

4.1.1.1. La función primaria de un sistema de distribución es proveer agua potable a los usuarios entre los que deben incluirse, además de las viviendas, los servicios públicos, los comerciales y los de la pequeña industria; si las condiciones económicas del servicio, en general, y del suministro, en particular, son favorables, podrá atenderse, también, a la gran industria.

4.1.1.2. El agua debe ser provista en la cantidad determinada y a una presión satisfactoria.

4.1.1.3. La función secundaria del sistema de distribución es proveer agua, en cantidad y presión adecuadas, para extinguir incendios. Esta función podrá ser



eliminada cuando se diseñe un sistema separado de abastecimiento para esta finalidad.

4.1.2. Información básica

4.1.2.1. Se deberá disponer de la siguiente información:

- a) Levantamiento topográfico de la ciudad y de las zonas de ampliación, con cotas en los cruces de los ejes de las calles. Cuando no exista Plan Regulador, la SAPYSB aprobará, previamente, el área presente y futura a ser servida
- b) Condiciones geológicas del suelo
- c) Tipo de calzadas
- d) Redes e instalaciones de agua existentes;
- e) Localización de las industrias y otros puntos de gran demanda;
- f) Requerimientos de caudal.

4.1.3. Caudal de diseño y presiones

4.1.3.1. Los caudales de diseño para redes de distribución serán: el máximo diario al final del período de diseño más incendio y se comprobarán las presiones de la red, para el caudal máximo horario al final de dicho período.

4.1.3.2. En lo que a presión se refiere, se establece un mínimo de 10 m de columna de agua en los puntos y condiciones más desfavorables de la red. Para el caso de proyectos en los que el abastecimiento se realiza a través de grifos públicos, esta presión podrá ser reducida a 5 m.



4.1.3.3. La presión estática máxima, no deberá, en lo posible, ser mayor a 70 m. de columna de agua y presión máxima dinámica, 50 m. Para lograr esto, la red podrá ser dividida en varias subredes interconectadas mediante estructuras o equipos reductores de presión convenientemente localizados.

4.1.3.4. La utilización de presiones diferentes a las indicadas en los numerales anteriores deberán ser justificados plenamente.

4.1.4 Protección contra incendios

4.1.4.1. Esta protección se realizará utilizando la misma red de agua potable.

4.1.4.2. En casos excepcionales se podrán diseñar redes especiales de agua entubada, para este propósito.

4.1.4.3. Los caudales necesarios para cubrir esta demanda variará con el tamaño de la población. Se usarán, como guía, los valores de la tabla VII.1.

TABLA VII.1 Caudales necesarios contra incendios en función de los hidrantes (ver también en Tabla 11, pág. 26)

POBLACIÓN FUTURA	Miles de hab.	HIDRANTES EN USO de SIMULTANEO I/s	HIPÓTESIS DE DISEÑO
10 a 20		Uno de 12	Uno en el centro
20 a 40		Uno de 24	Uno en el centro
40 a 60		Dos de 24	y otro periférico
60 a 120		Tres de 24	Dos en el centro y otro periférico
> 120		Cuatro de 24	Dos en el centro y dos periféricos



4.1.4.4. El espaciamiento entre hidrantes estará entre 200 m y 300 m.

4.1.4.5. Para poblaciones con menos de 10 000 habitantes, se utilizarán, en lugar de los hidrantes, bocas de fuego, con capacidad de 5 l/s. El volumen de reserva para incendios, en este caso, se calculará en base al caudal de 5 l/s para un tiempo de 2 h.

4.1.4.6. El diámetro de las bocas de fuego será como mínimo 50 mm, y se las proveerá de rosca adaptable a las mangueras para incendios. Su ubicación seguirá los mismos criterios establecidos para la ubicación de los hidrantes.

4.1.5. Diseño y dimensionamiento de la red

4.1.5.1. Las tuberías de la red serán dispuestas formando mallas, evitando, en todo lo posible, ramales abiertos.

4.1.5.2. El diámetro de las tuberías tanto de las mallas principales como en los rellenos, será el comercial que más se acerque al determinado en los cálculos hidráulicos. Sólo en el caso en el que se deban instalar los hidrantes o bocas de fuego el diámetro de la tubería deberá ser como mínimo el correspondiente a estos artefactos.

4.1.5.3. Cada circuito de la malla deberá tener, en lo posible, un perímetro entre 500 m y 2 000 m.

4.1.5.4. En calles cuyo ancho sea mayor a 20 m o que tengan varias calzadas, se proveerá de dos ramales de tuberías; el uno con un diámetro correspondiente al de los cálculos hidráulicos y el otro con un diámetro igual al de las tuberías de relleno.



4.1.5.5. El cálculo de la malla principal, podrá hacerse por cualquier método aplicable. Si se empleara algún método nuevo, el proyectista deberá adjuntar a los cálculos, una memoria explicativa del mismo y la bibliografía de soporte, en caso de haber alguna. La velocidad dentro de las tuberías deberá, en lo posible, mantenerse alrededor de 1,5 m/s. El error de cierre en los circuitos, será como máximo 0,5 m.

4.1.6. Distribución de Válvulas

4.1.6.1. El área servida por la red, será dividida en sectores que puedan ser aislados para efectos de reparaciones y/o ampliaciones.

4.1.6.2. Los sectores serán aislados mediante el cierre de válvulas estratégicamente localizadas, cuyo número será como máximo 8. Para el vaciado de los sectores se utilizarán los hidrantes y a falta de estos se colocarán válvulas de desagüe en los sitios adecuados.

4.1.6.3. Cuando las válvulas tengan un diámetro superior a 350 mm, serán alojadas en estructuras especiales para su protección.

4.1.7. Materiales

4.1.7.1. Se aceptan en general tuberías de: asbesto-cemento, PVC, fibra de vidrio, hierro fundido, hierro dúctil, hierro galvanizado y acero. Las que lo necesiten deberán tener la debida protección contra la corrosión tanto interna como externamente. El material más adecuado deberá seleccionarse de acuerdo a la calidad del agua, calidad del suelo y la economía del proyecto.

4.1.7.2. Si el índice de agresividad del agua, definido por:



$I.A. = pH + \log Alc + \log Ca.$

En la que tanto la alcalinidad como la concentración de Ca están expresadas en mg/l como CaCO₃, es inferior a 12, las tuberías de AC deberán estar recubiertas con material que impida la desintegración de la tubería y la liberación de fibras de asbesto. Este material no deberá emitir ningún tipo de sustancias tóxicas o nocivas para la salud humana.

4.1.7.3. La utilización de pinturas o esmaltes a base de alquitrán de hulla o de materiales afines, que puedan emitir hidrocarburos poli nucleares aromáticos en contacto con el agua potable, queda terminantemente prohibida, para el recubrimiento interno de tuberías metálicas.

4.1.8. Detalles de la Red

4.1.8.1. Al diseñar la red se tomarán en cuenta los siguientes detalles:

- a) La localización de las tuberías principales y secundarias se hará en los costados norte y este de las calzadas.
 - b) Se diseñarán obras de protección cuando las tuberías deban cruzar ríos, quebradas, etc.
 - c) Como complemento de la red se proyectarán conexiones domiciliarias cuyo número se estimará al dividir la población de diseño para 10.
 - d) Se ubicarán válvulas de aire en los puntos en los que se necesite para el funcionamiento correcto de la red.
-



- e) Las tuberías de agua potable, deberán estar separadas de las de alcantarillado por lo menos 3 m horizontalmente y 30 cm verticalmente, entre sus superficies exteriores.
- f) Las tuberías deberán estar instaladas a una profundidad mínima de 1 m sobre la corona del tubo.
- g) Se tomarán todas las precauciones necesarias para impedir conexiones cruzadas y flujo inverso. La SAPYSB vigilará que existan ordenanzas municipales adecuadas para su control.
- h) Se utilizarán anclajes en todos los puntos en los que haya un desequilibrio de fuerzas, de acuerdo a los criterios presentados en el numeral 5.2.4.48 de la quinta parte.

SISTEMAS DE ALCANTARILLADO

1. OBJETO

1.1. Estas disposiciones proporcionan al ingeniero sanitario un conjunto de criterios básicos para el diseño de proyectos de alcantarillado.

2. ALCANCE

2.1. Las presentes disposiciones se refieren al diseño de sistemas de recolección y transporte de aguas servidas y aguas de escorrentía pluvial.

3. DEFINICIONES

3.1. **Aguas residuales domésticas.-** Desechos líquidos provenientes de viviendas, instituciones y establecimientos comerciales.



3.2. Aguas residuales industriales.- Desechos líquidos provenientes de la industria. Dependiendo de la industria podrían contener, además de residuos tipo doméstico, desechos de los procesos industriales.

3.3. Alcantarillas curvas.- Alcantarillas que siguen la curvatura de una calle.

3.4. Aliviaderos.- Estructuras que desvían el exceso de caudal no recogido por los interceptores hacia colectores que conducen este exceso a una estación depuradora.

3.5. Análisis estadístico hidrológico.- Estudio de datos hidrológicos observados en un determinado tiempo, con el propósito de efectuar su proyección para un período mayor.

3.6. Áreas tributarias.- Áreas que contribuyen al escurrimiento de aguas residuales y/o aguas pluviales.

3.7. Auto limpieza.- Proceso a través del cual, la velocidad de flujo en un conducto impide la sedimentación de partículas sólidas.

3.8. Bóveda.- Superficie curva que sirve para cubrir el espacio superior de un canal.

3.9. Cajas domiciliarias.- Estructura donde descarga la conexión intra domiciliaria.

3.10. Capacidad hidráulica.- Capacidad de transporte de un conducto de características definidas en determinadas condiciones.

3.11. Caudal máximo instantáneo.- Caudal máximo de aguas residuales que se podría observar en cualquier año dentro del período de diseño. Normalmente se lo calcula para el final del período de diseño.



3.12. Caudales de aguas lluvias.- Volúmenes de agua por unidad de tiempo de escurrimiento superficial, producto de la precipitación.

3.13. Coeficiente de retorno.- Relación entre el agua residual producida y el agua potable consumida.

3.14. Coeficiente de mayoración.- Relación entre el caudal máximo instantáneo y el caudal medio diario, en un mismo período.

3.15. Coeficiente de escurrimiento.- Relación entre los volúmenes totales de escurrimiento superficial y los de precipitación.

3.16. Conexiones clandestinas.- Conexiones a nivel domiciliario que permiten la entrada de la escorrentía pluvial, recogida en los techos o en los patios, directamente al alcantarillado sanitario.

3.17. Conexiones domiciliarias.- Conexiones de las descargas de aguas residuales domiciliarias a los conductos.

3.18. Contribución por infiltración.- Aguas de lluvias o freáticas que ingresan a la red de alcantarillado sanitario, a través de juntas y conexiones defectuosas, de las tapas de los pozos de revisión y cajas domiciliarias.

3.19. Cuadros de cálculo.- Cuadros que contienen todos los datos y valores de la rutina de cálculo para el diseño hidráulico de los conductos. La información debe presentarse ordenada secuencialmente de tal forma que facilite la revisión.

3.20. Cuencas tributarias.- Área receptora de la precipitación que alimenta parcial o totalmente el escurrimiento de un curso de agua.



3.21. Cunetas.- Elemento de las calles a través de los cuales circula superficialmente el agua de lluvia, hasta ingresar al sistema de conductos a través de los sumideros.

3.22. Curvas de intensidad, duración y frecuencia.- Curvas que proporcionan la intensidad máxima de lluvia, para una duración y frecuencia determinadas.

3.23. Dotación de agua potable.- Volumen de agua potable consumido diariamente, en promedio, por cada habitante. Normalmente, salvo se indique lo contrario, incluye los consumos doméstico, comercial, industrial y público

3.24. Etapas de un proyecto.- Fases que deben cumplirse en la elaboración de un proyecto (pre factibilidad, factibilidad y diseño definitivo).

3.25. Factor de economía de escala.- Exponente de una función de costo. Si es menor que 1 existe economía de escala.

3.26. Frecuencia.- Período dentro del cual un evento de determinada magnitud es igualado o superado.

3.27. Gradiente de energía.(gradiente hidráulica).- Línea imaginaria que une los valores de energía hidráulica total en diferentes secciones transversales de un sistema. La gradiente de energía es siempre descendente, pues de ella se restan las pérdidas de energía. Sólo en el caso de introducción de energía por bombeo puede producirse un ascenso de la gradiente de energía.

3.28. Hidrograma del escurrimiento superficial.- Representación gráfica de las variaciones del escurrimiento superficial en orden cronológico.



3.29. Intensidad de lluvia.- Lluvia por unidad de tiempo. Normalmente se mide en mm/h.

3.30. Interceptores.- Colectores que conducen las aguas negras de un sistema de alcantarillado combinado hacia la planta de tratamiento.

3.31. Intervalo de recurrencia (Período de retorno).- Lapso promedio dentro del cual se espera que un evento sea igualado o superado.

3.32. Colectores instalados bajo la acera.- Se utilizan para receptor descargas domiciliarias. Se los denomina también ramales domiciliarios o red terciaria.

3.33. Lluvia de diseño.- Altura de precipitación para una duración y frecuencia determinadas.

3.34. Lluvia máxima de veinticuatro horas.- Lluvia máxima registrada en un período de 24 h. Para efectos de cálculo puede considerarse igual a la lluvia máxima de un día.

3.35. Período de diseño.- Período al final del cual una obra trabajará a la saturación.

3.36. Período óptimo de diseño.- Período, entre las etapas de una obra, que proporciona su mayor rentabilidad.

3.37. Plan regulador.- Plan que regula el desarrollo urbano de una comunidad.

3.38. Población futura.- Número de habitantes que se tendrá al final del período de diseño.



3.39. Pozos de revisión.- Estructuras que permiten el acceso desde la calle al interior de un sistema de alcantarillado.

3.40. Proyectista.- Persona natural o jurídica responsable de los estudios y diseños de los sistemas de alcantarillado.

3.41. Sifones invertidos.- Tuberías a presión utilizadas en un sistema de alcantarillado para cruzar depresiones.

3.42. Sistema de alcantarillado.- Conjunto de tuberías y obras complementarias necesarias de recolección de aguas residuales y/o pluviales.

3.43. Sistema de alcantarillado sanitario.- Sistema de alcantarillado para la recolección de aguas residuales de cualquier origen.

3.44. Sistema de alcantarillado pluvial.- Sistema de alcantarillado destinado a la recolección de aguas lluvias.

3.45. Solera.- Superficie de fondo de un conducto cerrado, canal o acequia

3.46. Sumideros.- Estructuras que permiten el ingreso de la escorrentía pluvial al sistema de alcantarillado pluvial.

3.47. Tasa de actualización.- Costo de oportunidad del capital.

3.48. Tiempo de concentración.- Lapso necesario para que la escorrentía llegue desde el punto más alejado del área tributaria al punto considerado.

3.49. Tiempo de escurrimiento.- Tiempo que tarda el agua en recorrer un tramo determinado de colector.



3.50. Usos de suelos.- Asignación que se da al suelo urbano, dentro del plan regulador, para el uso residencial, industrial, comercial, institucional, etc.

3.5. Vasos artificiales de regulación.- Depósitos para retener temporalmente los caudales pluviales y reducir, de esta manera, los diámetros de los colectores.

3.52. Velocidades máximas.- Máxima velocidad permitida en las alcantarillas para evitar la erosión.

3.53. Velocidades mínimas.- Mínima velocidad permitida en las alcantarillas con el propósito de prevenir la sedimentación de material sólido.

4. DISPOSICIONES GENERALES

4.1 Clasificación

4.1.1. Los sistemas de alcantarillado pueden ser de tres clases: separados, combinados y mixtos.

4.1.1.1. Los sistemas de alcantarillado separados consisten en dos redes independientes la primera, para recoger exclusivamente aguas residuales domésticas y efluentes industriales pre tratados; y, la segunda, para recoger aguas de escorrentía pluvial.

4.1.1.2. Los sistemas de alcantarillado combinado conducen todas las aguas residuales producidas por un área urbana y, simultáneamente, las aguas de escorrentía pluvial.



4.1.1.3. Los sistemas de alcantarillado mixtos son una combinación de los dos anteriores dentro de una misma área urbana; esto es, una zona tiene alcantarillado separado y otra, combinado.

4.1.1.4. La selección del tipo de sistema de alcantarillado a diseñarse para una comunidad debe obedecer a un análisis técnico-económico que considere el sistema existente, si lo hubiere, las características de las cuencas aportantes, el régimen de lluvias de la zona, las características del cuerpo receptor; posibles re usos del agua etc. En fin se analizará todos los aspectos que conduzcan a la selección del sistema más apropiado a la realidad socio-económica del país.

4.2. Etapas del proyecto

4.2.1. En términos generales la elaboración de un proyecto de alcantarillado, debe cumplir con todas las etapas descritas en la primera parte (Etapas de un proyecto) de estas normas. La SAPYSB, considerando las características del proyecto, podría excluir algunas de las etapas previas al diseño definitivo.

5. DISPOSICIONES ESPECÍFICAS

5.1. Bases de diseño

5.1.1. Período de diseño:

5.1.1.1. Las obras componentes de los sistemas de alcantarillado se diseñarán en lo posible, para sus períodos óptimos de diseño.



5.1.1.2. El período óptimo de diseño de una obra de ingeniería es una función del factor de economía de escala y de la tasa de actualización (costo de oportunidad del capital).

5.1.1.3. Dado que los componentes principales de un proyecto de alcantarillado presentan distintos factores de economía de escala, estos pueden, de considerarse justificable, dimensionarse para diferentes períodos intermedios de diseño.

5.1.1.4. Como regla general, las obras con economías de escala significativas, se diseñarán para la capacidad final del diseño, en tanto que los otros con pequeñas economías de escala se diseñarán para períodos más cortos, de ser posibles múltiplos del período final.

5.1.1.5. Para la selección del período de diseño de las obras, además de lo anotado en los numerales anteriores, se tendrá en cuenta las facilidades de ampliación y el impacto ambiental de ejecución de la obra.

5.1.1.6. Como una aproximación e independientemente de otros factores (dificultad de ampliación, políticos, administrativos), la siguiente ecuación puede utilizarse para calcular el período óptimo de diseño y/o ampliación del componente de un sistema de alcantarillado.

$$X = \frac{2.6(1 - a)^{1.12}}{R}$$

En donde:

X = período óptimo de diseño;



a = factor de economía de escala;

R = tasa de actualización.

A falta de información, plenamente justificada, se podrían utilizar los siguientes factores de economía de escala, en función del caudal.

Colectores = 0,43

Estaciones de bombeo = 0,75

Plantas de tratamiento secundario = 0,88

5.1.2. Estimación de la población futura

5.1.2.1. En la estimación de la población futura para el diseño de sistemas de alcantarillado se tomarán en cuenta los aspectos mencionados en el numeral 4.1.3. De la quinta parte correspondiente al diseño de sistemas de agua potable.

5.1.3. Áreas tributarias

5.1.3.1. Se zonificará la ciudad en áreas tributarias fundamentalmente en base a la topografía, teniendo en cuenta los aspectos urbanísticos definidos en el plan regulador. Se considerará los diversos usos de suelo (residencial, comercial, industrial, institucional y público). Se incluirán las zonas de futuro desarrollo.

5.1.3.2. De no existir un plan de desarrollo urbano, en base a la situación actual, a las proyecciones de población y a las tendencias y posibilidades de desarrollo industrial y comercial, se zonificará la ciudad y su área de expansión hasta el final del horizonte de diseño.



5.1.3.3. Para el alcantarillado pluvial será necesario definir las cuencas que drenan a través de la ciudad.

5.1.4. Caudales de diseño de aguas residuales

5.1.4.1. Las aguas residuales a ser evacuadas por el sistema de alcantarillado sanitario están constituidas por:

- Aguas residuales domésticas;
- Aguas residuales industriales pre tratadas;
- Contribución por infiltración; y,
- Conexiones clandestinas.

5.1.4.2. El caudal medio diario de aguas residuales domésticas se calculará para el principio y final del período de diseño. Este caudal será el producto de la población aportante y de las dotaciones de agua potable correspondientes al inicio y final del período de diseño, afectado por el coeficiente de retorno.

5.1.4.3. Para ciudades con sistemas existentes, los valores del coeficiente de retorno se determinarán a través de mediciones en zonas residenciales típicas. Para comunidades que no disponen de sistemas de alcantarillado, se podrán utilizar valores obtenidos para otras ciudades y/o de la literatura técnica, justificando siempre el valor seleccionado.

5.1.4.4. Para el cálculo de los caudales de desecho industrial, se tendrá en cuenta el sistema de abastecimiento de agua y el régimen de trabajo de la industria, así como la existencia de instalaciones de tratamiento. Esto será necesario para sectores o



parques industriales y para industrias aisladas con procesos que utilicen importantes cantidades de agua.

5.1.4.5. Los caudales de aguas residuales domésticas varían sensiblemente a lo largo del día por lo que, para efecto del dimensionamiento de las obras de alcantarillado, será necesario determinar el caudal máximo instantáneo.

5.1.4.6. El caudal máximo instantáneo depende de muchos factores y fundamentalmente de las condiciones de consumo, tamaño y estructura de la red de recolección, por lo que no es recomendable la adopción de valores reportados en la literatura u obtenidos para otras comunidades, sobre todo en poblaciones con sistemas existentes donde es posible la determinación de este caudal, por mediciones en el campo.

5.1.4.7. En sistemas de alcantarillado existentes, el caudal máximo instantáneo será obtenido a través de mediciones en el campo. Estos caudales se determinarán para sectores tipo de la colectividad y para áreas de diversas magnitudes, para determinar de esta manera valores que relacionen las áreas servidas con el caudal máximo instantáneo. El cociente entre el máximo instantáneo y el medio diario será el coeficiente de mayoración. Se establecerán funciones que relacionen el máximo instantáneo y el área ó población servida.

5.1.4.8. Para ciudades que no disponen de alcantarillado o donde, por alguna circunstancia plenamente comprobada, no sea posible o no sean representativas las mediciones, se podrá utilizar coeficientes de mayoración de ciudades de características similares o de la literatura técnica.



5.1.4.9. En el diseño y construcción de los sistemas de alcantarillado, sobre todo cuando estos están bajo el nivel freático, se tomarán todas las previsiones para eliminar o reducir al mínimo las infiltraciones de aguas subterráneas, a través de los tubos, juntas entre tubos, uniones entre estos y pozos de revisión, etc.

5.1.4.10. En sistemas existentes será necesario efectuar mediciones en sectores representativos seleccionados, teniendo en cuenta los niveles freáticos, impermeabilidad del área, calidad y estado de conservación de las tuberías, etc, con el propósito de determinar los caudales de infiltración.

5.1.4.11. En cualquier caso la estimación de los caudales de infiltración serán plenamente justificados por el proyectista.

5.1.4.12. Los sistemas de alcantarillado sanitario no deben admitir entrada de aguas lluvias a través de conexiones clandestinas y deberán tomarse todas las previsiones necesarias para lograr este propósito. Para sistemas existentes que tengan conexiones clandestinas, se recomendará a la autoridad competente su eliminación.

En todo caso la cuantificación de los caudales por conexiones clandestinas será responsabilidad del proyectista y su valor deberá ser plenamente justificado por éste.

5.1.5. Caudales de diseño de aguas lluvias

5.1.5.1. Para el cálculo de los caudales del escurrimiento superficial directo, se podrán utilizar tres enfoques básicos: el método racional; el método del hidrograma unitario sintético y el análisis estadístico, basado en datos observados de escurrimiento superficial.



5.1.5.2. El método racional se utilizará para la estimación del escurrimiento superficial en cuencas tributarias con una superficie inferior a 100 ha.

5.1.5.3. Para cuencas con extensión superior a las 100 ha se utilizará el método del hidrograma unitario sintético. Este mismo método se empleará para el análisis de los vasos artificiales de regulación.

5.1.5.4. Para estimar las descargas de cursos de agua importantes, cuya área de contribución sea superior a 25 km², que fluyan a través de las áreas urbanas, se recomienda el análisis estadístico de los datos de escurrimiento superficial observados. De no existir información se utilizará, con la respectiva justificación, cualquier otro método, recomendando a los organismos pertinentes la instrumentación inmediata de la cuenca, tendiente a registrar los valores del escurrimiento superficial en los puntos de interés.

5.1.5.5. Con propósitos de selección de las frecuencias de las lluvias de diseño, se considerará el sistema de drenaje como constituido por dos sistemas diferentes. El sistema de drenaje inicial o de micro drenaje compuesto por pavimentos, cunetas, sumideros y colectores y el de macro drenaje, constituido por grandes colectores. (canales, esteros y ríos)

5.1.5.6. El sistema de micro drenaje se dimensionará para el escurrimiento cuya ocurrencia tenga un período de retorno entre 2 y 10 años, seleccionándose la frecuencia de diseño en función de la importancia del sector y de los daños y molestias que puedan ocasionar las inundaciones periódicas.



5.1.5.7. Los sistemas de macro drenajes se diseñarán para escurrimientos de frecuencias superiores a los 50 años. La selección de la frecuencia de diseño será el resultado de un análisis de los daños a propiedades y vidas humanas que puedan ocasionar escurrimientos de frecuencias superiores.

5.1.5.8. Después del dimensionamiento del sistema, se recomienda efectuar una verificación de las repercusiones de la ocurrencia de lluvias más intensas que las del proyecto. Dependiendo de los daños potenciales, se podría redimensionar el sistema ampliando su capacidad.

5.1.5.9. Para la aplicación del método racional y del hidrograma unitario sintético, es necesario disponer de las curvas, intensidad, duración y frecuencia. Estas relaciones serán deducidas de observaciones de los registros de lluvia en el área de estudio, durante un período lo suficientemente grande para poder aceptar las frecuencias como probabilidades.

5.1.5.10. Cuando no exista en el área de estudio registros pluviográficos o el período de registro existente sea insuficiente, se obtendrán las curvas intensidad, duración, frecuencia a partir de las lluvias máximas de 24 h registradas en el sector y de relaciones entre alturas pluviométricas para diferentes duraciones, para áreas de características pluviográficas similares.

5.1.6. Selección del tipo de alcantarillado

Dependiendo del tipo de área urbana a servirse, y previo el mutuo acuerdo entre el proyectista y la SAPYSB, se considerará la posibilidad de utilizar el nivel del sistema de recolección de aguas servidas que corresponda a dicha área urbana. En general



se considerarán tres niveles, incrementando su complejidad desde el nivel 1 (el más simple) al nivel 3 (alcantarillado convencional).

La selección del nivel de alcantarillado a diseñarse se hará primordialmente a base de la situación económica de la comunidad, de la topografía, de la densidad poblacional y del tipo de abastecimiento de agua potable existente. El nivel 1 corresponde a comunidades rurales con casas dispersas y que tengan calles sin ningún tipo de acabado. El nivel 2 se utilizará en comunidades que ya tengan algún tipo de trazado de calles, con tránsito vehicular y que tengan una mayor concentración de casas, de modo que se justifique la instalación de tuberías de alcantarillado con conexiones domiciliarias. El nivel 3 se utilizará en ciudades o en comunidades más desarrolladas en las que los diámetros calculados caigan dentro del patrón de un alcantarillado convencional. Se debe aclarar que en una misma comunidad se puede utilizar varios niveles, dependiendo de la zona servida. A continuación se da un detalle de cada nivel.

5.1.6.1. Nivel 1:

a) Alcantarillado sanitario.- Se utilizarán tanques sépticos o fosas húmedas (aqua privies), para grupos de casas, con sistemas de tuberías efluentes de PVC u otro material apropiado, que conduzcan las aguas servidas pre sedimentadas hacia un sistema central o zona de tratamiento. Este sistema de alcantarillado puede diseñarse con superficie libre de líquido (esto es, como canales abiertos) o a presión. No se utilizarán ni cajas ni pozos de revisión convencionales. Puesto que el líquido ya no acarrea sólidos, ni el sistema estaría expuesto a la introducción de objetos extraños a través de pozos o cajas de revisión, el diámetro mínimo de las



tuberías puede reducirse a 75 mm. El resto de tuberías se diseñará para que tenga la capacidad hidráulica necesaria. Para el lavado periódico del sistema se instalarán bocas de admisión de agua en los puntos iniciales del sistema y a distancias no mayores de 200 m.

b) Alcantarillado pluvial.- Se diseñarán las calles con cunetas de suficiente capacidad para acarrear la escorrentía superficial. No se diseñará ningún sistema de tuberías especiales. La escorrentía superficial drenará directamente al curso receptor. Para evitar el acarreo excesivo de sólidos en suspensión hacia el curso receptor se recubrirán las calles seleccionando algún tipo de pavimento económico, como adoquines, empedrado, etc. La idea básica es invertir el dinero que se destinaría para el alcantarillado pluvial, en la pavimentación de las calles del área servida.

5.1.6.2. Nivel 2:

a) Alcantarillado sanitario.- Se utilizarán tuberías de hormigón simple de diámetro mínimo de 100 mm instaladas en las aceras. No se utilizarán pozos de revisión, sino cajas de mampostería de poca profundidad, con tapas provistas de cerraduras adecuadas. Sólo se utilizarán las alcantarillas convencionales para las líneas matrices o emisarios finales.

b) Alcantarillado pluvial.- Se utilizarán canales laterales, en uno o ambos lados de la calzada, cubiertos con rejillas metálicas que impidan el paso de sólidos grandes al interior de la cuneta y que, al mismo tiempo, resistan el peso de vehículos. El espaciamiento libre que normalmente se puede utilizar es de 0,03 m a 0,07 m entre barrotes y una dimensión típica de estos podría ser 0,005 m x 0,05 m. Las calles



deberán ser adoquinadas o empedradas para mejorar la calidad de la escorrentía pluvial. Su sección transversal tendrá pendientes hacia las cunetas laterales de modo que se facilite el flujo rápido de la escorrentía hacia ellas. Los canales se construirán en ambos lados de cada calle. Si sus dimensiones así lo justificaren, especialmente para colectores, se utilizarán tuberías de hormigón simple convencionales. En todo caso, para evitar el aumento en la longitud del canal, se utilizará la ruta más corta hacia el curso receptor. La pendiente mínima que deberán tener estos canales será la necesaria para obtener su auto limpieza (0,9 m/s a sección llena).

5.1.6.3. Nivel 3:

a) Alcantarillado sanitario.- Se utilizará una red de tuberías y colectores, como se describe en la sección 5.2 de esta parte. En ciertas zonas de la ciudad especialmente en aquellas en las que se inicia la producción de las aguas residuales, se podrá utilizar el diseño del nivel 2 pero con diámetro mínimo de 150 mm, especialmente en ciudades de topografía plana, con lo que se evita la innecesaria profundización de las tuberías.

b) Alcantarillado pluvial.- Se utilizará una red de tuberías y colectores, como se describe en la sección 5.2 de esta parte. Este sistema podrá cambiarse con el nivel 2 en ciertas zonas de la ciudad si así se considera necesario en el diseño.

5.2. Red de tuberías y colectores

5.2.1. Criterios generales de diseño:



5.2.1.1. Las tuberías y colectores seguirán, en general, las pendientes del terreno natural y formarán las mismas hoyas primarias y secundarias que aquél. En general se proyectarán como canales o conductos sin presión y se calcularán tramo por tramo.

5.2.1.2 Los gastos en cada tramo serán proporcionales a la superficie afluente en su extremo inferior y a la tasa de escurrimiento calculada.

5.2.1.3. La red de alcantarillado sanitario se diseñará de manera que todas las tuberías pasen por debajo de las de agua potable debiendo dejarse una altura libre proyectada de 0,3 m cuando ellas sean paralelas y de 0,2 m cuando se crucen.

5.2.1.4. Siempre que sea posible, las tuberías de la red sanitaria se colocarán en el lado opuesto de la calzada a aquél en el que se ha instalado la tubería de agua potable, o sea, generalmente al sur y al oeste del cruce de los ejes; y, las tuberías de la red pluvial irán al centro de la calzada.

5.2.1.5. Las tuberías se diseñarán a profundidades que sean suficientes para recoger las aguas servidas o aguas lluvias de las casas más bajas a uno u otro lado de la calzada. Cuando la tubería deba soportar tránsito vehicular, para su seguridad se considerará un relleno mínimo de 1,2 m de alto sobre la clave del tubo, observando las indicaciones del numeral 5.2.1.3.

5.2.1.6. El diámetro mínimo que deberá usarse en sistemas de alcantarillado será 0,2 m para alcantarillado sanitario y 0,25 m para alcantarillado pluvial.



5.2.1.7. Las conexiones domiciliarias en alcantarillado tendrán un diámetro mínimo de 0,1 m para sistemas sanitarios y 0,15 m para sistemas pluviales y una pendiente mínima de 1%.

5.2.1.8. La conexión de las descargas domiciliarias en los colectores se hará: mediante una pieza especial que garantice la estanqueidad de la conexión, así como el flujo expedito dentro de la alcantarilla; o a través de ramales laterales. Estos ramales se instalarán en las aceras y receptorán todas las descargas domiciliarias que encuentren a su paso, los ramales laterales descargarán en un pozo de revisión del colector. La conexión de las descargas domiciliarias con los ramales laterales se la hará a través de las cajas domiciliarias o de piezas especiales que permitan las acciones de mantenimiento. El diámetro mínimo de los ramales laterales (red terciaria) será de 150 mm.

5.2.1.9. La selección del tipo de conexión de la descarga domiciliaria con los colectores, será responsabilidad del proyectista. La selección será el resultado de un análisis técnico-económico, en el que deberán considerarse entre otros los siguientes aspectos:

- Infraestructura existente;
 - Aspectos urbanísticos (conformación de manzanas, anchos de calles, topografía);
 - Materiales de construcción;
 - Tamaño de los colectores;
 - Facilidades constructivas, etc.
-



5.2.1.10. En el diseño hidráulico de un sistema de alcantarillado sanitario se deberá cumplir las siguientes condiciones:

a) Que la solera de la tubería nunca forme gradas ascendentes, pues éstas son obstrucciones que fomentan la acumulación de sólidos.

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

c) Que la tubería nunca funcione llena y que la superficie del líquido, según los cálculos hidráulicos de: posibles saltos, de curvas de remanso, y otros fenómenos, siempre esté por debajo de la corona del tubo, permitiendo la presencia de un espacio para la ventilación del líquido y así impedir la acumulación de gases tóxicos.

d) Que la velocidad del líquido en los colectores, sean estos primarios, secundarios o terciarios, bajo condiciones de caudal máximo instantáneo, en cualquier año del período de diseño, no sea menor que 0,45 m/s y que preferiblemente sea mayor que 0,6 m/s, para impedir la acumulación de gas sulfhídrico en el líquido.

e) Que la capacidad hidráulica del sistema sea suficiente para el caudal de diseño, con una velocidad de flujo que produzca auto limpieza.

5.2.1.11. Las velocidades máximas admisibles en tuberías o colectores dependen del material de fabricación. Se recomienda usar los valores que constan en la tabla VIII.1

TABLA VIII.1 Velocidades máximas a tubo lleno y coeficientes de rugosidad recomendados (Ver también en tabla 22, pág. 47)



MATERIAL	VELOCIDAD MÁXIMA m/s	COEFICIENTE DE RUGOSIDAD
Hormigón simple:	4	0,013
Con uniones de mortero.		
Con uniones de neopreno para nivel freático alto	3,5 – 4	0,013
Asbesto cemento	4,5 – 5	0,011
Plástico	4,5	0,011

5.2.1.12. La velocidad mínima en sistemas de alcantarillado sanitario, debe cumplir lo establecido en 5.2.1.10. d). En alcantarillado pluvial la velocidad mínima será de 0,9 m/s, para caudal máximo instantáneo, en cualquier época del año.

En caso contrario y si la topografía lo permite, para evitar la formación de depósitos en las alcantarillas sanitarias, se incrementará la pendiente de la tubería hasta que se tenga la acción auto limpiante. Si esta solución no es practicable, se diseñará un programa especial de limpieza y mantenimiento para los tramos afectados.

5.2.1.13. El diseño hidráulico de las tuberías de alcantarillado puede realizarse utilizando la fórmula de Manning. Se recomienda las velocidades máximas reales y los coeficientes de rugosidad correspondientes a cada material, indicados en la tabla VIII.1.

5.2.1.14. Las velocidades máximas permisibles en alcantarillado pluvial pueden ser mayores que aquellas adoptadas para caudales sanitarios continuos, pues los caudales de diseño del alcantarillado pluvial ocurren con poca frecuencia.



5.2.1.15. Para la selección del material de las tuberías se considerarán las características físico-químicas de las aguas y su septicidad; la agresividad y otras características del terreno; las cargas externas; la abrasión y otros factores que puedan afectar la integridad del conducto.

5.2.1.16. Cuando se utilicen canales para el transporte de aguas de escorrentía pluvial, su sección transversal puede ser trapezoidal o rectangular. La sección trapezoidal es preferible para canales de grandes dimensiones debido al bajo costo de las paredes inclinadas. La profundidad del canal deberá incluir un borde libre del 5% al 30% de la profundidad de operación. Los canales no deberán tener acceso de la escorrentía superficial a través de sus bordes, para evitar la erosión. Para esto los bordes del canal deberán estar sobreelevados respecto al nivel del terreno. La velocidad máxima de diseño será 2 m/s en caso de canales de piedra y de 3,5 m/s a 4 m/s, en caso de canales de hormigón.

5.2.1.17. Para el caso de tuberías fabricadas con moldes neumáticos se utilizarán las recomendaciones del fabricante, las cuales, a su vez, deberán ser previamente aprobadas por la SAPYSB.

5.2.1.18. Las tuberías y su cimentación deben diseñarse de forma que no resulten dañadas por las cargas externas. Debe tenerse en cuenta el ancho y la profundidad de la zanja para el cálculo de las cargas.

5.2.2. Cimentación de las tuberías de alcantarillado



5.2.2.1. El procedimiento a observarse para diseñar la cimentación de las tuberías, luego de conocer en el campo las condiciones en las que se instalarán los conductos puede resumirse en la siguiente forma:

a) Cómputo del valor de la carga que actúa sobre el conducto instalado en condición de zanja, terraplén, túnel, etc., según sea el caso.

b) Obtención de factor de carga, utilizando un factor de seguridad mínimo de 1,5.

c) A base del valor del factor de carga, se procederá a determinar el tipo de lecho o cimentación para el conducto.

5.2.3. Pozos y cajas de revisión

5.2.3.1. En sistemas de alcantarillado, los pozos de revisión se colocarán en todos los cambios de pendientes, cambios de dirección, exceptuando el caso de alcantarillas curvas, y en las confluencias de los colectores. La máxima distancia entre pozos de revisión será de 100 m para diámetros menores de 350 mm; 150 m para diámetros comprendidos entre 400 mm y 800 mm; y, 200 m para diámetros mayores que 800 mm. Para todos los diámetros de colectores, los pozos podrán colocarse a distancias mayores, dependiendo de las características topográficas y urbanísticas del proyecto, considerando siempre que la longitud máxima de separación entre los pozos no deberá exceder a la permitida por los equipos de limpieza.

5.2.3.2. Los pozos de alcantarillado sanitario 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.



5.2.3.3. La abertura superior del pozo será como mínimo 0,6 m. El cambio de diámetro desde el cuerpo del pozo hasta la superficie se hará preferiblemente usando un tronco de cono excéntrico, para facilitar el descenso al interior del pozo.

5.2.3.4. El diámetro del cuerpo del pozo estará en función del diámetro de la máxima tubería conectada al mismo, de acuerdo a la tabla VIII.2.

TABLA VIII.2 Diámetros recomendados de pozos de revisión

DIÁMETRO DE LA TUBERÍA mm	DIÁMETRO DEL POZO m
Menor o igual a 550	0,9
Mayor a 550	Diseño especial

5.2.3.5. La tapa de los pozos de revisión será circular y generalmente de hierro fundido. Tapas de otros materiales, como por ejemplo hormigón armado, podrán utilizarse previa la aprobación de la SAPYSB. Las tapas irán aseguradas al cerco mediante pernos, o mediante algún otro dispositivo que impida su apertura por personas no autorizadas. De esta manera se evitarán las pérdidas de las tapas o la introducción de objetos extraños al sistema de alcantarillado.

5.2.3.6. No se recomienda el uso de peldaños en los pozos. Para acceder a las alcantarillas a través de los pozos, se utilizarán escaleras portátiles.

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



que sale del mismo; de esta manera, deberán tener una sección transversal en U. Una vez conformados los canales, se deberá proveer una superficie para que el operador pueda trabajar en el fondo del pozo. Esta superficie tendrá una pendiente de 4% hacia el canal central.

5.2.3.8. Si el conducto no cambia de dirección, la diferencia de nivel, en el pozo, entre la solera de la tubería de entrada y aquella de la tubería de salida corresponderá a la pérdida de carga que se haya calculado para la respectiva transición.

5.2.3.9. Para el caso de tuberías laterales que entran a un pozo en el cual el flujo principal es en otra dirección, los canales del fondo serán conformados de manera que la entrada se haga a un ángulo de 45 grados respecto del eje principal de flujo. Esta unión se dimensionará de manera que las velocidades de flujo en los canales que se unan sean aproximadamente iguales. De esta manera se reducirán las pérdidas al mínimo.

5.2.3.10. Con el objeto de facilitar la entrada de un trabajador al 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 0,6 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 diseñarán estructuras especiales de salto (azudes).

5.2.3.11. La conexión domiciliaria se iniciará con una estructura, denominada caja de revisión o caja domiciliaria, a la cual llegará la conexión intra domiciliaria. El



objetivo básico de la caja domiciliaria es hacer posible las acciones de limpieza de la conexión domiciliaria, por lo que en su diseño se tendrá en consideración este propósito. La sección mínima de una caja domiciliaria será de 0,6 x 0,6 m. y su profundidad será la necesaria para cada caso.

5.2.4. Cunetas y sumideros

5.2.4.1. Las calles y avenidas forman parte del sistema de drenaje de aguas lluvias por lo que el proyectista del sistema de drenaje deberá participar, cuando sea posible, en el diseño geométrico de éstas.

5.2.4.2. Las pendientes de las calles y la capacidad de conducción de las cunetas definirá el tipo y ubicación de los sumideros.

5.2.4.3. Para lograr un drenaje adecuado, se recomienda una pendiente mínima del 4 % en las cunetas. Pendientes menores podrán utilizarse cuando la situación existente así lo obligue. La pendiente transversal mínima de la calle será del 1 %.

5.2.4.4. Como regla general, las cunetas tendrán una profundidad máxima de 15 cm y un ancho de 60 cm en vías rápidas que no permitan estacionamiento. En vías que permitan estacionamiento el ancho de la cuneta podrá ampliarse hasta 1 m. Configuraciones diferentes podrán utilizarse cuando las condiciones así lo requieran.

5.2.4.5. La capacidad de conducción de una cuneta se calculará usando la fórmula de Manning modificada por Izzard, la que establece:

$$Q = 0.375 \left(\frac{Z}{n} \right) I^{1/2} y^{8/3}$$



En donde:

Q = Caudal, en m³/s;

Z = Inverso de la pendiente transversal de la calzada;

n = Coeficiente de escurrimiento (Manning);

I = Pendiente longitudinal de la cuneta;

y = Tirante de agua en la cuneta, en m.

5.2.4.6. Los sumideros deben instalarse.

- Cuando la cantidad de agua en la vía exceda a la capacidad admisible de conducción de la cuneta. Esta capacidad será un porcentaje de la teórica, la que se calculará según

5.2.4.5. El porcentaje estará en función de los riesgos de obstrucción de la cuneta.

- En los puntos bajos, donde se acumula el agua.

- Otros puntos, donde la conformación de las calles y manzanas lo haga necesario.

5.2.4.7. En el diseño del sumidero deberá considerarse la pendiente de la cuneta, el caudal del proyecto, las posibilidades de obstrucción y las interferencias con el tráfico vehicular.

5.2.4.8. El tipo y dimensiones del sumidero será plenamente justificado por el proyectista, pudiendo para ello, emplear cualquier método debidamente probado.



5.2.5. Obras especiales

5.2.5.1. Los cruces de depresiones (viaductos, quebradas, ríos, etc.), pueden hacerse utilizando acueductos, sifones invertidos, o cualquier otro tipo de estructuras debidamente aprobadas por la SAPYSB.

5.2.6. Sifones invertidos

5.2.6.1. Para evitar la posibilidad de obstrucciones, los sifones invertidos tendrán un diámetro mínimo de 200 mm, para alcantarillado sanitario, y, de 300 mm para alcantarillado pluvial. La velocidad dentro del sifón invertido debe ser mayor que 0,9 m/s para aguas residuales domésticas y de 1,25 m/s para aguas lluvias. Se utilizará un mínimo de dos tuberías en paralelo instalados a diferentes niveles de modo que se pueda mantener una velocidad razonable bajo todas las condiciones de caudal. El proyectista diseñará el método más adecuado para mantener las tuberías limpias durante todo el tiempo, y deberá colocar un pozo de revisión en cada extremo de las tuberías. El material a utilizarse dependerá de la presión a la que estén sujetas las tuberías. Si los sifones invertidos son subacuáticos, se diseñarán los anclajes necesarios para impedir su flotación cuando se encuentren vacíos.

5.2.7. Alcantarillas curvas

5.2.7.1. Para ciudades en las que se disponga de equipos adecuados de limpieza de tuberías se permitirá el uso de alcantarillas que sigan la curvatura de la calle. De esta manera se abarata el sistema al reducir el número de pozos de revisión que, de otra forma serían necesarios. La curva se efectúa, imponiendo el máximo ángulo de



deflexión, entre los ejes de las tuberías, recomendado por el fabricante de estos, que garantice la total estanqueidad del sistema.

5.3. Diseño de sistemas de alcantarillado sanitario

5.3.1. Caudal de diseño

5.3.1.1. El caudal a utilizarse para el diseño de los colectores de aguas residuales será el que resulte de la suma de los caudales de aguas residuales domésticas e industriales afectados de sus respectivos coeficientes de retorno y mayoración, más los caudales de infiltración y conexiones ilícitas. Las poblaciones y dotaciones serán las correspondientes al final del período de diseño.

5.3.2. Cuadros de Cálculo

5.3.2.1. Los cálculos hidráulicos se presentarán ordenadamente y resumidos en cuadros sinópticos. En caso de utilizarse computadoras, se añadirán todas las aclaraciones que sean necesarias para hacer los resultados claramente comprensibles.

5.4. Diseño de sistemas de alcantarillado pluvial

5.4.1. Caudal de diseño

5.4.1.1. Para el cálculo de los caudales para el diseño de un sistema de alcantarillado pluvial, se procederá conforme con lo indicado en el numeral 5.1.5

5.4.2. El método racional

5.4.2.1. Se aplicará para áreas con una superficie inferior a 5 km². El caudal de escurrimiento se lo calculará mediante la fórmula:



$$Q = 0,00278 \text{ CIA}$$

En donde:

Q = caudal de escurrimiento en m³/s;

C = coeficiente de escurrimiento (adimensional);

I = intensidad de lluvia para una duración de lluvias, igual al tiempo de concentración de la cuenca en estudio, en mm/h;

A = Área de la cuenca, en ha.

5.4.2.2. Para la determinación del coeficiente C deberá considerarse los efectos de infiltración, almacenamiento por retención superficial, evaporación, etc. Para frecuencias entre 2 y 10 años se recomienda los siguientes valores de C.

TABLA VIII.3 Valores del coeficiente de escurrimiento (Ver también en tabla 34, pág. 77)



TIPO DE ZONIFICACIÓN	VALOR DE c
Para centros Urbanos con densidad de población cercana a la de saturación y con calles asfaltadas	0.70
Para zonas residenciales de densidad $D \geq 200$ hab/Ha.	0.60
Para zonas con viviendas unifamiliares $150 < D < 200$	0.55
Para zonas con viviendas unifamiliares $100 < D < 150$	0.50
Para zonas con viviendas unifamiliares $D < 100$	0.40
Para zonas rurales con población dispersa	0.40

5.4.2.3 Cuando sea necesario calcular un coeficiente de escurrimiento compuesto, basado en porcentajes de diferentes tipos de superficie se podrá utilizar los valores que se presentan en la siguiente tabla VIII.4.

TABLA VIII.4 Valores de C para diversos tipos de superficies. (Ver también en tabla 33, pág. 77)



TIPO DE SUPERFICIE	C
Cubiertas metálicas	0.95
Cubiertas con tejas ordinarias	0.90
Pavimentos asfálticos	0.80 - 0.85
Pavimentos de hormigón	0.85 - 0.90
Empedradas	0.40 - 0.50
Superficies no pavimentadas	0.10 - 0.30
Parques y jardines	0.05 - 0.25

5.4.2.4. Las suposiciones básicas del método racional, con respecto a la relación entre la intensidad de lluvia de diseño, tiempo de concentración y el caudal de escorrentía, no justifican la corrección de C con el tiempo, por lo tanto, en la aplicación del método racional se utilizará un valor constante del coeficiente C.

5.4.2.5 La intensidad de la lluvia se la calculará a partir de las relaciones de intensidad, duración y frecuencia, obtenidos conforme con lo expresado en los numerales 5.1.5.9 y 5.1.5.10 de esta parte.

5.4.2.6 Las frecuencias de diseño de los diversos componentes del sistema de drenaje pluvial, se seleccionarán atendiendo lo indicado en los numerales 5.1.5.5; 5.1.5.6; 5.1.5.7 y 5.1.5.8 de esta parte.

5.4.2.7 Para los colectores de drenaje pluvial el tiempo de concentración es igual a la suma del tiempo de llegada más el tiempo de escurrimiento por los colectores hasta el punto en consideración. El tiempo de escurrimiento se lo obtendrá a partir de las características hidráulicas de los colectores recorridos por el agua. El tiempo de llegada es el tiempo necesario para que el escurrimiento superficial llegue desde



el punto más alejado hasta el primer sumidero. Este tiempo dependerá de la pendiente de la superficie, del almacenamiento en las depresiones, de la cobertura del suelo, de la lluvia antecedente, de la longitud del escurrimiento, etc. Se recomienda valores entre 10 min y 30 min para áreas urbanas. En cualquier caso el proyectista deberá justificar, a través de algún método, los valores de los tiempos de llegada empleados en el cálculo.

5.4.3 El método del hidrograma unitario

5.4.3.1. Se recomienda que para cuencas con un área superior a 5 km² los caudales de proyecto sean calculados aplicando hidrogramas unitarios sintéticos. El proyectista justificará ante la SAPYSB el método utilizado, demostrando la bondad de sus resultados.

5.4.3.2. A partir de los hidrogramas unitarios y las tormentas seleccionadas, se obtendrán los hidrogramas del escurrimiento superficial para las cuencas de drenaje.

5.4.3.3. La verificación de la capacidad de los grandes colectores, se hará transitando simultáneamente, a través de estos, los hidrogramas del escurrimiento superficial, calculados para cada área aportante.

5.4.4. Métodos estadísticos

5.4.4.1. Para grandes áreas de drenaje es recomendable calcular el escurrimiento a partir del análisis estadístico de los valores registrados. Esto será posible únicamente cuando exista un período de registro que haga confiable el análisis, y



cuando el proceso de urbanización no haya afectado o no vaya a afectar el régimen de escurrimiento en la cuenca.

5.4.4.2. Los métodos recomendados para el análisis estadístico son el de GUMBEL y el LOGPEARSON TIPO III.

5.4.4.3. Como regla general, si no fuere posible aplicar los métodos estadísticos, deberá utilizarse el método del hidrograma unitario sintético.

5.4.5. Cuadros de cálculo

5.4.5.1. Los cálculos hidráulicos se presentarán de acuerdo a lo especificado en el numeral 5.3.2 de esta parte.

5.5. Diseño de sistemas de alcantarillado combinado

5.5.1. Consideraciones generales

5.5.1.1. La utilización de los sistemas combinados deberá ser plenamente justificado por el proyectista. (Ver 4.1.1.4 de esta parte).

5.5.2. Caudal de diseño

5.5.2.1. Estará constituido por el caudal de aguas servidas, más el caudal de escorrentía pluvial, de acuerdo a lo descrito en los numerales 5.3.1. y 5.4.1 de esta parte.

5.5.3 Velocidades mínimas y máximas

5.5.3.1. La velocidad mínima a utilizarse en sistemas combinados será de 0,9 m/s a tubo lleno. Se deberá verificar el funcionamiento hidráulico del conducto utilizando el



caudal medio diario de aguas servidas, al principio del período de diseño, en época seca (es decir, sin el caudal de escorrentía pluvial). Para alcanzar velocidades de auto limpieza bajo estas condiciones, se puede recurrir a secciones transversales apropiadas.

5.5.3.2. La velocidad máxima para el diseño se ajustará a lo descrito en la tabla VIII.1.

5.5.4. El diseño hidráulico del sistema combinado se ajustará a las recomendaciones del numeral 5.2.1.10 literales a), b) y c) de esta parte.

5.5.5. Interceptores

5.5.5.1. Los interceptores deben tener capacidad suficiente para acarrear el caudal máximo instantáneo de aguas servidas más el respectivo caudal de agua de infiltración. De esta manera se evitará la descarga de aguas residuales crudas al curso receptor y el interceptor las conducirá a la planta de tratamiento.

5.5.6. Estructuras de rebose (aliviadero)

5.5.6.1. El excedente de aguas combinadas que no entre a los interceptores deberá ser desviado a otro colector que las conduzca total o parcialmente a una estación especial depuradora o directamente al cuerpo receptor. Tanto el tipo de tratamiento como los volúmenes a tratar, serán definidos en los estudios de calidad del cuerpo receptor.

5.5.6.2. El excedente de aguas combinadas puede desviarse al colector de excesos por medio de vertederos laterales, vertederos laterales con tabique, vertederos transversales, vertederos de salto y sifones. Durante la época seca estas



estructuras deben permitir el paso de todo el caudal de aguas servidas hacia el interceptor, mientras que durante las lluvias, deben desviar sólo la cantidad de agua que está en exceso de la capacidad del interceptor.

5.5.6.3. El proyectista puede utilizar cualquiera de las estructuras mencionadas en el numeral 5.5.6.2. y deberá presentar ante la SAPYSB los cálculos hidráulicos completos que justifiquen el diseño propuesto.

5.5.7. Cuadros de cálculo

5.5.7.1. Los cálculos hidráulicos del sistema de alcantarillado combinado se presentarán de acuerdo a lo especificado en el numeral 5.3.2. de esta parte.

Excavaciones

6.1. Generalidades

Los trabajos de excavación deberán estar precedidos del conocimiento de las características físicas locales, tales como: naturaleza del suelo, nivel de la napa freática, topografía y existencia de redes de servicios públicos. Si existen indicios de que las condiciones del suelo y la napa freática son desfavorables para la excavación, es recomendable hacer sondeos en sitio para verificarlos, y conocer con anticipación si es necesario hacer tabla-estacado, entibado, pañeteo de paredes y/o drenaje de zanjas. La excavación en corte abierto será hecha a mano con equipo mecánico, a trazos, anchos y profundidades necesarias para la construcción, de acuerdo a los planos replanteados en obra y/o presentes especificaciones.



6.2. Clasificación del terreno

Para los efectos de la ejecución de obras de saneamiento en el medio rural, se considerarán los siguientes tipos de terrenos básicos:

a) Terreno normal: Son los que pueden ser excavados sin dificultad a pulso y/o con equipo mecánico, y pueden ser: – Terreno normal deleznable o suelto: Conformado por materiales sueltos tales como: arena, arena limosa, gravillas, etc.,

b) Terreno semirocoso: El constituido por terreno normal, mezclado con bolonería de diámetros de 200 mm hasta (*) y/o roca fragmentada de volúmenes 4 dm³ hasta (***) y, que para su extracción no se requerirá el empleo de equipos de rotura y/o explosivos.

c) Terreno de roca descompuesta: Conformado por roca fracturada, empleándose para su extracción medio mecánicos y en que no es necesario utilizar explosivos.

d) Terreno de roca fija: Compuesto por roca ígnea o sana, y/o bolonería de (*) de diámetro, en que necesariamente se requiere para su extracción de explosivos o procedimientos especiales de excavación.

e) Terreno saturado: Es aquel cuyo drenaje exige un bombeo ininterrumpido con caudal superior a un litro por segundo por 10 ml de zanja.

6.3. Excavación de zanjas

Para la excavación de las zanjas el constructor deberá seguir las siguientes recomendaciones:

a) Se deberán eliminar las obstrucciones existentes que dificulten las excavaciones.



- b) Las zanjas que van a recibir los colectores se deberán excavar de acuerdo a una línea de eje (coincidente con el eje de los colectores), respetándose el alineamiento y las cotas indicadas en el diseño.
- c) El límite máximo de zanjas excavadas será de 300 m.
- d) Si se emplea equipo mecánico, la excavación deberá estar próxima a la pendiente de la base de la tubería, dejando el aplanamiento de los desniveles del terreno y la nivelación del fondo de la zanja por cuenta de la excavación manual.
- e) En los terrenos rocosos (donde la profundidad relativa de la red deberá ser evitada al máximo), se podrán usar perforaciones apropiadas.
- f) El material excavado deberá ser colocado a una distancia tal que no comprometa la estabilidad de la zanja y que no propicie su regreso a la misma, sugiriéndose una distancia del borde de la zanja equivalente a la profundidad del tramo no entibado, no menor de 30 cm.
- g) Tanto la propia excavación como el asentamiento de la tubería deberán ejecutarse en un ritmo tal que no permanezcan cantidades excesivas de material excavado en el borde de la zanja, lo que dificultaría el tráfico de vehículos y de peatones.
- h) El ancho de las zanjas dependerá del tamaño de los tubos, profundidad de la zanja, taludes de las paredes laterales, naturaleza del terreno y consiguiente necesidad o no de entibación. En el cuadro 1, se presenta valores de ancho recomendables en función a la profundidad y diámetro de la tubería.
-



i) El ancho de la zanja deberá ser uniforme en toda la longitud de la excavación y en general debe obedecer a las recomendaciones del proyecto.

Tabla 1. Ancho de la Zanja

Diámetro Nominal		Ancho de Zanja	
mm	pulg.	Mínimo (cm)	Máximo (cm)
100	4	45	70
150	6	45	75
200	8	50	80
250	10	55	85
315	12	60	90
400	16	70	100
450	18	75	105
500	20	80	110

j) En los planos generales se darán las recomendaciones de acuerdo al tipo de terreno. Las zanjas se realizarán en cada punto con la profundidad indicada por el perfil longitudinal.

k) Pocas veces utilizada en entorno urbano, debido a las superficies que requiere, la realización de taludes consiste en dar a las paredes una inclinación denominada “ángulo de talud”, que debe aproximarse al ángulo de fricción interno del terreno. Este ángulo varía con la naturaleza de los terrenos hallados.

l) Cuando se hace el entibado de zanjas, lo que se debe considerar como ancho útil es al espacio que existe entre las paredes del entibado, excluyendo el espesor del mismo.



m) Las excavaciones para los pozos de visita deben tener las dimensiones de diseño aumentadas del espacio debido al entibado y a las formas, en caso sean necesarias.

n) En caso de reposiciones o reparación de redes y cuando el terreno se encuentre en buenas condiciones, se excavará hasta una profundidad mínima de 0,15 m por debajo del cuerpo de la tubería extraída.

o) Las excavaciones no deberán efectuarse con demasiada anticipación a la instalación de las tuberías, para evitar derrumbes y accidentes.

6.4. Sobre-excavaciones

Las sobre-excavaciones se pueden producir en dos casos:

a) Autorizada: Cuando los materiales encontrados, excavados a profundidades determinadas no son las apropiadas tales como: suelos orgánicos, basura u otros materiales fangosos.

b) No autorizada: Cuando el constructor por negligencia, ha excavado más allá y más debajo de las líneas y gradientes determinados. En ambos casos el constructor estará obligado a llenar los espacios de la sobre-excavación con concreto $F'c=100$ kg/cm² u otro material apropiado, debidamente acomodado y compactado.

6.5. Entibado y tabla-estacado

6.5.1. Generalidades

Se define como entibado al conjunto de medios mecánicos o físicos utilizados en forma transitoria para impedir que una zanja excavada modifique sus dimensiones



(geometría) en virtud al empuje de tierras. Antes de decidir sobre el uso de entibados en una zanja se deberá observar cuidadosamente lo siguiente:

- Al considerar que los taludes de las zanjas no sufrirán grandes deslizamientos, no se deberá olvidar que probablemente se producirán pequeñas deformaciones que traducidas en asentamientos diferenciales pueden dañar estructuras vecinas.
 - Las fluctuaciones del nivel freático en el terreno modifican su cohesión, ocasionando por lo tanto rupturas del mismo.
 - La presencia de sobrecargas eventuales tales como maquinaria y equipo o la provocada por el acopio de la misma tierra, producto de la excavación, puede ser determinante para que sea previsto un entibamiento. En estos casos será la experiencia y el buen criterio los factores que determinen o no el uso de un entibado. Los elementos de un entibado que vienen a ser las piezas que se utilizan, reciben sus nombres de acuerdo con su posición en la zanja (véase figura 3), conforme se indica a continuación:
 - Estacas: Son colocadas en posición vertical. El largo utilizado para clavar la estaca se denomina ficha; si la tierra la empuja directamente se llamarían tablestacas.
 - Vigas (o tablonés): Llamado también soleras, son colocados longitudinalmente y corren paralelas al eje de la zanja.
 - Puntal: Son colocadas transversalmente, cortan el eje de la zanja y transmiten la fuerza resultante del empuje de la tierra desde un lado de la zanja para el otro. Se acostumbra emplear como puntales rollizos.
-



6.5.2. Materiales empleados en el entibado.

Para la mayoría de los casos tenemos la madera (ocho, pino u otro tipo de madera de construcción). En casos de mayor responsabilidad y de grandes empujes se combina el uso de perfiles de hierro con madera, o solamente perfiles, y muy eventualmente el concreto armado.

- **Madera:** Son piezas de dimensiones conocidas de 1" x 6"; 1" x 8"; 1" x 10", o en su caso de 2" x 6"; 2" x 8"; 2" x 10" y para listones de 2" x 4"; 3" x 4". Las piezas pueden tener los bordes preparados para ensamble hembra y macho. Se usarán también como puntales, rollizos en diámetros mínimos de 4" y 6".

- **Acero:** Son piezas de acero laminado en perfiles tipo "I" o "H" o perfiles compuestos de los anteriores, soldados (ejemplo doble I) o en perfiles de sección especial, lo que se denomina Estaca-Plancha metálica (tablestaca) en este último caso pueden ser de ensamble normalizado. Las dimensiones son suministradas con dimensiones normalizadas, típicas para cada fabricante (Metal flex, Armco, Bethlem Steel, etc.). Los mas utilizados son los perfiles "I" de 6"; 8" y el perfil "H" de 6" x 6". Se utilizarán también tablestacas de palanca, y tubos huecos en montaje telescópico, que pueden ser trabados por rosca o presión de aceite.

- **Concreto armado:** Se utilizan en piezas prefabricadas de diversas secciones (ejemplo: rectangulares, con ensamble hembra macho) o piezas fabricadas en sitio.



6.5.3. Tipos de entibado

a) Apuntalamiento El suelo lateral será entibado por tablonces de madera (de 1" x 6") espaciados según el caso, trabados horizontalmente con puntales de madera de 4" y 6" o vigas solera de madera de diferentes secciones (véase figura 1).

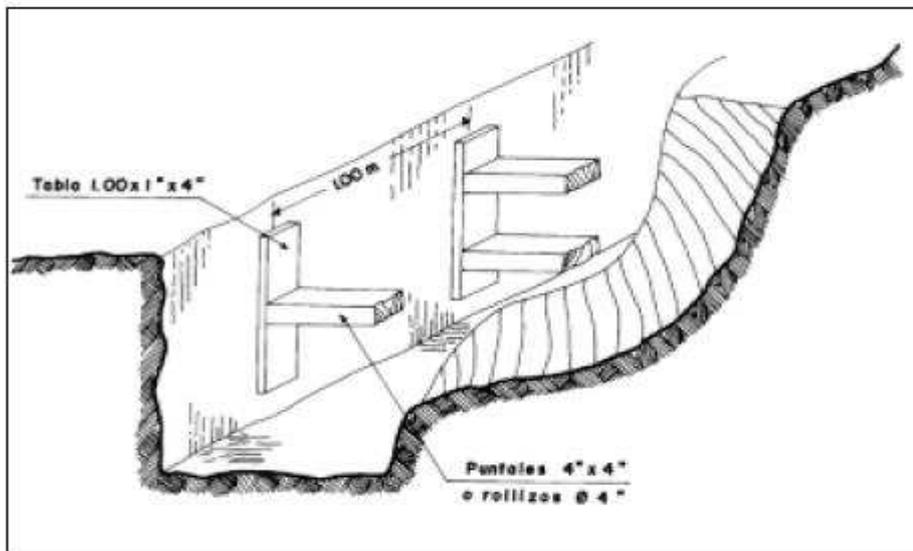


Figura 1. Apuntalamiento de zanjas.

b) Abierto Es el más usual, utilizado en terrenos firmes y en zanjas poco profundas. Este entibado no cubre totalmente las paredes de la zanja, dejando descubiertas algunas porciones de tierra (véase figura 2).

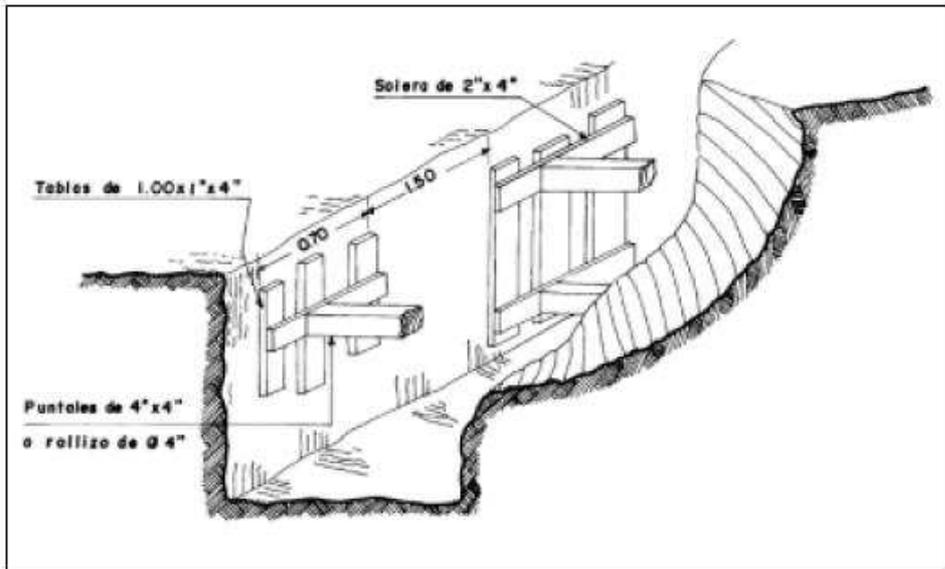


Figura 2. Entibado abierto.

c) Cerrado Empleado en zanjas de una profundidad mediana, variando su utilización en función del tipo de suelo y de la necesidad de una mayor protección. Este tipo de entibado cubre totalmente las paredes laterales de la zanja (véase figura 3).

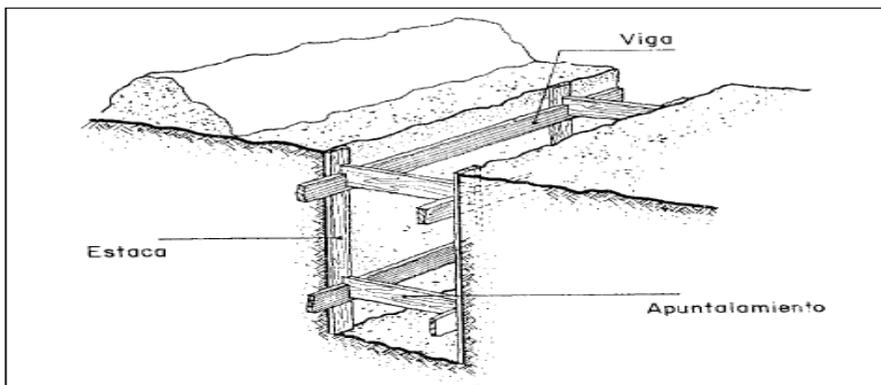


Figura 3. Entibado cerrado.

d) Metálico En este caso el suelo lateral será contenido por tablonces de madera 2" 6", contenidos en perfiles metálicos doble "T", de 30 cm (12") espaciados cada 2,0 m e hincados en el terreno con la penetración indicada en el proyecto y de conformidad con el tipo de terreno y la profundidad de la zanja. Los perfiles serán



soportados con perfiles metálicos doble "T" de 30 cm (12") espaciados cada 3,0 m (véase figura 4).

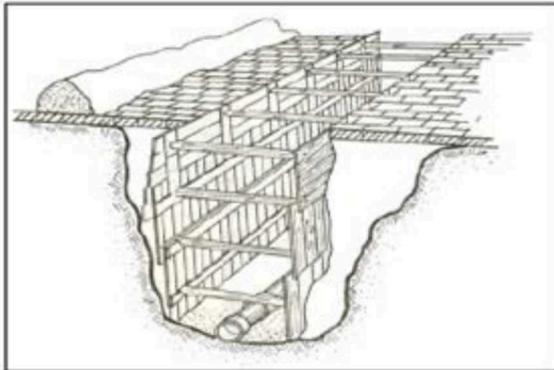


Figura 4. Entibado metálico.

Aun cuando el suelo no fuera estable, no será necesario el entibado cuando:

- Cuando sea factible excavar la zanja con las paredes inclinadas (véase figura 5), siempre que se tenga la seguridad de la estabilidad de la zanja, en ese caso el ancho del fondo de la zanja deberá adoptar los valores presentados en el cuadro 1.

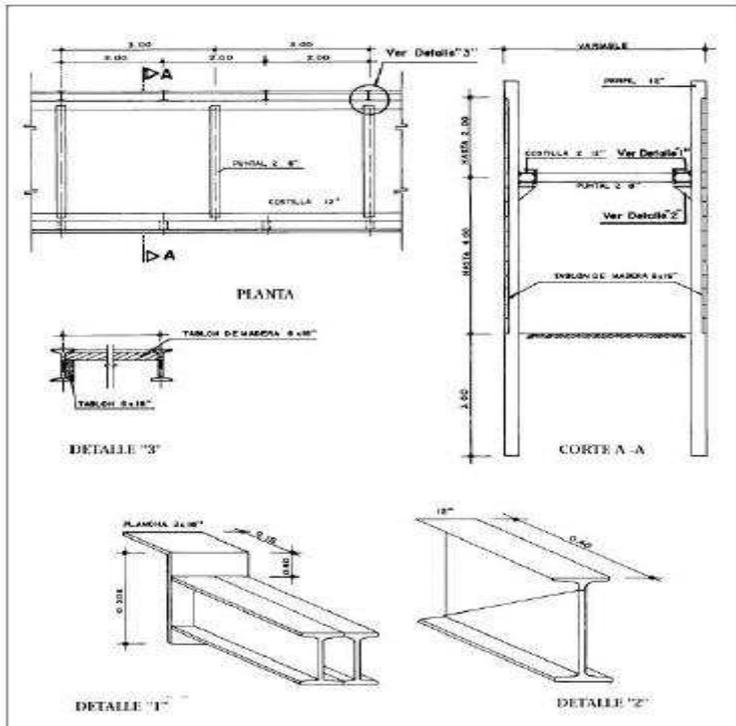


Figura 5. Zanja con paredes en rampas inclinadas.

- En algunos casos, las zanjas se vuelven inestables con longitudes de excavación mayor a 5 m; por tanto, podría evitarse esta inestabilidad si se ejecuta la excavación de forma discontinua; se excavan extensiones entre 3 y 5 m, dejando el suelo intacto entre 0,5 y 1,0 m, y volviendo a excavar nuevamente. Para ello, se deberá verificar si la estabilidad de la zanja no se vea comprometida. La parte de la tierra que separa las dos partes excavadas se llama "damero".

Al nivel de la solera de la zanja se abre un pequeño túnel bajo el "damero", y se hace la conexión entre los dos tramos, permitiendo así el asentamiento de la tubería. Gran parte del material utilizado en el entibado puede volverse a aprovechar, dependiendo, de la calidad del material, del mantenimiento y del cuidado que se haya tenido al momento de retirarlo. Como referencia, a continuación se describe el entibado recomendable en función del tipo de suelo.



Tipo de suelo	Entibado recomendable
Tierra roja y de compactación natural. Tierra compacta o arcilla	Abierto
Tierra roja, blanca y marrón Discontinuo Tierra sílicea (seca)	Abierto
Tierra roja tipo ceniza barro saturado	Cerrado
Tierra saturada con estratos de arena Turba o suelo orgánico	Cerrado
Tierra Blanca Arcilla Blanda	Cerrado
Limo Arenoso	Cerrado
Suelo Granular Arena gruesa	Cerrado
Arcilla Cohesiva	Apuntalamiento

7. Suministro e instalación de tuberías

7.1. Generalidades

El tipo y clase de material de la línea de alcantarillado será determinado por el proyectista de acuerdo a las características de la misma; topografía del terreno, recubrimiento y mantenimiento de la línea a instalar, tipo y calidad de suelo (agresividad por presencia de cloruros, sulfatos). Toda tubería de agua y desagüe que cruce ríos, líneas férreas o alguna instalación especial, necesariamente deberá contar con su diseño específico de cruce, que contemple básicamente la protección que requiera la tubería. El procedimiento a seguir en la instalación de la línea de alcantarillado será proporcionado por los mismos fabricantes en sus manuales de instalación.



7.2. Transporte y descarga

Durante el transporte y el acarreo de las tuberías desde la fábrica hasta la puesta a pie de obra, deberá tenerse el mayor cuidado evitándose los golpes y trepidaciones, siguiendo las instrucciones y recomendaciones de los fabricantes. Para la descarga de la tubería en obra en diámetros menores de poco peso, deberá usarse cuerdas y tabloncillos, cuidando de no golpear los tubos al rodarlos y deslizarlos durante la bajada. Para diámetros mayores, es recomendable el empleo de equipo mecánico con izamiento. Los tubos que se descargan al borde de zanjas, deberán ubicarse al lado opuesto del desmonte excavado y, quedarán protegidos del tránsito y del equipo pesado. Cuando los tubos requieren previamente ser almacenados en la caseta de obra, deberán ser apilados en forma conveniente y en terreno nivelado, colocando cuñas de madera para evitar desplazamientos laterales. Sus correspondientes anillos de jebe y/o empaquetaduras, deberá conservarse limpios, en un sitio cerrado, ventilado y bajo sombra.

7.3. Refine y nivelación

Para proceder a instalar las líneas de alcantarillado, previamente las zanjas excavadas deberán estar refinadas y niveladas. El refine consiste en el perfilamiento tanto de las paredes como del fondo, teniendo especial cuidado que no queden protuberancias rocosas que hagan contacto con el cuerpo del tubo. La nivelación se efectuará en el fondo de la zanja, con el tipo de cama de apoyo aprobada de acuerdo a lo especificado.



7.4. Cama de apoyo

Las características de la cama de apoyo se indican en las especificaciones técnicas para rellenos incluidas en este documento.

7.5. Bajada a zanja

Antes de que las tuberías y accesorios, sean bajadas a la zanja para su colocación, cada unidad será inspeccionada y limpiada, eliminándose cualquier elemento defectuoso que presente rajaduras o protuberancias. La bajada podrá efectuarse a mano sin cuerdas, a mano con cuerdas o con equipo de izamientos, de acuerdo al diámetro, longitud y peso de cada elemento y, a la recomendación de los fabricantes con el fin de evitar que sufran daños, que comprometan el buen funcionamiento de la línea.

7.6. Cruces con servicios existentes

En los puntos de cruces con cualquier servicio existente, la separación mínima con la tubería de agua y/o desagüe, será de 0,20 m, medidos entre los planos horizontales tangentes respectivos. El colector de alcantarillado preferentemente deberá cruzar por debajo del tubo de agua, lo mismo que el punto de cruce deberá coincidir con el centro del tubo de agua, a fin de evitar que su unión quede próxima al colector. Sólo por razones de niveles, se permitirá que tubo de agua cruce por debajo del colector, debiendo cumplirse las 0,20 m de separación mínima y, la coincidencia en el punto de cruce con el centro del tubo de agua. No se instalará ninguna línea de alcantarillado, que pase a través o entre en contacto con ninguna



cámara de inspección de desagües, luz, teléfono, etc., ni con canales para agua de regadío.

7.7. Limpieza de las líneas

Antes de proceder a su instalación, deberá verificarse su buen estado, conjuntamente con sus correspondientes uniones, los cuales deberán estar convenientemente lubricados. Antes del proceso de instalación se efectuará una limpieza del interior de la tubería con instrumentos de aire a presión. Durante el proceso de instalación, todas las líneas deberán permanecer limpias en su interior. Los extremos opuestos de las líneas, serán sellados temporalmente con tapones, hasta cuando se reinicie la jornada de trabajo, con el fin de evitar el ingreso de elementos extraños a ella. Para la correcta colocación de las líneas de alcantarillado, se utilizarán procedimientos adecuados, con sus correspondientes herramientas.

7.8. Instalación de tuberías de desagüe

Se describe a continuación el procedimiento de colocación de las líneas de desagüe con uniones flexibles.

a) Nivelación y alineamiento.- Las tuberías deberán quedar alineadas según el eje de la excavación, sin que exista ninguna deformación a lo largo de la línea de caída. La instalación de un tramo (entre dos buzones), se empezará por su parte extrema inferior, teniendo cuidado que la campana de la tubería, quede con dirección aguas arriba. En los ramales condominiales y en las áreas de mayor pendiente, el asentamiento puede seguir el siguiente procedimiento:



- Se marca una zanja en tramos de 15 en 15 m.
- Se asienta en cada extremo un tubo.
- Se extiende una cuerda de nylon, de campana a campana bien estirada, a fin de facilitar el estiramiento de los tubos intermedios.
- Se inicia la colocación de los tubos de aguas abajo para aguas arriba.

En las áreas donde se necesite mayor precisión, principalmente cuando se trata de colectores externos situados en áreas planas o en mayores profundidades (>1,50 m), el asentamiento debe obedecer los siguientes criterios:

- La nivelación del terreno a lo largo del recorrido de los colectores se realizará en intervalos de 20 m.
- El trazado de las referencias de nivel, obtenidas en los puntos principales del lugar, o traídas de los puntos conocidos más próximos del área a ser saneada; distará a lo máximo 200 m entre sí, siendo obligatoria la realización de una contranivelación.

b) Niplería.- Todo el tramo será instalado con tubos completos a excepción del ingreso y salida del buzón en donde se colocarán niples de 0,60 m como máximo, anclados convenientemente al buzón.

c) Profundidad de la línea de desagüe. En todo tramo de arranque, el recubrimiento del relleno será de 1,00 m como mínimo, medido de clave de tubo a nivel de pavimento. Sólo en caso de pasajes peatonales y/o calles angostas hasta de 3,00 m de ancho, en donde no exista circulación de tránsito vehicular, se



permitirá un recubrimiento mínimo de 0,60 m. En cualquier otro punto del tramo, el recubrimiento será igual o mayor a 1,00 m. Tales profundidades serán determinados por las pendientes de diseño del tramo o por las interferencias de los servicios existentes. Las redes simplificadas, cuando van colocadas en las veredas y jardines, tendrán un recubrimiento mínimo de 0,50 m. Las redes condominiales tendrán un recubrimiento mínimo de 0,30 m cuando van colocadas interiormente al lote.

d) Cambio de diámetro de la línea de desagüe. En los puntos de cambio de diámetro de línea, en los ingresos y salidas del buzón, se harán coincidir las tuberías; en la clave, cuando el cambio sea de menor a mayor diámetro en fondo cuando el cambio sea de mayor a menor diámetro.

e) Uniones o juntas.- Las uniones que juntarán las conexiones entre los tubos y su hermeticidad, pueden ser de dos tipos:

- Elásticas: anillos de jebe.
- No elásticas: mortero de cemento y arena, material asfáltico o de plomo, éstas últimas para los tubos de hierro fundido.

Estas uniones deben tener las siguientes características:

- Impermeabilidad.
 - Facilidad de operación.
 - Flexibilidad.
 - Disponibilidad.
 - Costo reducido
-



Las uniones elásticas, con anillo de jebe, se pueden emplear únicamente en tubos especialmente fabricados para este tipo de unión. Presenta como ventajas, con relación a las uniones no elásticas, una hermeticidad eficiente, considerable elasticidad y mayor durabilidad. El procedimiento para su operación es el siguiente:

- Limpiar con un "waype" el interior de la campana y la espiga del tubo donde será introducido.
 - Colocar el anillo de jebe donde se colocará la campana.
 - Aplicar una pasta lubricante, proporcionada por el fabricante, o grasa vegetal, la aplicación se hará en la parte visible del anillo y de la espiga del tubo que se introducirá en la campana.
 - Se deberá certificar que la espiga del tubo se encuentra encofrada e introducida en la campana, hasta tener la seguridad de que ha tocado el fondo y, posteriormente, retroceder un poco el tubo (± 1 cm) para, de este modo, permitir eventuales dilataciones. Las uniones de mortero de cemento y arena se usan comúnmente en tuberías tipo espiga y campana de masilla de barro y de asbesto-cemento. El procedimiento para su operación es el siguiente.
 - Limpiar el interior de la campana y la espiga del tubo que será introducido.
 - Preparar la mezcla de cemento y arena de un volumen en una proporción de 1:3 a 1:4.
 - Colocar el mortero en la parte inferior de la campana hasta completar $1/4$ del diámetro.
-



- Encajar la espiga del tubo en la campana, teniendo cuidado de no sacarla del alineamiento.
- Llenar las partes laterales y superior de la unión con mortero, removiendo con una herramienta apropiada (rastrillo), el material que caiga en el interior del tubo.

8. Relleno de zanjas

8.1. Generalidades

El relleno deberá seguir a la instalación de la tubería tan cerca como sea posible, los fines esenciales que deberán cumplir este relleno son:

- Proporcionar un lecho para la tubería.
- Proporcionar por encima de la tubería, una capa de material escogido que sirva de amortiguador al impacto de las cargas exteriores.

Siempre que sea posible, se deberá utilizar el mismo material excavado para el relleno de la zanja. Las material a utilizar en el relleno de la instalación de tuberías es el siguiente de acuerdo a sus características físicas.

8.2. Material selecto

Es el material utilizado en el recubrimiento total de la tubería y que deberá cumplir con las siguientes características:

a) Físicas. Deberá estar libre de desperdicios orgánicos o material compresible o destructible, el mismo que no debe tener piedras o fragmentos de piedras mayores a $\frac{3}{4}$ " en diámetro, debiendo además contar con una humedad óptima y densidad correspondiente. El material será una combinación de arena, limo y arcilla bien



graduada, del cual: no más del 30% será retenida en la malla N° 4 y no menos de 55%, ni más del 85% será arena que pase la malla N° 4 y sea retenida en la malla N° 200.

b) Químicas. Que no sea agresiva, a la tubería instalada en contacto con ella.

8.3. Material seleccionado

Es el material utilizado en el relleno de las capas superiores que no tenga contacto con la tubería, debiendo reunir las mismas características físicas del material selecto, con la sola excepción de que puede tener piedras hasta de 6” de diámetro en un porcentaje máximo del 30%. Si el material de la excavación no fuera el apropiado, se reemplazará por “Material de Préstamo”, previamente aprobado, con relación a características y procedencia.

8.4. Cama de apoyo

El tipo y la calidad del apoyo que tenga una tubería que ha sido tendida en una zanja, es otro factor que influye notablemente en la capacidad de soporte de los conductos enterrados. El fondo de la zanja debe conformarse para proveer un apoyo firme, estable y uniforme a lo largo de toda la longitud de la tubería. Los materiales más económicos son: arena, fina o triturado pequeño, ya que su compactación se obtiene con un mínimo de apisonamiento. Con esta base, el objetivo primordial es evitar vacíos debajo y alrededor de cuadrante de la tubería. El fondo de la zanja deberá ser también continuo, plano y libre de piedras, troncos o materiales duros y cortantes. Deberá nivelarse también de conformidad con el perfil longitudinal de la canalización y quedar exento de cualquier obra antigua de



mampostería. Para proceder a instalar las líneas de alcantarillado, previamente las zanjas excavadas deberán estar refinadas y niveladas. El refine consiste en el perfilamiento tanto de las paredes como del fondo, teniendo especial cuidado que no queden protuberancias rocosas que hagan contacto con el cuerpo del tubo. De acuerdo al tipo y clase de tubería a instalarse, los materiales de la cama de apoyo que deberá colocarse en el fondo de la zanja serán (ver figura 7):

- a) En terrenos normales y semirocosos Será específicamente de arena gruesa o gravilla, que cumpla con las características exigidas como material selecto a excepción de su granulometría. Tendrá un espesor no menor de 0,10 m, debidamente compactada o acomodada (en caso de gravilla), medida desde la parte baja del cuerpo del tubo. Sólo en caso de zanja, en que se haya encontrado material arenoso no se exigirá cama.
- b) En terreno rocoso será del mismo material y condición del inciso “a”, pero con un espesor no menor de 0,15 m.
- c) En terreno inestable (arcillas expansivas, limos etc.) la cama se ejecutará de acuerdo a las recomendaciones del proyectista. En casos de terrenos donde se encuentren capas de relleno no consolidado, material orgánico objetable y/o basura, será necesario el estudio y recomendaciones de un especialista de mecánica de suelos. Para el caso de tuberías flexibles de PVC se recomiendan los apoyos tipo B y C que se muestran en la figura 8.



8.5. Primer relleno compactado.

El primer relleno compactado que comprende a partir de la cama de apoyo de la tubería, hasta 0,30 m por encima de la clave del tubo, será de material selecto para terreno normal. Para otro tipo de terreno se usará una capa de material de préstamo (arena gruesa o grava de $\frac{1}{4}$ ” – $\frac{1}{2}$ ”) desde la cama de apoyo hasta la clave de la tubería y a partir de ésta hasta 0,30 m encima, el relleno será apisonado con material selecto.

Este relleno, se colocará en capas de 0,10 m de espesor terminado, desde la cama de apoyo compactándolo íntegramente con pisones manuales de peso aprobado, teniendo cuidado de no dañar la tubería y/o estructura.

8.6. Segundo relleno compactado.

El segundo relleno compactado será con material seleccionado, entre el primer relleno y la sub-base, se harán por capas no mayores de 0,15 m de espesor, compactándolo con vibro-apisonadores, planchas y/o rodillos vibratorios. No se permitirá el uso de pisones u otra herramienta manual. Durante la prueba de la tubería, es importante comprobar la impermeabilidad de las uniones, para lo cual se deben dejar las mismas descubiertas. En el caso de zonas de trabajo donde existan pavimentos y/o veredas, el segundo relleno estará comprendido entre el primer relleno hasta el nivel superior del terreno. En el caso de zonas de trabajo donde existan pavimentos y/o veredas, el segundo relleno estará comprendido entre el primer relleno hasta el nivel superior del terreno.



8.7. Material de préstamos

Se denomina así a aquel material que es extraído de una zona ajena a la obra, debido a que el volumen de excavación apto no es suficiente para cubrir los volúmenes de relleno, o en algunos casos el volumen obtenido de la excavación no reúne las condiciones físicas o químicas requeridas para ser un material selecto o seleccionado. Para lo cual es necesario rellenar con material de préstamo que cumpla con las condiciones requeridas.

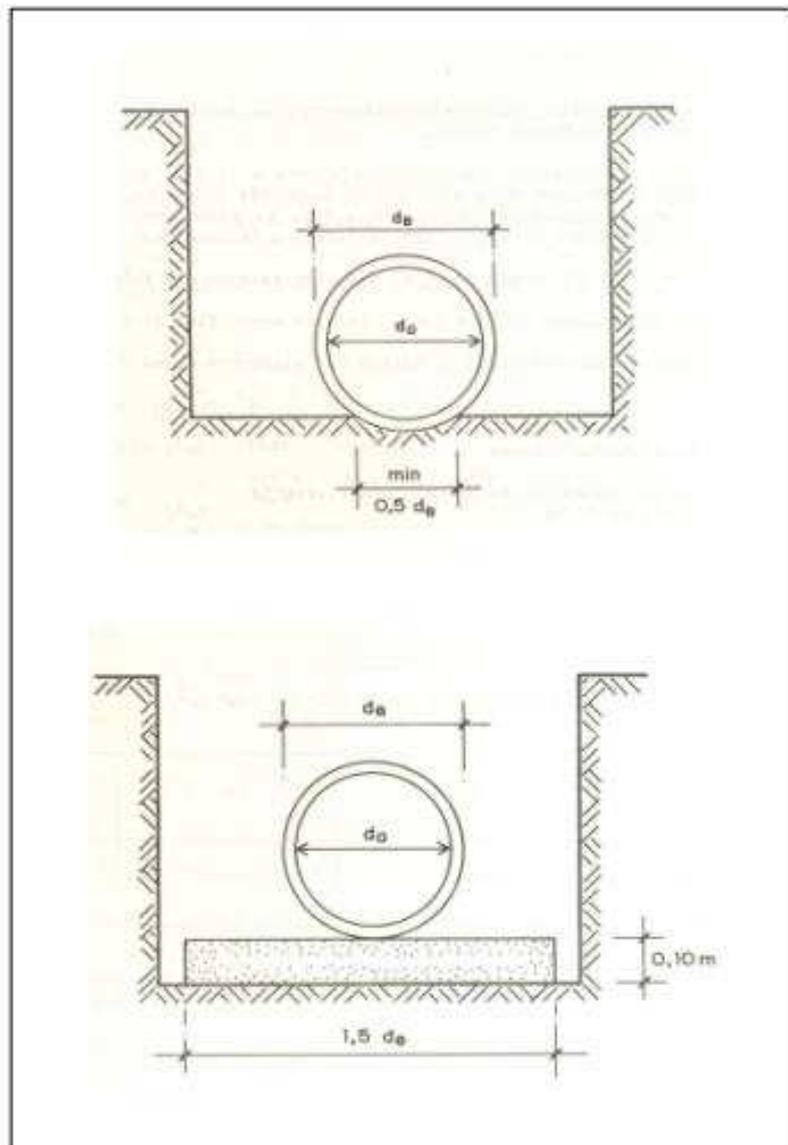




Figura 7. Cama de apoyo para asentamiento de tuberías.

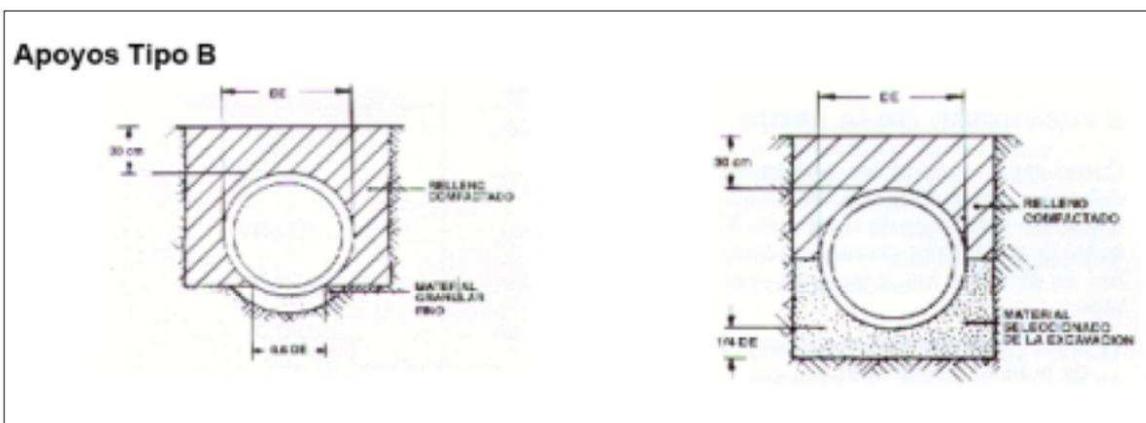
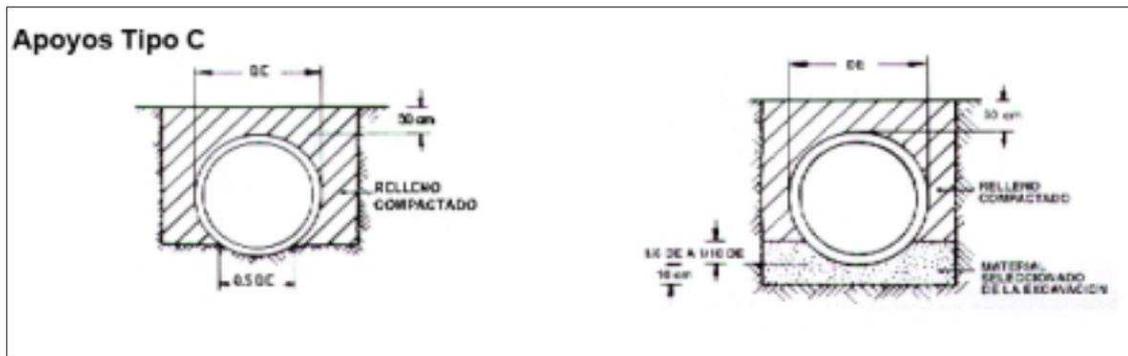


Figura 8. Cama de apoyo, apropiadas para tuberías de PVC.