

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO ANZOÁTEGUI
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE ACUEDUCTO Y CLOACAS PARA EL
NÚCLEO DE DESARROLLO ENDÓGENO LOS PILONES, UBICADO EN
EL MUNICIPIO ANACO ESTADO ANZOÁTEGUI**

REALIZADO POR:
JUAN CARLOS FERMÍN MILLÁN
C.I. 16.808.787

Trabajo Especial de Grado presentado como Requisito Parcial para optar al Título de:
INGENIERO CIVIL

BARCELONA, DICIEMBRE 2009

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO ANZOÁTEGUI
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE ACUEDUCTO Y CLOACAS PARA EL
NÚCLEO DE DESARROLLO ENDÓGENO LOS PILONES, UBICADO EN
EL MUNICIPIO ANACO ESTADO ANZOÁTEGUI

REVISADO POR:

Prof. Belkys Sebastiani
Asesor Académico

Ing. José Pino
Asesor Industrial

BARCELONA, DICIEMBRE 2009

UNIVERSIDAD DE ORIENTE
NÚCLEO ANZOÁTEGUI
ESCUELA DE INGENIERÍA Y CIENCIAS APLICADAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL



**DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE ACUEDUCTO Y CLOACAS PARA EL
NÚCLEO DE DESARROLLO ENDÓGENO LOS PILONES, UBICADO EN
EL MUNICIPIO ANACO ESTADO ANZOÁTEGUI**

APROBADO POR:

Prof. Belkys Sebastián
Asesor Académico

Prof. Ana Ghanem
Jurado Principal

Prof. Hilda Morales
Jurado Principal

BARCELONA, DICIEMBRE 2009

RESOLUCIÓN

De acuerdo con el Artículo 44 del Reglamento de de Trabajos de Grado: “Los Trabajos de Grado son propiedad exclusiva de la Universidad y sólo podrán ser utilizados a otros fines con el consentimiento del consejo de núcleo respectivo quien lo participará al Consejo Universitario.”

DEDICATORIA

A Dios, que es la luz verdadera y la fuente misma de toda luz.

AGRADECIMIENTOS

A la Empresa PDVSA GAS, Gerencia Desarrollo Social, por permitirme realizar este trabajo dentro de sus instalaciones.

A mi tutor Industrial, Ing. José Pino por su colaboración y apoyo.

A mi tutor Académico, Prof. Belkys Sebastini, por su especial orientación en el desarrollo del trabajo.

A todos los que participaron y contribuyeron en la realización de este proyecto, infinitas GRACIAS.

INDICE GENERAL

RESOLUCIÓN	iv
DEDICATORIA	v
AGRADECIMIENTOS	vi
INDICE GENERAL	vii
LISTA DE FIGURAS	xiii
LISTA DE TABLAS	xv
RESUMEN.....	xvi
CAPÍTULO I.....	17
INTRODUCCIÓN	17
1.1 Estado Anzoátegui	17
1.1.1 Generalidades.....	17
1.2 Anaco	18
1.2.1 Ubicación	18
1.2.2 Origen.....	19
1.2.3 Aspectos físicos y ambientales	19
1.2.3.1 Clima.....	19
1.2.3.2 Suelos	20
1.2.3.3 Economía	20
1.3 Campo los pilones.....	21
1.3.1 Ubicación	21
1.3.2 Origen.....	22
1.3.3 Condiciones actuales.....	22
1.3.4 Entorno urbano.....	24
1.3.5 Análisis específico del área en estudio	24
1.3.5.1 Morfología Urbana.....	24
1.3.5.2 Calles.....	25

1.3.6	Potencialidades.....	28
1.4	Núcleo de desarrollo endógeno los pilones.....	28
1.4.1	Propuesta de Desarrollo Endógeno	28
1.4.2	Descripción y visualización del proyecto	29
1.4.2.1	Vialidad.....	29
1.4.2.2	Terraceo.....	29
1.4.2.3	Área Residencial	30
1.4.2.4	Áreas para Usos Complementarios	30
1.4.2.5	Servicios.....	32
1.4.2.6	Resumen	32
1.5	Planteamiento del problema.....	33
1.6	Objetivos de la investigación	35
1.6.1	Objetivo General	35
1.6.2	Objetivos Específicos.....	35
CAPÍTULO II		36
MARCO TEÓRICO.....		36
2.1	Definición de términos básicos	36
2.1.1	Fluido	36
2.1.2	Agua Potable	36
2.1.3	Aguas Servidas.....	37
2.1.4	Dotación.....	37
2.1.5	Caudal	37
2.1.6	Velocidad	38
2.1.7	Presión.....	38
2.2	Investigaciones preliminares.....	38
2.2.1	Estudios demográficos	38
2.2.2	Estudios topográficos.....	39
2.2.3	Estudios sanitarios.....	40
2.2.4	Estudios hidrológicos.....	41

2.2.5 Estudios geológicos.....	41
2.2.6 Estudios misceláneos	41
2.2.7 Estudios de obras existentes.....	42
2.3 Sistema de acueducto	42
2.3.1 Principales sistemas de abastecimiento de agua potable	43
2.4 Componentes del sistema de abastecimiento de agua potable	44
2.4.1 Tipos de redes de distribución	46
2.4.1.1 Redes malladas.....	46
2.4.1.2 Redes ramificadas	46
2.4.1.3 Redes mixtas	47
2.5 Periodos de diseño.....	48
2.6 Demanda de agua	48
2.6.1 Cálculo de la demanda de agua.....	49
2.6.2 Variaciones Periódicas De Consumo.....	49
2.7 Consideraciones generales para el diseño de una red de distribución de agua .	51
2.8 Métodos para la determinación de caudales en los nodos.....	53
2.8.1 Método de las Áreas.....	53
2.8.2 Método de Densidad Poblacional	54
2.8.3 Método de la Longitud Unitaria.....	54
2.8.4 Método de la Repartición Media.....	55
2.8.5 Método del Número de Familias.....	55
2.9 Análisis hidráulico de la red de distribución - método de hardy cross	56
2.10 Chequeo de velocidades.....	59
2.11 Chequeo de presiones.....	60
2.12 Capacidad de los estanques de almacenamiento.....	61
2.13 Ubicación de válvulas de paso	63
2.14 Ubicación de hidrantes.....	64
2.15 Sistema de recolección de aguas servidas.....	64
2.15.1 Tipos de sistemas de recolección de aguas servidas	65

2.16 Componentes de un sistema de recolección de aguas servidas.....	66
2.16.1 Red de tuberías.....	66
2.16.2 Bocas de visita.....	67
2.16.2.1 Ubicación.....	67
2.16.2.2 Tipos.....	67
2.16.3 Instalaciones Complementarias.....	69
2.17 Gastos de aguas servidas.....	70
2.17.1 Gastos de Aguas Servidas Domiciliarias.....	71
2.17.2 Gastos de aguas industriales, comerciales e institucionales:.....	71
2.17.3 Gastos de Infiltración.....	72
2.17.4 Gasto unitario.....	72
2.17.5 Gasto por tramos.....	73
2.18 Ubicación de los colectores.....	74
2.19 Material de los colectores y coeficiente de rugosidad.....	74
2.20 Elementos hidráulicos de un colector circular a sección llena.....	76
2.20.1 Capacidad.....	76
2.20.2 Tirante de agua.....	76
2.20.3 Velocidad.....	77
2.20.4 Perímetro mojado.....	77
2.20.5 Área mojada (A_c).....	77
2.20.6 Radio hidráulico (R_c).....	77
2.21 Elementos hidráulicos para un tirante h	78
2.22 Pendientes y velocidades admisibles.....	78
2.23 Profundidad mínima de los colectores.....	79
2.24 Profundidad máxima de los colectores.....	80
2.25 Cotas de los colectores en las bocas de visita.....	80
2.26 Ancho de zanja.....	81
2.27 Tipos de apoyos de colectores.....	83
2.27.1 Apoyo tipo A.....	83

2.27.2 Apoyo tipo B.....	83
2.27.3 Apoyo tipo C.....	83
2.28 Clases de tuberías de concreto	84
2.29 Cargas externas sobre las tuberías.....	86
2.29.1 Cargas muertas.....	86
2.29.2 Cargas vivas.....	87
2.29.3 Carga total.....	88
CAPÍTULO III.....	90
DISEÑO DEL ACUEDUCTO.....	90
3.1 Estimación de la población	90
3.2 Estimación del gasto de agua potable	91
3.3 Determinación de los gastos en cada nodo	92
3.4 Determinación de los gastos de tránsito por el método de hardy cross	92
3.5 Almacenamiento para compensar las variaciones horarias del consumo	94
3.6 Cálculo de capacidad de los estanques de almacenamiento.....	96
3.7 Aplicación del software watercad.....	96
3.7.1 Configuración del proyecto.....	96
3.7.2 Trazado de la red.....	98
3.7.3 Ventana de entrada de datos.....	98
3.7.4 Ventana de entrada de datos para tuberías	99
3.7.5 Ventana de entrada de datos para nodos	100
3.7.6 Ventana de entrada de datos para reservorio	100
3.7.7 Ventana de entrada de datos para estanques de almacenamiento	101
3.7.8 Ventana de entrada de datos para válvulas de paso	102
3.7.9 Ventana de entrada de datos para bombas	103
3.7.10 Flex tables	104
3.7. 11 Variación de consumo.....	105
3.7.12 Escenarios	106
3.7.13 Corrida Del Programa	107

3.7.14 Análisis de la calidad del agua.....	109
3.7.14.1 Tiempo de retención del agua en el sistema.....	109
3.7.14.2 Cantidad de cloro	112
CAPÍTULO IV.....	114
DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCIÓN DE AGUAS.....	114
4.1 Aportes cloacales	114
4.2 Gastos provenientes del acueducto:	114
4.3 Gastos de infiltración	115
4.4 Cálculo del caudal de diseño por tramos.....	115
4.5 Cálculo de la velocidad a sección plena.....	115
4.6 Cálculo del caudal a sección plena.....	116
4.7 Cálculo de las relaciones hidráulicas por tramo.....	116
4.8 Cálculo de la diferencia de elevación entre rasantes.....	117
CONCLUSIONES	119
RECOMENDACIONES	122
BIBLIOGRAFÍA	123
METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO.....	126

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 Ubicación del Estado Anzoátegui.....	17
Figura 1.2 Ubicación de la ciudad de Anaco.	19
Figura 1.3 Suelos y vegetación de la ciudad de Anaco.....	20
Figura 1.4 Actividades económicas en Anaco.....	21
Figura 1.5 Vistas aéreas de la trama del campo.....	23
Figura 1.6 Vista general área industrial.	23
Figura 1.7 Vista general área residencial.....	23
Figura 1.8 Morfología campo Los Pilonos.....	25
Figura 1.9 Calles del campo Los Pilonos.....	26
Figura 1.10 Servicios de Infraestructura.....	27
Figura 2.1 Red mallada.....	46
Figura 2.2 Red ramificada.....	47
Figura 2.3 Red mixta.....	47
Figura 2.4 Típica Variación Horario del Consumo.....	50
Figura 2.5 Esquema de la Variación Diaria del Consumo.....	50
Figura 2.6 Boca de Visita Tipo 1a.....	69
Figura 2.7 Esquema en planta de la ubicación de las obras de captación en un sistema de aguas negras. (2).....	70
Figura 2.8 Ubicación del Colector (2).....	74
Figura 2.9 Relación de Elementos Hidráulicos de una Sección Circular (2).....	78
Figura 2.10 Tipos de Apoyo de Colectores. Fuente: (11).....	84
Figura 2.11 Coeficientes de Carga Viva para Tuberías Enterradas en Zanjas.....	89
Figura 2.12 Coeficientes de Carga Muerta para Tuberías Enterradas en zanjas.....	89
Figura 3.1 Configuración del Proyecto.....	97
Figura 3.2 Trazado de Red.....	98
Figura 3.3 Ventana de Entrada de Datos para Tuberías.....	99

Figura 3.4 Ventana de Entrada de Datos para Nodos	100
Figura 3.5 Ventana de Entrada de Datos para Reservorio	101
Figura 3.6 Ventana de Entrada de Datos para Estanques de Almacenamiento	102
Figura 3.7 Ventana de entrada de datos para válvulas de paso	103
Figura 3.8 Ventana de Entrada de Datos para Bombas.....	104
Figura 3.9 Flex Tables.....	105
Figura 3.10 Variación del Consumo	106
Figura 3.11 Ventana Color Coding	111
Figura 3.12 Tiempo de retención del agua en el sistema	111
Figura 3.13 Ventana de Cantidad de Cloro	113

LISTA DE TABLAS

Tabla 1.1 Resumen N.U.D.E. Los Pilones.....	32
Tabla 2.1 Valores del coeficiente α para diferentes valores de C.....	58
Tabla 2.2 Gastos y velocidades máximas recomendadas.....	59
Tabla 2.3 Durante incendios	60
Tabla 2.4 Durante consumos máximos.....	60
Tabla 2.5 Estimación de la duración de incendios.....	62
Tabla 2.6 Tipos de bocas de visita	68
Tabla 2.7 Coeficiente de rugosidad.....	75
Tabla 2.8 Velocidades límites.....	79
Tabla 2.9 Anchos de zanja	82
Tabla 2.10 Resistencia de los tubos de concreto.....	85
Tabla 2.11 Densidad del material de relleno según el tipo de suelo.....	87
Tabla 3.1: Estimación del gasto máximo diario y horario para el sistema de acueducto	91
Tabla 3.2 Ejemplo de Determinación De Los Gastos De Tránsito Por El Método De Hardy Cross.....	93
Tabla 3.3 Ejemplo de Determinación De Los Gastos De Tránsito Por El Método De Hardy Cross (Q Corregidos)	94

RESUMEN

El campo Los Pilonos está ubicado al sureste del casco central de la ciudad de Anaco, Estado Anzoátegui, posee una forma irregular con una superficie de 80,43 ha., y presenta condiciones de deterioro de sus instalaciones, deficiencias en el urbanismo, y déficit de servicios básicos. Enfocado en el propósito de desarrollo de las comunidades, la Gerencia de Distrito Social de PDVSA GAS, decide iniciar un estudio de factibilidad para desarrollar el Campo Los Pilonos, como un Núcleo de Desarrollo Endógeno. Por lo que es necesario diseñar todos los servicios según la normativa vigente y de acuerdo al nuevo proyecto, siendo la red de acueductos y la red cloacas las principales prioridades. Por lo que se realiza esta investigación de Campo, descriptiva y experimental, modalidad proyecto factible; para diseñar tales sistemas de acueducto y cloacas. El diseño del sistema está calculado para abastecer a una población de 5720 habitantes. La nueva Red de Distribución de Agua Potable fue calculada con el programa Water Cad, está integrada por tuberías de PVC con diámetros de 4", 6", y 8", transportando un caudal máximo horario de 84,88 l/s. El sistema incluye dos tanques de almacenamiento con capacidad de 1305 m³ y 1715 m³ cada uno. Para el Sistema de Cloacas se diseñaron bocas de visita Tipo Ia, las pendientes de diseño en su mayoría se asumieron igual a la pendiente del terreno, a excepción de ciertos tramos donde se calcularon de tal manera que se asegure una velocidad mínima del agua de 0,60 m/s. Los colectores serán de concreto de diámetro 8", 12", 15", 18". La descarga de aguas servidas se realizará en una planta de tratamiento que será ubicada cercana a la boca de visita A1; el diseño de dicha planta es ajeno a este trabajo.

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN

1.1 Estado Anzoátegui

1.1.1 Generalidades

Ubicación: El Estado Anzoátegui está situado al Noreste de Venezuela. Limita al Norte con el Mar Caribe; por el este con los Estados Sucre y Monagas; por el sur con el río Orinoco, que le separa del Estado Bolívar y por el oeste, con los Estados Guárico y Miranda.



Figura 1.1 Ubicación del Estado Anzoátegui.

Capital: La capital del Estado es Barcelona; fundada en 1671. La ciudad está a orillas del Neverí, a 3 kilómetros del mar y a 13 metros de altitud.

Otras Poblaciones del Estado: Anaco, Aragua de Barcelona, Cantaura, Clarines, El Tigre, Pariaguán, Píritu, Puerto la Cruz, San Tomé, Santa Rosa y Soledad.

Extensión Territorial: 43300 km² lo que representa un 4,7% del total de Territorio Nacional. Es el séptimo estado con mayor superficie del país.

Población: Con base en el desarrollo poblacional, el estado ocupa el séptimo lugar con respecto al total nacional, con una población de 1.209.102 habitantes (INE 2001).

Clima: Temperatura Media Anual (Max-Min) Entre 25° y 27° Celsius o Centígrados. Su época de lluvia es de mayo a noviembre.

Economía: Además del turismo la actividad que mayor desarrollo ha experimentado en el estado es la industria petrolera, sobretodo la industria petroquímica. La actividad agrícola también ha venido experimentando un crecimiento.

Productos Principales:

Agropecuaria: Pesca, maní, maíz, sorgo, raíces y tubérculos.

Industriales: Petróleo crudo y refinado, gas natural y sus derivados, hulla, cemento, productos alimenticios y bebidas.

1.2 Anaco

1.2.1 Ubicación

Anaco, capital del municipio homónimo, se localiza en la zona central del estado Anzoátegui. Ocupa una ubicación privilegiada en el mismo, debido a su cercanía relativa a las principales ciudades del estado. Es considerada como la tercera ciudad de importancia dentro del estado Anzoátegui, seguida de las conurbaciones de Barcelona – Lechería - Puerto La Cruz – Guanta y El Tigre - San José de Guanipa.



Figura 1.2 Ubicación de la ciudad de Anaco.

1.2.2 Origen

Anaco radica sus orígenes bajo un perfil de campo petrolero, originado a mediados del año 1.935, donde los primeros asentamientos se originan en función a la crecida migratoria por el boom de la explotación petrolera. A partir de entonces la ciudad ha ido adoptando un desarrollo progresivo sin estudio previo alguno, argumentando su organización a la necesidad de generar un centro urbano residencial a partir de las instalaciones de la industria petrolera, las cuales presentan su mayor afluencia hacia la zona norte de la ciudad.

1.2.3 Aspectos físicos y ambientales

1.2.3.1 Clima

Anaco es una ciudad caracterizada por su clima tropical semiárido e isotermo, con temperaturas medias mensuales de 26,5 grados y una media anual de 26,7 grados. De precipitaciones máximas de 418,6 milímetros, una humedad relativa de 76,3% y vientos en dirección sureste-noreste con una velocidad de 17,5 Km./h.

1.2.3.2 Suelos

Presenta terrenos de superficies planas y semionduladas, con relieve general de 1 al 8% de pendiente, corresponde a una sedimentación del terciario y a la formación mesa del período cuaternario. La ciudad se caracteriza por una litología limoarenosa, con suelos rojizos, de alto contenido de hierro por procesos de lixiviación, de textura limoarenosa. Su vegetación corresponde al bosque seco-tropical, donde se observan elementos arbóreos dispersos sobre todo hacia el extremo norte de la ciudad. Presenta una vegetación bastante intervenida y asociada a sabanas escasamente arboladas con abundancia de pastos, gamelotes y mastranto.



Figura 1.3 Suelos y vegetación de la ciudad de Anaco

1.2.3.3 Economía

La población se estima en 142.046 hab.* Y al igual que los principales centros poblados del Estado Anzoátegui su principal economía radica en la explotación petrolera y gasífera, lo que ha conllevado a la numerosa presencia de actividades relacionadas a servicios de mantenimiento y apoyo a la extracción en pozos, de la misma forma a actividades de tipo comercial, cada día más especializadas, para lograr atender así a la creciente población y a las demandas generadas por sus habitantes. A

a vez la nueva perspectiva de explotación gasífera promueve un gran impacto económico, lo que desarrolla una dinámica social que genera paulatinamente nuevos centros de albergue y recreación.

Además la ciudad cuenta con numerosos recursos ganaderos y agrícolas en sus márgenes rurales.



Figura 1.4 Actividades económicas en Anaco.

1.3 Campo los pilones

1.3.1 Ubicación

El campo Los Pilones está ubicado al sureste del casco central de la ciudad de Anaco, posee una forma irregular con una superficie de 80,43 has, se accede a través de la colectora 2 Los Pilones, vía que conduce a Santa Rosa en el lindero sur del terreno, la cual comunica con el estado Monagas.

De acuerdo a la poligonal establecida dentro del Plan de Ordenación Urbanística de Anaco (aprobado en 1.993 por MINDUR), aplica para Los Pilones el área residencial AR-1, así como zona de interés petrolero (ZI). Cabe destacar que dicho plan dividió en varios sectores la ciudad de Anaco, como áreas residenciales (AR), nuevos desarrollos residenciales (NDR), áreas comerciales (C), áreas industriales (I y SI) y nuevos desarrollos industriales (NDI).

1.3.2 Origen

Para 1.940, en una extensión de tierra llamada Hato Los Pilones, perteneciente a la Familia Farrera-Rengifo, se comienza la compra de lotes de terreno por parte de las empresas transnacionales para la construcción del campo residencial Mene Grande, en el cual se iniciaron estudios geológicos para la extracción de petróleo, llamado en ese momento el ORO NEGRO. Fue entonces a partir de esta actividad cuando comenzó el movimiento de habitantes de otros sectores del país, lo cual conllevó al desarrollo de un campo residencial, inicialmente con el concepto de campos temporales, enmarcados dentro de módulos de casa rodantes. Sin embargo, debido a la explotación petrolera, y a la movilización económica-social generada en la zona, nace la idea de implantar un campo bajo una visión de permanencia más duradera, que contribuiría con soluciones habitacionales, así como brindaría instalaciones sociales, culturales, deportivas y asistenciales a los trabajadores que conformaban el campo petrolero.

1.3.3 Condiciones actuales

El Campo Los Pilones ocupa un área dispuesta en 80,43 has, si bien sólo menos de la mitad está ocupada en la actualidad. Está conformado principalmente por actividades de índole residencial representadas en 81 viviendas unifamiliares aisladas y pareadas. Adicionalmente, el conjunto también posee un club recreacional (actualmente fuera de servicio), un campo de béisbol, una iglesia, así como las instalaciones educativas donde funciona hoy día la aldea universitaria, y al lindero este la zona industrial donde anteriormente funcionaban talleres.

Sin embargo el área de Los Pilones presenta condiciones de deterioro de sus instalaciones, deficiencias en el urbanismo, carencia de transporte público y déficit de

servicios básicos, de equipamientos urbanos y de áreas de uso común de esparcimiento que atiendan las necesidades de la población.



Figura 1.5 Vistas aéreas de la trama del campo



Figura 1.6 Vista general área industrial.



Figura 1.7 Vista general área residencial

1.3.4 Entorno urbano

El Campo Los Pilonos al momento de su construcción no se encontraba físicamente integrado al casco central de la ciudad de Anaco, al contrario, se ubicaba de manera aislada hacia la periferia del mismo, manteniendo comunicación a través de la vía extraurbana que comunica a Anaco con otras poblaciones, como lo es el caso del Estado Monagas.

Sin embargo en las últimas décadas se han adjuntado al campo áreas orientadas primordialmente a usos comerciales de tránsito pesado, locales semi-industriales y urbanizaciones populares, producto de un proceso de urbanización descontrolado, sin considerar líneas de consolidación mínimas requeridas. Por lo cual no se disponen de equipamientos urbanos que cubran y atiendan las necesidades básicas de este sector de la ciudad.

1.3.5 Análisis específico del área en estudio

1.3.5.1 Morfología Urbana

La forma de organización de la zona sureste de la ciudad de Anaco, en el cual se encuentra inmerso el campo los Pilonos, radica en un ordenamiento irregular, donde la configuración ha ido generando una sobreutilización de los sistemas públicos y de las zonas de desarrollos urbanos ubicados hacia esta zona de la ciudad. Este sector está conformado por mosaicos urbanos sin organización, con carencia de previa fisonomía de tejido urbano planificado, conllevando a asentamientos poli-nucleares y convirtiéndolo en un lugar de contraste estético a causa de la dinámica de la economía local, y a la falta de actualización y correspondencia del plan de ordenación urbanística municipal.

Por contraparte, específicamente el área a intervenir, el Campo Los Pilonos, presenta una configuración más ortogonal, desarrollada mediante manzanas con estructuras parcelarias de características uniformes, conjugadas con zonas correspondientes a los espacios vacíos de las mismas, donde incluye canchas deportivas, campo de béisbol, y áreas de estacionamientos comunes.

Las manzanas se encuentran en áreas promedio de parcelas entre 600 m² y 1500 m², con edificaciones alineadas bajo configuración de viviendas pareadas y algunas viviendas aisladas hacia la parte norte del campo, manteniendo espacios a cielo abierto hacia el área posterior de la parcela. Cabe destacar el predominio de manzanas rectangulares que varían entre 5100 m² hasta 8020 m².

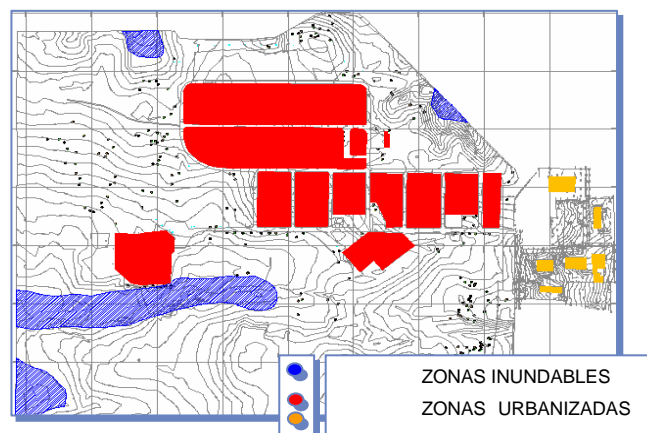


Figura 1.8 Morfología campo Los Pilonos.

1.3.5.2 Calles

Al Campo se accede por medio de la arterial 2, vía de alto tráfico, de sección promedio, con modificaciones recientes, que recibe las conexiones secundarias en sentido norte-sur de los sectores vecinos, además cumple la función de conectar Anaco con la zona oeste de Monagas.

Referido a la vialidad interna del campo Los Pilonos, se maneja una sección vial actual promedio de 6.5 mts, y en la vía principal una sección de 10.00 mts. Las aceras se caracterizan en el borde de los parcelamientos.



Figura 1.9 Calles del campo Los Pilonos.

Usos del Suelo

En lo que refiere a Los Pilonos, por su condición de campo residencial, prevalece el uso habitacional, aunado a los usos complementarios referidos a la zona educativa, deportiva, recreativa, y una antigua zona industrial.

Área residencial: Cuenta con 81 viviendas, entre unifamiliares aisladas y pareadas, desarrolladas en un área de 8,24 has,

Área educacional: Conformada por las instalaciones de la actual Aldea Universitaria, comprende un área de 1.741,38 m².

Área recreativa: Desarrollada en 7.203,43 m², lo que es el antiguo club Los Pilonos

Área industrial: Se dispone en 3,3 has, de toda el área del campo en el cual se distribuyen 5 galpones que representan 3.717,06 m² de construcción.

Área religiosa: Dispuesta en una iglesia de 267,56 m².

Área deportiva: Representada por el campo de béisbol y la cancha de usos múltiples existentes dentro del campo, con un área de 12.179,57 m².

Servicios de infraestructura

En Los Pilonos el suministro de los servicios básicos se realiza a través de las redes de servicios que se encuentran dispuestas en corredores de servicios. Cabe destacar que el suministro eléctrico del campo tiene su planta independiente actualmente, así como un tanque elevado de almacenamiento de agua que recibe suministro desde la planta de tratamiento de agua potable Santa Rosa, ubicada a 30km. del campo.

En cuanto a las aguas servidas estas son conducidas hasta la planta de tratamiento ubicada en el campo donde, debido a que la misma no se encuentra en servicio, son descargadas hacia una vaguada a la que escurren siguiendo el patrón general de drenaje del sector, y desde allí hacia caños de agua externos. Adicionalmente, existe una fuga en el colector principal, a la altura de la vía que comunica hacia el campo de béisbol, por lo que las aguas servidas fluyen debajo de la carretera hacia una depresión al este de dicho campo de béisbol. En ambos casos se está generando un fuerte foco de contaminación que puede crear problemas de salud tanto a los habitantes del Campo Los Pilonos como a los de las zonas aledañas.



Figura 1.10 Servicios de Infraestructura

1.3.6 Potencialidades

El sector cuenta con un área aprovechable para la implantación de nuevos desarrollos habitacionales. Presenta una ubicación estratégica hacia el área de mayor proyección de esparcimiento urbano del municipio. En las zonas o terrenos libres dentro del campo brinda la demarcación de un trazado urbano definido, el cual se debería dar continuidad y así ampliar la red de servicios existentes y equipos presentes en el campo.

Otras características ventajosas:

- Terreno propiedad de PDVSA
- Instalaciones educacionales y sociales existentes a recuperar dentro del campo como unidad inicial de los equipamientos locales (Centro social recreacional, campo de béisbol, Aldea universitaria, Zona Industrial, otras)
- Características socio-geográficas

1.4 Núcleo de desarrollo endógeno los pilones

1.4.1 Propuesta de Desarrollo Endógeno

Dada sus potencialidades, para el Campo Los Pilonos se plantea una propuesta para la comunidad, tomando en cuenta las condiciones actuales del mismo, las normativas y los planes de actuación urbanística para generar una respuesta global de diseño y consolidar así el Proyecto general del Núcleo de Desarrollo Endógeno.

El proyecto se encuentra enmarcado dentro de las definiciones del Plan de Ordenamiento Urbanístico del municipio Anaco, la Ordenanza de Zonificación y el Estudio de Integración del Campo Los Pilonos realizado por el Instituto de Estudios Regionales y Urbanos IERU (USB).

El Urbanismo planteado se refiere al desarrollo de un conjunto habitacional dotado con usos complementarios de educación, área sociocultural, áreas verdes recreacionales-deportivas, áreas comerciales e industriales, así como la dotación de servicios y equipamientos urbanos, todo distribuidas a lo largo y ancho de **80,43 has.**, que sin duda contribuirán al conjunto residencial, y también al sector que enmarca el campo.

1.4.2 Descripción y visualización del proyecto

1.4.2.1 Vialidad

El diseño y distribución de la vialidad se proyectó de tal manera que genere una circulación continua a la perimetral existente, lo cual permite que no quede ningún sector del urbanismo sin que se encuentre comunicado por una vía colectora principal, facilitando la comunicación entre las diversa zonas sin que se altere el eje referencial. Se plantea dar continuidad a la avenida 1 principal existente (sentido este-oeste), hacía la zona norte del conjunto, es decir jerarquizar la colectora interna del conjunto, caracterizada por su sección vial y la disposición de la arborización.

1.4.2.2 Terraceo

La propuesta para la topografía modificada y para la vialidad se ha proyectado en base de la información recabada y a su vez contenida en el plano topográfico del campo. Se ha diseñado el terraceo y la vialidad referente a las cotas y pendientes tratando de que el movimiento de tierra sea mínimo entre el corte y el relleno.

1.4.2.3 Área Residencial

El Núcleo de Desarrollo Endógeno Los Pilonos contempla la construcción de 1130 unidades de vivienda, distribuidas entre 250 viviendas bifamiliares, 176 unifamiliares dentro de la trama existente (sector norte y centro del conjunto), así como 704 viviendas multifamiliares.

Internamente se ha dispuesto la ubicación de 22 manzanas o parcelamientos orientados a desarrollar viviendas unifamiliares y bifamiliares, de los cuales 8 estarán conformados por 22 parcelas o viviendas, 7 conformados por 20 parcelas y otros 7 donde se ubicarán 16 parcelas.

En lo referente a los parcelamientos multifamiliares, se disponen en dos conjuntos, cada uno con 22 bloques de cuatro pisos, los cuales están orientados hacia el costado norte del campo, con la disposición de 704 unidades de vivienda.

La distribución de las parcelas se debe en buena parte al área disponible para el crecimiento habitacional del conjunto, así como a la topografía que se presenta hacia el lindero Oeste, la cual presenta condiciones apropiadas para los nuevos planteamientos, permitiendo un mayor y un mejor aprovechamiento de áreas configuradas bajo el esquema residencial planteado para el campo

1.4.2.4 Áreas para Usos Complementarios

Referente a los usos complementarios tenemos que el área comercial se ubica al frente del urbanismo, para así lograr un punto estratégico en cuanto a la accesibilidad, demarcando así la secuencia de actividades de carácter público, semipúblico y privado, con la disposición de las áreas comunes que se plantean para atender las necesidades de los habitantes del conjunto y de los sectores adyacentes. Se plantea

la disposición de la edificación correspondiente a la alameda comercial en forma abierta, para integrar los espacios consecutivos que forman parte de las instalaciones de esa zona del conjunto.

En cuanto al área Educacional se prevé una ampliación para la actual instalación de la Aldea Universitaria, así como el desarrollo de nuevas instalaciones escolares destinada a preescolar, básica y diversificada. Esta zona de estudio se propone alineada a la tercera avenida, este - oeste. En dicha área se prevé también una biblioteca, la cual complementa las áreas educacionales del conjunto.

Refiriéndonos al área que se encuentra al lateral superior derecho del conjunto, se plantea el mejoramiento de las áreas externas a la iglesia, mediante paisajismo y arborización, así como la implementación de un módulo asistencial que preste servicios básicos de ayuda médica.

En el área sociocultural, se encuentra la rehabilitación y ampliación de las actuales instalaciones del centro social, mediante las mejoras internas del teatro, bowling, bar, comedor y áreas de usos múltiples. Así mismo se dispone al costado derecho una futura ampliación que complemente las actividades que ya existen. En la franja que bordea la avenida actual principal, se incluye el desarrollo de un corredor deportivo, así como también la disposición de canchas deportivas que formarán parte de la zona deportiva de Los Pílonos

El área industrial estará definida al inicio del conjunto, para que de esta manera se pueda acceder a esta zona sin necesidad de entrar al área habitacional, esta zona industrial comprende actividades manufactureras, una bloquera y talleres de carpintería, herrería y fabricación de equipos de seguridad industrial.

1.4.2.5 Servicios

Se plantea la disposición nuevas redes de servicios para dar mejor atención al trazado de las líneas principales de gas, electricidad y agua, así como la dotación a cada una de las áreas planteadas. Considerando el incremento de población que se va a presentar en el campo se propone la recuperación, mejoramiento y ampliación de la planta de tratamiento que existe dentro del conjunto.

1.4.2.6 Resumen

Tabla 1.1 Resumen N.U.D.E. Los Pilones

Área Total del Lote:	80,4 has
Área Total Desarrollo Habitacional:	20,17 has
Uso Residencial:	Zona R1-E, R2-1 Uso Residencial Viviendas Unifamiliares / Multifamiliares
Densidad Bruta:	200Hab./ha (unif.) y 300 Hab/ha (multif.)
Número de Viviendas:	250 Viviendas Bifamiliares 176 Viviendas Unifamiliares 704 Viviendas Multifamiliaresfamiliares
Usos Complementarios:	Educacional, industrial, áreas deportivas, áreas recreacionales, áreas comerciales, y áreas socioculturales.

1.5 Planteamiento del problema

Con la finalidad de impulsar el negocio del gas natural en el país, el 1ro de Enero de 1998 inicia operaciones PDVSA GAS, empresa filial de Petróleos de Venezuela, S.A., que además de enfocarse en su principal actividad, la exploración y explotación del gas no asociado, realiza esfuerzos en el área de Desarrollo Endógeno del país, ejecutando políticas en territorios delimitados.

Enfocado en este propósito de desarrollo de las comunidades, la **Gerencia de Distrito Social de PDVSA GAS**, decide en el año 2005 iniciar un estudio de factibilidad para desarrollar el Campo Los Pilonos, sector ubicado al sureste de la población de Anaco Edo. Anzoátegui, como un Núcleo de Desarrollo Endógeno. Es así como nace la propuesta sostenible de desarrollar un urbanismo de carácter residencial que a su vez se encuentre dotado con usos complementarios de educación, área sociocultural, áreas recreacionales-deportivas, áreas comerciales e industriales.

Actualmente el Campo Los Pilonos es un sector de gran amplitud pero que cuenta con muy poco desarrollo. En una superficie de 80,4 Ha. el conjunto apenas aloja aproximadamente unos 415 habitantes dispuestos en 83 viviendas unifamiliares. En lo referido a los servicios básicos sanitarios, esta urbanización cuenta con un sistema de acueducto que desde un estanque elevado distribuye el flujo por gravedad, y una red de cloacas deteriorada debido a lo antiguo del sistema (fue instalado en 1947) y a la falta de mantenimiento; por lo cual presenta muchas filtraciones y el colector principal está fracturado, observándose botes de aguas servidas que inundan y contaminan el terreno adyacente.

Sin embargo, como se mencionó anteriormente este conjunto residencial está enmarcado dentro de un proyecto de gran envergadura que consiste en expandirlo como un Núcleo de Desarrollo Endógeno (N.U.D.E.). Por tal motivo es necesario

diseñar todos los servicios según la normativa vigente y de acuerdo al nuevo proyecto, siendo la red de acueductos y la red cloacas las principales prioridades, pues son las que más modificaciones necesitarán para adaptarse al nuevo urbanismo. De tal forma que no bastaría con hacer una adecuación de estos sistemas, ya que no cuentan con la capacidad adecuada para el desarrollo endógeno de la zona. Entonces, se plantea por medio de este proyecto, diseñar nuevos sistemas de acueducto y cloacas con la capacidad requerida para servir al Núcleo de Desarrollo Endógeno propuesto.

Para el desarrollo de este proyecto se cuenta previamente tanto con el plan de urbanismo para el futuro N.U.D.E Los Pilonos como con la topografía original del terreno, a partir de los cuales realizaremos la topografía modificada que servirá como base para el diseño de las redes de acueducto y cloacas de la localidad, cuyas características se especificarán a lo largo del proyecto. Por ahora cabe destacar que el sistema de acueducto que se va a diseñar contará con las mismas características que el sistema actual, esto es una red de distribución exclusiva para el sector y abastecida con agua proveniente de la planta de tratamiento Santa Rosa, dicha agua será almacenada en un tanque elevado cuyo diseño será incluido en este proyecto.

Con la construcción de estos sistemas de acueducto y cloacas se garantizará la salud colectiva de la población actual y futura del Campo Los Pilonos, y el nuevo proyecto endógeno del sector estará en concordancia con las respectivas normas que exigen los servicios básicos en cada comunidad, lo cual es un requisito indispensable para aprobar la construcción de desarrollos urbanísticos.

1.6 Objetivos de la investigación

1.6.1 Objetivo General

Diseñar sistemas de acueducto y cloacas para el Núcleo de Desarrollo Endógeno Los Pilonos, ubicado en el municipio Anaco, Estado Anzoátegui.

1.6.2 Objetivos Específicos

1. Estimar la población de diseño para el N.U.D.E Los Pilonos.
2. Definir parámetros de diseño para los sistemas de acueducto y cloacas.
3. Diseñar el sistema de acueducto.
4. Diseñar el sistema de cloacas.
5. Elaborar los planos de proyecto.
6. Elaborar los cálculos métricos, los análisis de precios unitarios y el presupuesto de la obra.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1 Definición de términos básicos

A continuación se presentan las definiciones de términos básicos que se requieren conocer para una correcta comprensión sobre el diseño de los sistemas de acueducto y cloacas:

2.1.1 Fluido

Es aquella sustancia que, debido a su poca cohesión intermolecular, carece de forma propia y adopta la forma del recipiente que lo contiene. Se clasifican en líquidos y gaseosos, ambos a presión y temperatura determinada tienen un volumen determinado, el gaseoso a diferencia del líquido si esta puesto en libertad se expansiona hasta ocupar el volumen completo del recipiente que lo contiene, y no presentan superficie libre. (1)

2.1.2 Agua Potable

En general las normativas entienden como agua potable aquella que cumple una serie de caracteres organolépticos, físico-químicos, tales que no contengan ningún tipo de microorganismos, parásitos o sustancias, en una cantidad o concentración que pueda suponer un peligro para la salud humana, de tal manera que pueda ser apta para el consumo.

2.1.3 Aguas Servidas

Las aguas servidas, llamadas también aguas negras o aguas residuales, son el resultado de la combinación de las aguas de abastecimiento público y los desechos que se descargan en ellas. (2) Su importancia es tal que requiere sistemas de canalización, tratamiento y desalojo. Su tratamiento nulo o indebido genera graves problemas de contaminación.

2.1.4 Dotación

Es la cantidad de agua que se requiere suministrar en un cierto periodo de tiempo a cada usuario del acueducto, para satisfacer adecuadamente sus correspondientes necesidades.

2.1.5 Caudal

Se llama caudal, en una determinada sección, el volumen líquido que atraviesa esta sección en la unidad de tiempo. (3)

En el SI ó MKS y en el STM, el caudal se expresa en m^3/s y se calcula con:

$$Q = V * A \quad (\text{Ec. 2.1})$$

Donde:

Q = Caudal (m^3/s).

V = Velocidad promedio (m/s).

A = Área transversal de flujo (m^2).

2.1.6 Velocidad

Es definida como la distancia recorrida durante una unidad de tiempo. La velocidad del agua en una tubería puede ser descrita en términos de metros por segundo (m/s).

2.1.7 Presión

Se define como la cantidad de fuerza ejercida sobre un área unitaria de una sustancia. Esta es comúnmente expresada en términos de libra por pulgada cuadrada (psi) o en metros de columna de agua (mca).

2.2 Investigaciones preliminares

Cuando se han de diseñar sistemas de abastecimiento y recolección de agua, es necesario proceder con un reconocimiento en sitio de todas las condiciones que puedan significar aporte de datos para un diseño equilibrado, suficientemente económico y capaz de cubrir las necesidades básicas de la obra que se desea construir. Estas investigaciones previas en sitio se pueden agrupar dentro de los apartados siguientes:

2.2.1 Estudios demográficos

Dos puntos muy importantes son: densidades, categoría y destino para cada manzana, con el objeto de poder clasificar posteriormente la zona edificada en consideración, ya que esas características definirán las dotaciones de agua necesarias. Se incluirán otros datos como áreas verdes, jardines, huertos, solares, dentro de los bloques edificados. Lo más conveniente es definir de una vez en sitio la categoría de

cada manzana (comercial, residencial, industrial, etc.), a la vista de los datos mencionados que se obtengan.

Cada zona tendrá un consumo adicional especial que no depende ya de la población, sino de esas otras características: áreas verdes, huertos, etc., y por tanto será conveniente determinar en los planos topográficos las áreas de servicio correspondiente con la ayuda de planímetros o procesos geométricos.

Se determinará adicionalmente el número de casa, quintas, edificios, solares y sus categorías. Los planos urbanísticos y los planos reguladores para el lugar, que puedan indicar la tendencia de crecimiento superficial y podrán indicar también las zonas de extensiones futuras y fijar las nuevas densidades de construcción y de población. Mostrar si las edificaciones poseen o no servicios de agua y de cloacas. En las escuelas: número de alumnos externos, semi-internos e internos. En las de comercio: número de empleados. En los campos de deporte: área total. Si existen caseríos muy cercanos y que ameriten ser incorporados a los sistemas, deben censarse e incluirse en los diseños. (4)

2.2.2 Estudios topográficos

El disponer de un buen levantamiento topográfico es de primordial importancia para el diseño de una urbanización, ya que este es la base fundamental sobre la cual se determina la topografía modificada, procurando que el movimiento de tierra a realizar sea lo más balanceado posible y no haya problemas de servicio

Si el levantamiento topográfico no refleja en los planos de una manera fiel las características del terreno, el proyecto en cuestión está fallando por su base y pueden presentarse a la hora de la construcción problemas muy graves, que traen como consecuencia modificaciones del proyecto en sitio, atraso en la obra y costos

adicionales. Por eso la importancia de disponer de un buen levantamiento topográfico del terreno. (5)

En un levantamiento topográfico, los puntos de calzada donde haya cambios de pendiente deben determinarse y su elevación referida para luego dibujar los perfiles longitudinales de tuberías, en especial de matrices y colectores secundarios e interdomiciliarios.

En lo posible, se deberá fijar aproximadamente, en el terreno, el paso más adecuado para una línea de aducción o un colector de descarga. El sitio más adecuado para situar las obras de toma, los tanques de almacenamiento y colectores de descarga y levantar con todos los detalles sus elevaciones, situaciones y extensiones

En los datos de investigación de obras existentes deben incluirse datos topográficos que puedan privar en el diseño; cursos de agua existentes y su recorrido urbano; tuberías y colectores enterrados; puentes y alcantarillas; líneas de ferrocarriles; zonas de aeropuerto; etc. (4)

2.2.3 Estudios sanitarios

Debe llevarse a cabo un reconocimiento sanitario del lugar, con inclusión de las hoyas hidrográficas de los cursos de agua incluidos entre los preseleccionados para abastecer la población y para recibir descargas cloacales.

Este reconocimiento comprende: tipo de disposición de excretas, sistemas de aguas cloacales que descargan en la hoya, localizando las aldeas ribereñas con su número de habitantes. Si las aguas cloacales tiene o no tratamiento y su alcance. Población de animales. Presencia de industrias que puedan contaminar el agua, indicando sus distancias del sitio elegible como lugar de captación. (4)

2.2.4 Estudios hidrológicos

Debe comprender un estudio de los cauces naturales que atraviesen o colinden con el terreno, en donde debe determinarse el gasto mínimo en las épocas de sequía; oxígeno disuelto; constante de reaeración y desoxigenación. Esto mostrará la posibilidad de ser suficientes para las demandas de consumo, o capaces de soportar las demandas bioquímicas de oxígeno de las aguas usadas; si puede o no ser regulado para satisfacer los requerimientos de consumo. Se deben elaborar hojas pluviográficas en caso de existir estaciones hidrológicas cercanas, en caso contrario establecer valores guías y hacer comparaciones con sitios cercanos ya estudiados. Las aguas subterráneas, en caso de requerirse como fuentes, deben también ser investigadas en relación a su calidad y cantidad. Si hay pozos, determinarles: diámetro, caudal, niveles estáticos y de bombeo, pendiente de la mesa alimentadora, peligros inmediatos de contaminación de esas aguas.

2.2.5 Estudios geológicos

Estos estudios comprenderán básicamente: prueba para fundaciones de estructuras pesadas: diques, plantas de tratamiento, tanques de almacenamiento. Geología de la cuenca de embalses. Geología de las capas superficiales mediante excavaciones, con objeto de estimar costos de excavaciones, de perforaciones, etc.

2.2.6 Estudios misceláneos

Estos comprenden la recolección de datos complementarios a los ya obtenidos en la investigación de cada uno de los apartados ya considerados. Estos datos comprenderán esencialmente:

- Climatología: Su influencia en los consumos de agua del lugar.

- Economía: Posibilidades de desarrollo por influencias no ocurridas hasta el momento de estos estudios.
- Corrientes migratorias: Estadísticas sobre emigración e inmigración en la región y su influencia sobre la población futura.
- Estadísticas vitales: Índice de mortalidad y nacimientos. (4)

2.2.7 Estudios de obras existentes

En aquellos sitios donde existe un sistema de abastecimiento o de alcantarillado se deberán investigar todas sus características y aun su funcionamiento. Esos datos podrán determinar si pueden aprovecharse en su totalidad o parcialmente esas obras.

Deberán a su vez, tomarse en cuenta las características de todos los otros servicios públicos existentes o de inmediata realización en la zona, que puedan inferir en el diseño del proyecto o en la ejecución del mismo. (4)

2.3 Sistema de acueducto

El objetivo principal de un sistema urbano de acueducto es lograr un agua potable que, cumpliendo con los requisitos mínimos de calidad exigidos por la normativa vigente, satisfaga las necesidades de los consumidores tanto en calidad como en cantidad en los diferentes puntos del sistema y en toda época.

Para conseguir un sistema de abastecimiento eficaz son varios los aspectos que habrán que considerarse, entre los que destacan: una adecuada capacidad en la captación y transporte del sistema, una calidad de acuerdo a la correspondiente reglamentación en los puntos de suministro, ligada en gran medida a la calidad de las fuentes y al proceso de tratamiento aplicado, una integridad de la red que evite fugas

y agua no contabilizada, una adecuada gestión económico-administrativa, que en definitiva posibilitan el conseguir los puntos anteriores.

Un eficaz abastecimiento de agua es de gran importancia para la economía y el desarrollo de una población. Las mejoras en el abastecimiento de agua y saneamiento por lo general conducen a una mejora en la salud y calidad de vida de la población. Por el contrario, la escasa o mala calidad del agua afecta negativamente tanto a la salud de la población como al desarrollo industrial, agrícola y en general a todo el proceso productivo.

La gestión del agua abarca desde las acciones para la protección de la calidad del agua en el origen del abastecimiento, hasta finalizar en la depuración una vez que ha sido utilizada.

2.3.1 Principales sistemas de abastecimiento de agua potable

Los principales sistemas de abastecimiento son:

- **Sistema de alimentación y suministro directo:** Este sistema se emplea si el abastecimiento de agua público es continuo y mantiene una presión mínima adecuada.

- **Sistema de distribución por Gravedad desde un Tanque Elevado:** Se emplea en sectores donde el abastecimiento de agua al público no es continuo o carece de presión adecuada.

- **Sistema de Distribución por combinación de Estanque bajo, Bomba de Elevación y Estanque Alto:** Este sistema se utiliza cuando el servicio no es continuo y la presión no es adecuada para llenar el estanque elevado.

- **Sistema de Distribución con equipo hidroneumático:** Este sistema se emplea en zonas donde el abastecimiento no garantice presión suficiente y se desea mantener una presión adecuada.

- **Sistema de presión constante:** es un sistema de bombeo a velocidad fija contra la red, de dos o más bombas funcionando en paralelo las cuales se encienden y apagan de acuerdo a la demanda o gasto de la red; un sensor o medidor dinámico de caudal controla el funcionamiento del equipo. Siempre estará encendida una de las bombas y cuando el consumo es menor al preestablecido, mediante una válvula de alivio ó de presión, se retorna al tanque el caudal excedente. Manteniéndose así una presión constante. (6)

2.4 Componentes del sistema de abastecimiento de agua potable

El sistema de abastecimiento de agua potable de una comunidad estaría formado en líneas generales por los siguientes términos:

- **Captación:** Instalación en la que se obtiene el agua que se va a distribuir a los usuarios. Puede ser superficial o subterránea.

- **Obra de Conducción:** Tubería o canalización que lleva el agua desde la captación hasta la estación de tratamiento de aguas, o hasta el estanque de almacenamiento u origen de la red de distribución.

- **Planta de tratamiento de agua:** Conjunto de procesos de acondicionamiento del agua para dejarla apta para el uso y consumo humano. Está situada antes de la red de distribución y/o estanque de almacenamiento.

- **Estanques de almacenamiento:** Como la demanda de agua no es variable durante las 24 horas del día, se producen incrementos del gasto medio en horas picos. Entonces, en la generalidad de los casos, las variaciones del consumo se absorben o compensan mediante estanques de almacenamiento, a fin de independizar de este gasto variable a las obras de toma, tratamiento y conducción, lo cual complicaría

mucho el diseño y la operación, y encarecería considerablemente el costo de ellas.

Existen dos tipos de tanques para agua tratada:

- Tanques apoyados en el suelo.
- Tanques elevados.

- **Red de Distribución:** Conjunto de tuberías, válvulas y otros elementos de distribución, instaladas en el interior de una población o de la zona a abastecer, interconectadas entre si y de las cuales se derivan las tomas para los usuarios. Transportan el agua desde la estación de tratamiento o desde un estanque de almacenamiento. Deben conservar las características del agua y deben impedir su pérdida y contaminación.

En una red de distribución pueden distinguirse tuberías en función de su ubicación y diámetro:

- Arterias o red primaria: Transportan el agua hasta la red secundaria y se suelen tender desde los estanques de almacenamiento lo más directamente posible hacia el centro o centros de gravedad del consumo.
- Red secundaria: Es abastecida por las arterias, sus diámetros son inferiores a las de éstas y se dirigen hasta los diferentes núcleos de consumo o sectores.
- Ramales y tuberías de distribución: Son las tuberías de menores diámetros y permiten la llegada de las aguas hasta las acometidas.
- Acometidas: Tubería que enlaza la instalación interior del usuario y la llave de paso correspondiente, con la red de distribución.

2.4.1 Tipos de redes de distribución

2.4.1.1 Redes malladas

Como su nombre indica, su disposición en planta tiene forma de malla. El agua puede circular en cualquier sentido en los conductos y cada punto de la red puede ser alimentado por varios caminos hidráulicos. En definitiva, son redes cerradas como se aprecia en la figura 2.1

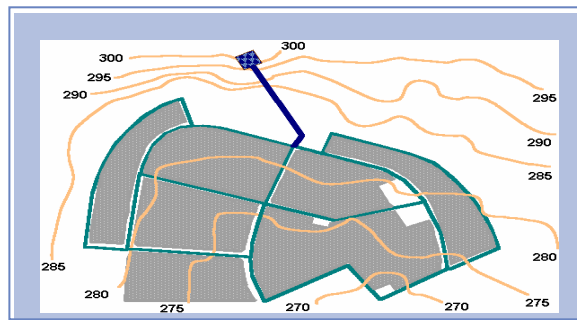


Figura 2.1 Red mallada

2.4.1.2 Redes ramificadas

Una red ramificada intuitivamente se puede reconocer por su forma estructural de árbol. Las propiedades topológicas de una red ramificada son: No posee mallas; dos nudos cualesquiera sólo pueden estar conectados por un único trayecto; a cada nudo sólo le incide una línea o lo que es lo mismo sólo le aporta caudal a una línea. En definitiva, son redes abiertas como se aprecia en la figura 2.2:

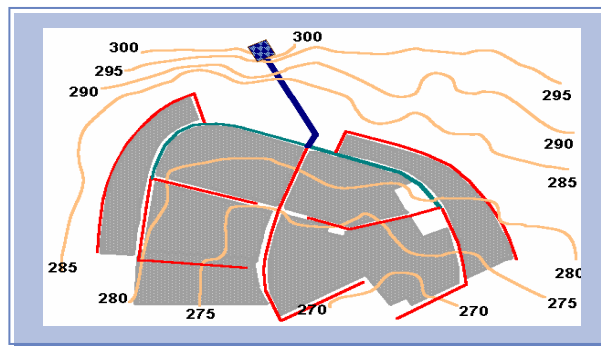


Figura 2.2 Red ramificada

2.4.1.3 Redes mixtas

Las redes mixtas, como su propio nombre indica, son el resultado de combinar características de las redes ramificadas y de las malladas. Este tipo de redes pueden surgir al cerrar, o mallar, las tuberías principales. En la figura 2.3 se observa en planta las características de una red mixta.

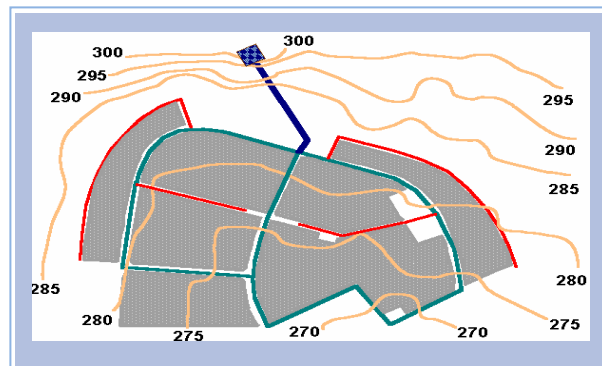


Figura 2.3 Red mixta

2.5 Periodos de diseño

Es el tiempo para el cual el sistema es eficiente 100 % ya sea por capacidad de los componentes o por la vida útil del material utilizado. Depende de diversos factores tales como: durabilidad o vida útil de las instalaciones, facilidades de construcción y posibilidades de ampliación o sustituciones, tendencia de crecimiento poblacional, posibilidad de financiamiento y tasas de interés entre otros, sin embargo, las Normas INOS recomiendan:

- Plantas de bombeo: 10 o 15 años de vida.
- Pozos: 15 años.
- Plantas de tratamiento: 20 a 30 años.
- Diques, embalses: 40 a 50 años.
- Líneas de tuberías de $\varphi \leq 12''$: 20 a 25 años.
- Tuberías de servicio local: 20 años.
- Líneas de aducciones grandes: 40 años.
- Estanques de concreto: 30 a 40 años.
- Estanques metálicos: 20 a 30 años.
- Colectores principales y emisarios: 40 a 50 años.
- Colectores secundarios: 25 años. (7)

2.6 Demanda de agua

Por el término de demanda, se entiende la cantidad de agua que se requiere suministrar en un cierto periodo de tiempo a cada usuario del acueducto (casa, edificio, industria, escuela, comercio, parque, etc.), para satisfacer adecuadamente sus correspondientes necesidades.

Esta información es de primordial importancia en el diseño tanto del acueducto como de las cloacas, ya que a partir de la misma se dimensionan todas las instalaciones de ambos sistemas.

2.6.1 Cálculo de la demanda de agua

El cálculo de la demanda de agua debe estar basado en las informaciones que suministró el entonces existente Ministerio de Sanidad y Asistencia Social, en la Gaceta Oficial N° 4044 Extraordinario, en 1988, en la cual se fijan los consumos que deben considerarse para el cálculo de la demanda de agua de los diferentes usuarios del acueducto.

2.6.2 Variaciones Periódicas De Consumo

Las demandas de agua obtenidas en el estudio de dotaciones corresponden a valores medios, es decir, como si el consumo de agua se produjera a una rata constante las 24 horas del día, durante los 365 días del año, pero en realidad esto no es así, ya que se tiene que: En los días de verano se consume más agua que en los días de invierno; durante las horas diurnas de un día cualquiera, se consume mucho más agua que durante las horas nocturnas.

El acueducto debe ser diseñado para servir eficientemente a la comunidad durante los momentos de mayor consumo, o sea los picos de la demanda.

Al respecto en las Normas INOS se incluye las curvas que representan la variación horaria del consumo y la variación diaria del consumo. Analizando dichas curvas, se puede observar que:

- El máximo consumo horario de un día cualquiera, es igual al 200 % del consumo medio de ese día.

- El máximo consumo de un mes es el 125 % del consumo medio asignado o determinado por mes.

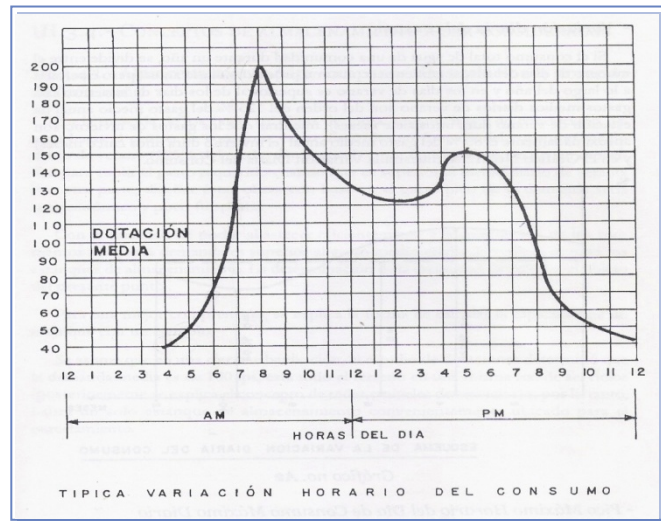


Figura 2.4 Típica Variación Horario del Consumo

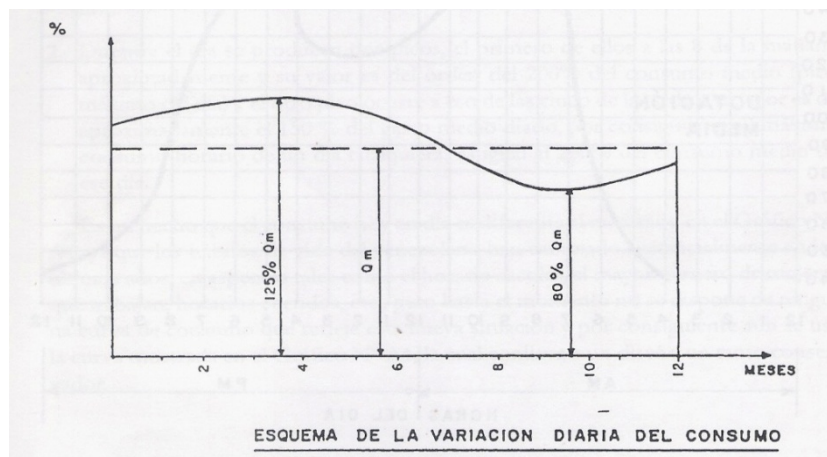


Figura 2.5 Esquema de la Variación Diaria del Consumo

Luego el consumo máximo horario anual será de:

$$200 \% * 1,25 = 250 \% \text{ del consumo promedio diario.}$$

El acueducto debe ser diseñado, entre otras condiciones de funcionamiento, para poder suplir la demanda del pico máximo horario del año, el cual corresponde a una demanda del 250 % del promedio diario anual.

Resumiendo, los tipos de consumos a tener en cuenta durante el diseño son:

- Consumo Medio Diario (Q_m):

Se conoce como el promedio de los consumos diarios durante un año de registro (l/s). Se determina mediante el estudio de dotaciones.

- Consumo Máximo Diario (Q_{MD}):

Se define como el día de máximo consumo de una serie de registros observados durante los 365 días de un año. Se puede determinar de la siguiente manera:

$$Q_{MD} = 1,25 * Q_m \quad (\text{Ec. 2.2})$$

- Consumo Máximo Horario (Q_{MH}):

Se define como la hora de máximo consumo del día de máximo consumo.
(3) Se puede determinar de la siguiente manera:

$$Q_{MH} = 2,5 * Q_m \quad (\text{Ec. 2.3})$$

2.7 Consideraciones generales para el diseño de una red de distribución de agua

Para el diseño de redes de distribución se deben considerar los siguientes criterios:

- La red de distribución deberá ser diseñada bajo dos condiciones de funcionamiento: Para suplir la demanda del consumo máximo horario ($2,5 Q_m$); y para satisfacer el 180 % del consumo máximo diario más el gasto para combatir incendios en el nodo de ubicación del hidrante más desfavorable ($1,8 Q_m + \text{incendio}$).

- Identificar las zonas a servir y de expansión de la población.

- Realizar el levantamiento topográfico incluyendo detalles sobre la ubicación de construcciones domiciliarias, públicas, comerciales e industriales; así también anchos de vías, áreas de equipamiento y áreas de inestabilidad geológica y otros peligros potenciales.

- Considerar el tipo de terreno y las características de la capa de rodadura en calles y en vías de acceso.

- Para el análisis hidráulico del sistema de distribución se podrá utilizar el método de Hardy Cross, seccionamiento o cualquier otro método racional.

- Para el cálculo hidráulico de las tuberías se utilizará fórmulas racionales. En el caso de aplicarse la fórmula de Hazen-William se utilizarán los coeficientes de fricción establecidos a continuación:

- Fierro galvanizado 100
- PVC 140

- El diámetro a utilizarse será aquel que asegure el caudal y presión adecuada en cualquier punto de la red. El diámetro nominal mínimo será de 4 pulgadas en redes principales.

- En todos los casos las tuberías de agua potable deben ir por encima del alcantarillado de aguas negras a una distancia de 1,00 m horizontalmente y 0,30 m verticalmente. No se permite por ningún motivo el contacto de las tuberías de agua potable con líneas de gas, poliductos, teléfonos, cables u otras.

- En cuanto a la presión del agua, debe ser suficiente para que el agua pueda llegar a todas las instalaciones de las viviendas más alejadas del sistema. La presión máxima será aquella que no origine consumos excesivos por parte de los usuarios y no produzca daños a los componentes del sistema, por lo que la presión dinámica en

cualquier punto de la red no será menor de 5m y la presión estática no será mayor de 50m.

- La velocidad mínima en ningún caso será menor de 0,3 m/s y deberá garantizar la auto limpieza del sistema. En general se recomienda un rango de velocidad de 0,5 – 1,00 m/s. Por otro lado, la velocidad máxima en la red de distribución no excederá los 2 m/s.

- El número de válvulas será el mínimo que permita una adecuada sectorización y garantice el buen funcionamiento de la red. Las válvulas permitirán realizar las maniobras de reparación del sistema de distribución de agua sin perjudicar el normal funcionamiento de otros sectores. (8)

2.8 Métodos para la determinación de caudales en los nodos

Para el cálculo de los caudales concentrados en cada nodo de tubería se pueden disponer de los siguientes métodos:

2.8.1 Método de las Áreas

Consiste en la determinación del caudal en cada nodo considerando su área de influencia. Este método es recomendable en localidades con densidad poblacional uniforme en toda la extensión del proyecto. El caudal en el nudo será:

$$Q_i = Q_u * A_i \quad (\text{Ec. 2.4})$$

Donde el caudal unitario de superficie se calcula por:

$$Q_u = Q_t / A_t \quad (\text{Ec. 2.5})$$

Donde:

Qu: Caudal unitario superficial (L/s/Ha).

Qi: Caudal en el nodo “i” (L/s).

Qt: Caudal máximo horario del proyecto (L/s).

Ai: Área de influencia del nodo “i” (Ha).

At: Superficie total del proyecto (Ha).

2.8.2 Método de Densidad Poblacional

Este método considera la población por área de influencia de cada nodo. Para la aplicación de este método se deberá definir la población en cada sector del área del proyecto.

El caudal por nodo será:

$$Q_i = Q_p * P_i \quad (\text{Ec. 2.6})$$

Donde el caudal unitario poblacional se calcula por:

$$Q_p = Q_t / P_t \quad (\text{Ec. 2.7})$$

Donde:

Qp : Caudal unitario poblacional (L/s/hab).

Qt: Caudal total o caudal máximo horario para la totalidad de la población (L/s).

Qi: Caudal en el nodo “i” (L/s).

Pt: Población total del proyecto (hab).

Pi: población del área de influencia del nodo “i” (hab).

2.8.3 Método de la Longitud Unitaria

Por este método se calcula el caudal unitario, dividiendo el caudal máximo horario entre la longitud total de la red.

Para obtener el caudal en cada tramo, se debe multiplicar el caudal unitario por la longitud del tramo correspondiente.

Entonces:

$$Q_i = q * L_i \quad (\text{Ec. 2.8})$$

Donde:

$$q = Q_{mh} / L_t \quad (\text{Ec. 2.9})$$

q : Caudal unitario por metro lineal de tubería (L/s/m).

Q_i : Caudal en el tramo “i” (L/s).

Q_{mh} : Caudal máximo horario (L/s).

L_t: Longitud total de tubería del proyecto (m).

L_i: Longitud del tramo “i” (m).

2.8.4 Método de la Repartición Media

Consiste en la determinación de los caudales en cada tramo del sistema, repartiéndolos en partes iguales a los nodos de sus extremos.

Por tanto, el caudal en un nodo, será la suma de los caudales de los tramos medios adyacentes.

2.8.5 Método del Número de Familias

Por este método se calcula un caudal unitario, dividiendo el caudal máximo horario entre el número total de familias de la población.

El caudal en el nodo, será el número de familias en su área de influencia, multiplicado por el caudal unitario. (8)

$$Q_n = q_u * N_{fn} \quad (\text{Ec. 2.10})$$

Donde:

$$q_u = Q_{mh} / N_f \quad (\text{Ec. 2.11})$$

q_u : Caudal unitario (L/s/fam).

Q_n : Caudal en el nodo “n” (L/s).

Q_{mh} : Caudal máximo horario (L/s).

N_f : Número total de familias.

N_{fn} : Número de familias en el área de influencia del nodo “n”.

2.9 Análisis hidráulico de la red de distribución - método de hardy cross

El funcionamiento de una malla de una red de distribución de agua corresponderá a la realidad cuando se cumplan las dos condiciones siguientes:

- En todos los nodos se debe cumplir la ecuación de la continuidad “Caudal Afluyente igual a Caudal Efluyente”

- La suma algebraica de las caídas de altura piezométrica (pérdidas de carga) en cualquier circuito cerrado o malla debe ser cero.

Una vez conocido el gasto consumido concentrado en cada nodo, para la condición de funcionamiento que se esté analizando (250 % del gasto medio ó 180 % del gasto medio + gasto para combatir incendios), se puede comenzar a aplicar el método de Hardy Cross. Para ello primeramente se hace una suposición lógica de cómo aproximadamente se va ir distribuyendo el gasto por los diferentes tramos, haciendo cumplir la ecuación de la continuidad en cada nodo.

Posteriormente se seleccionan los diámetros tentativos de las tuberías, los cuales se adoptan de acuerdo a la tabla 2.2.

En este momento la distribución inicial de gastos cumple con la ecuación de la continuidad, pero no con la segunda condición, la suma algebraica de las pérdidas de carga igual a cero, es decir, la igualdad de energía en cualquier nodo.

Para la determinación de las pérdidas de carga en cada tramo se usa la siguiente ecuación:

$$J = \alpha * L * Q^{1,85} \quad (\text{Ec. 2.12})$$

Donde:

J = Pérdida de carga por unidad de longitud (m.).

α = Coeficiente de rugosidad que depende del material del tubo y del diámetro del mismo (ver tabla 2.1).

L = Longitud del tramo de tubería (m.).

Q = Gasto (l/s).

Entonces, para que se cumpla la segunda condición, deben modificarse los gastos iniciales en una cantidad ΔQ , cuyo valor es el siguiente:

$$\Delta Q = \frac{\sum J}{1,85 * \sum (\alpha * L * Q^{0,85})} \quad (\text{Ec. 2.13})$$

Donde:

ΔQ = Factor de corrección (l/s).

$\sum J$ = Suma algebraica de las pérdidas de carga en cada tramo, de acuerdo a la convención de signos. Si el sentido del gasto en el tramo coincide con el sentido de las agujas del reloj el signo es positivo (+), y en caso contrario es negativo (-).

$\sum (\alpha * L * Q^{0,85})$ = Sumatoria en valor absoluto de las relaciones “pérdida-gasto” en cada tramo.

Si ΔQ da positivo (+), los gastos que circulan en el sentido positivo deben ser reducidos en esa cantidad (ΔQ) para que las nuevas pérdidas de carga disminuyan, y los gastos circulando en el sentido negativo deben ser aumentados en el valor de la corrección para que las pérdidas aumenten. Al contrario si ΔQ da negativo (-), en este caso los gastos que circulan en el sentido positivo deben ser aumentados, y los gastos circulando en el sentido negativo deben ser reducidos en una cantidad ΔQ .

Se efectúan luego cálculos similares con los gastos corregidos y se denominan segunda vuelta. Generalmente, es suficiente corregir los gastos hasta tanto las correcciones modifiquen aquellos en no más de 1 al 5 %, o bien que la diferencia de pérdida en metros no exceda de 0,05 m., dependiendo de la precisión del diseño.

Cabe destacar, que cuando en la distribución se tiene una serie de mallas se debe ir calculando cada una independientemente, cuidando de tomar sucesivamente las contiguas y con los valores corregidos en el tramo común con la anterior.

Tabla 2.1 Valores del coeficiente α para diferentes valores de C

Φ (Pulgadas)	C = 110	C = 120	C = 130	C = 140
3	0, (2) 1383	0, (2) 1178	0, (2) 1018	0, (3) 8928
4	0, (3) 3413	0, (3) 2908	0, (3) 2512	0, (3) 2190
6	0, (4) 4747	0, (4) 4043	0, (4) 3493	0, (4) 3046
8	0, (4) 1171	0, (5) 9975	0, (5) 8618	0, (5) 7513
10	0, (5) 3593	0, (5) 3367	0, (5) 2900	0, (5) 2537
12	0, (5) 1628	0, (5) 1387	0, (5) 1198	0, (5) 1044
16	0, (6) 4016	0, (6) 3421	0, (6) 2955	0, (6) 2572
18	0, (6) 2264	0, (6) 1929	0, (6) 1666	0, (6) 1449
20	0, (6) 1356	0, (6) 1155	0, (7) 9979	0, (7) 8676
24	0, (7) 5585	0, (7) 4758	0, (7) 4110	0, (7) 3570

Fuente: (5)

2.10 Chequeo de velocidades

Las velocidades máximas y gastos máximos admisibles para cada diámetro de tubería según INOS se encuentran en la tabla 2.2. Debe quedar claro que las velocidades máximas que se establezcan en la tabla 2.2 deben entenderse como velocidades económicas y no como velocidades máximas por desgaste o destrucción del material, no siendo, por tanto, aplicable donde condiciones de diseño diferentes priven bajo el punto de vista económico. (7)

Tabla 2.2 Gastos y velocidades máximas recomendadas

Diámetro (pulg.)	Caso 2,5 * Qm		Caso 1,8 * Qm + incendio
	V máx (m/s)	Q máx (l/s)	Q máx (l/s)
3	0,70	3,05	9,10
4	0,75	5,89	16,20
6	0,80	14,14	36,46
8	0,90	28,27	64,80
10	1,00	49,09	101,20
12	1,10	77,75	145,80
14	1,20	115,45	198,60
16	1,25	157,10	259,20
18	1,30	206,76	328,20
20	1,40	274,90	405,20
24	1,60	452,39	583,40
30	1,60	729,60	911,60

Fuente: (5)

2.11 Chequeo de presiones

En todos estos análisis se deben, finalmente, determinar las presiones residuales en la red, al objeto de conformarlas con las siguientes normas del INOS.

Tabla 2.3 Durante incendios

Uso	Disposición Final	Presión Mínima
Núcleos urbanos	Carro-bombas	14 m.
Ciudad sector comercial e industrial	Sin carro-bomba	42 m.
Ciudad sector residencial	Sin carro-bomba	35 m.
Población rural	Sin carro-bomba	10 m.

Fuente: (7)

Tabla 2.4 Durante consumos máximos

Uso	Presión Mínima
Barrios surtidos con plumas públicas	5 m.
Barrios de segunda categoría	15 m.
Áreas residenciales con edificaciones hasta 3 pisos	25 m.
Áreas con edificio de 4 a 6 pisos	35 m.
Zonas comerciales e industriales de ciudades hasta 15000 hab.	25 m.
Zonas comerciales e industriales de ciudades de 15000 a 50000 hab.	35 m.
Zonas comerciales e industriales de ciudades de más de 50000 hab	50 m.

Fuente: (7)

El MSAS (MSAS-1989-Art.96) en general recomienda que las presiones máximas y mínimas de la red de distribución de una urbanización estén entre 20 y 70 m, calculadas con respecto al nivel de la calle y bajo la condición e hipótesis de cálculo más desfavorable. (7)

2.12 Capacidad de los estanques de almacenamiento

En todo sistema de distribución se acostumbra a construir depósitos para almacenar agua con el propósito de:

Compensar las variaciones del consumo: Analizando la curva mostrada en la figura 2.4 que, según las Normas INOS, representa la variación horaria del consumo de agua, se puede observar que entre las 6:30 am y las 7:45 pm aproximadamente (horas diurnas), el consumo es siempre superior al promedio diario, y es este consumo en exceso durante ese periodo de tiempo lo que fija la capacidad del estanque. Por lo tanto la diferencia entre el volumen de agua que saldrá (efluente) del estanque y el volumen de agua (afluente) que llegará durante las horas diurnas es lo que determinará la capacidad del estanque. Calculado de esta forma el volumen de almacenamiento generalmente oscilará entre 20 y 30 % del consumo total diario, sin embargo las Normas del INOS establecen que cuando el estanque está alimentado por una fuente continua, la capacidad de él debe ser del 40 % del gasto diario medio anual, y por consiguiente la norma sobre diseña la capacidad del estanque, pero esto es conveniente para contar así con un factor de seguridad.

Disponer de una reserva para combatir incendios: La capacidad por incendio en núcleos urbanos debe ser la que resulte de almacenar un volumen de agua suficiente para combatir uno o más incendios a los gastos fijados por las normas y durante el tiempo que dure el incendio o incendios. De acuerdo a las normas del INOS, esa capacidad será:

$$Q = 15 \sqrt{x} \quad \text{Ec. (2.14)}$$

Donde:

Q = Caudal necesario para combatir el incendio (l/s)

X = Población (miles de habitantes)

Como complemento a esta determinación de capacidad para combatir incendios, las normas del INOS establecen que si la población es menor de 200000 habitantes, “se puede suponer que habrá solamente un incendio a la vez. Para ciudades de una población de más de 200000 habitantes, debe suponerse que mientras ocurre un incendio en el sector comercial e industrial a la rata de máxima demanda, habrá otro incendio en el sector residencial”. (Normas INOS) La duración de cada incendio, para estos casos, debe suponerse de acuerdo a la tabla 2.5.

Tabla 2.5 Estimación de la duración de incendios

Gasto requerido de incendio (l/s)	Duración (horas)
Menor de 30	3
De 30 a 106	4
De 106 a 150	5
Mayor de 150	6

Fuente: (16)

Por último, es recomendable que, mientras en secciones de la ciudad no muy densamente construidas y con edificaciones pequeñas el gasto exigido es de 32 l/s, en secciones muy densamente construidas y con edificios hasta de tres pisos, el gasto no debe ser menor de 64 l/s. Cuando en estas últimas los edificios tengan más de tres pisos, el gasto contra incendio no debe ser menor a 96 l/s. Estos gastos deben ser

concentrados, manteniéndose las presiones residuales mínimas fijadas por las normas.

(4)

2.13 Ubicación de válvulas de paso

Aunque la ubicación de las válvulas de paso no influye en el diseño de la red en sí, es muy importante en relación al aspecto operativo del sistema. La finalidad de las válvulas de paso en una red de distribución, es poder aislar tramos de tuberías en casos de fallas para poder repararlas y permitir que el agua fluya por otros tramos al resto de la red.

Las normas (12) orientan en relación a la ubicación de las válvulas de paso y a este respecto establecen que:

En tuberías matrices (ϕ 400 mm o mayor):

- En la intersección con otras tuberías matrices.
- A distancias no mayores de 400 m entre sí.
- Donde sea necesario para no aislar más de dos salidas de ϕ 250 mm.

En tuberías de distribución (ϕ 300 mm o menor):

- No aislar más de 350 m de tubería a la vez.
- No aislar más de 2 cuadras al mismo tiempo.
- Se debe procurar que no sea necesario cerrar más de cuatro llaves para aislar el sector deseado. (5)

2.14 Ubicación de hidrantes

Los hidrantes son piezas especiales que se colocan en las líneas de distribución con objeto de combatir incendios. En base a su función específica se les ha fijado una capacidad de acuerdo con las zonas donde están situadas. El INOS recomienda que:

a) Los hidrantes deben ser colocados a 200 metros de separación cuando se requiere descargar 10 l/s, que corresponde a hidrantes colocados en zonas residenciales unifamiliares de viviendas aisladas, ó 16 l/s, que corresponde a los situados en zonas residenciales, comerciales o mixtas con 120 % de área de construcción aislada o construcciones unifamiliares continuas. En este caso se recomienda que los hidrantes sean de ϕ 4”.

b) Los hidrantes deben ser colocados a 100 metros de separación cuando descargan 32 l/s que corresponden a zonas industriales, de comercio o vivienda con área de construcción mayor al 120 %. Para este caso los hidrantes deben ser de ϕ 6”.

En aceras de ancho mayor de 2 metros, los hidrantes deben ser del tipo de poste. En aceras de 2 metros o menores, los hidrantes deben ser del tipo a ras de tierra, con caja y tapa de hierro fundido, removible. (4)

2.15 Sistema de recolección de aguas servidas

Un sistema de aguas servidas, también llamado red de cloacas, comprende estructuras y tuberías usadas para el transporte de aguas servidas desde el lugar en que se generan hasta el sitio en que se disponen o tratan.

La red de cloacas está formada por estructuras hidráulicas proyectadas para funcionar por gravedad. Sólo muy raramente, y por tramos breves, está constituida

por tuberías que trabajan bajo presión. Normalmente son canales de sección circular, ovalar, o compuesta, enterrados la mayoría de las veces bajo las vías públicas.

El sistema de aguas negras es considerado un servicio básico, sin embargo la cobertura de estas redes en las ciudades de países en desarrollo es ínfima en relación con la cobertura de las redes de agua potable. Esto genera importantes problemas sanitarios.

Durante mucho tiempo, la preocupación de las autoridades municipales o departamentales estaba más dirigida a construir redes de agua potable, dejando para un futuro indefinido la construcción de las redes de cloacas. Sin embargo, actualmente las redes de cloacas son un requisito para aprobar la construcción de desarrollos urbanísticos.

2.15.1 Tipos de sistemas de recolección de aguas servidas

A través de los años, han sido desarrollados tres tipos de sistemas de recolección: únicos, mixtos y separados. Las características de cada uno de ellos son:

- Sistema único: Se recogen las aguas servidas y de lluvia en un mismo canal.
- Sistema mixto: Se recogen las aguas servidas y parte de las aguas de lluvia en un mismo canal.
- Sistema separado: La recolección de aguas servidas y de lluvia es independiente.

En nuestro país se adopta el sistema separado, el cual tiene la ventaja de evitar problemas de contaminación asociados con la descarga de aguas residuales no tratadas en los cuerpos de agua. Este tipo de sistema es el sugerido por la normativa vigente en el Artículo 2°, Numeral 2, Gaceta Oficial 5318. (2)

2.16 Componentes de un sistema de recolección de aguas servidas

Básicamente los componentes de un sistema de aguas servidas son:

2.16.1 Red de tuberías

Las tuberías o colectores deben ser resistentes, impermeables, durables, de paredes lisas y uniformes. Pueden fabricarse de:

- Fibrocemento (FC): menor peso, sensible a la corrosión ácida;
- Fundición dúctil (FD): muy resistente, soporta cargas muy altas, sensible a la corrosión ácida;
- Concreto armado (CA): económico, sensible a la corrosión interna (aguas ácidas) y externa (suelos ácidos);
- Concreto pretensado (CP): útil para tuberías principales de gran longitud, sensible a la corrosión;
- Cloruro de polivinilo (PVC): ligero, resistencia mecánica y a la corrosión;
- Gres: resistencia a la corrosión pero frágil.

El diámetro de las tuberías es creciente desde las acometidas domiciliarias (200-250 mm.) hasta la tubería principal (diámetro variable según las necesidades de la zona). Las aguas residuales circulan por acción de la gravedad siendo necesario que las tuberías estén inclinadas para permitir una velocidad mínima de 0,6 m/seg, evitándose así la deposición de materia sólida. En ocasiones, por imperativos topográficos, las aguas negras circulan a presión impulsadas por estaciones de bombeo. La profundidad de las tuberías en las calles será de 1,8 m o más. (9)

Según su ubicación los colectores pueden ser:

- **Colectores secundarios:** Son las tuberías que recogen las aguas de los ramales de empotramiento y los conducen a los colectores principales. Se sitúan enterradas, en las vías públicas.

- **Colectores principales:** Son tuberías de gran diámetro, situadas generalmente en las partes más bajas de las ciudades, y transportan las aguas servidas hasta su destino final

2.16.2 Bocas de visita

Son cámaras verticales que permiten el acceso a los colectores, para facilitar su mantenimiento. También sirven de interconexión a las tuberías. Se colocan cada 100-120 m. Las tapas que los cubren deben ser metálicas, resistentes, fácilmente extraíbles, no ruidosas, seguras y de protección eficaz.

2.16.2.1 Ubicación

Las normas de cloacas del INOS recomiendan colocar bocas de visita en los siguientes casos:

- En toda intercepción de colectores.
- Al comienzo de todo colector.
- En todo cambio de dirección, pendiente, diámetro y material.
- En los tramos rectos a distancias no mayores a 120 metros y en las curvas de colectores visitables a no más de 30 metros.

2.16.2.2 Tipos

Existen diferentes tipos de bocas de visita según la profundidad de la misma, de la profundidad del colector menos enterrado que descargue en ella y del diámetro de

la tubería de salida. Las características de los diferentes tipos se presentan en la siguiente tabla:

Tabla 2.6 Tipos de bocas de visita

Tipo	Profundidad del lomo del colector menos enterrado	Profundidad rasante colector de salida	Diámetro colector de salida
Ia	> 1,15 m	< 5,00 m	≤ 42"
Ib	> 1,15 m	> 5,00 m	≤ 42"
Ic	Boca de visita con caída	--	--
II	< 1,15 m	--	≤ 18"
III	< 1,15 m	--	21" ≤ ϕ ≤ 42"
IVa	> 1,15 m	< 5,00 m	≥ 48"
IVb	> 1,15 m	> 5,00 m	≥ 48"

Fuente: (5)

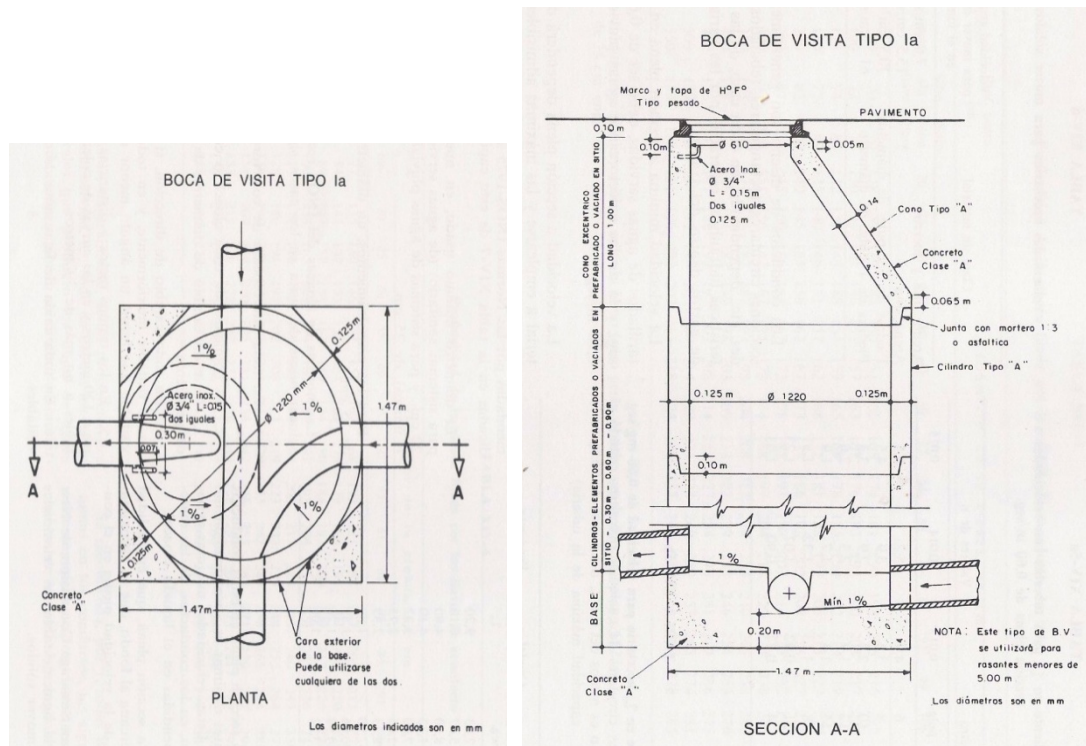


Figura 2.6 Boca de Visita Tipo 1a

Fuente: (4)

2.16.3 Instalaciones Complementarias

Las más importantes son:

- **Tanquilla de empotramiento:** Son pequeñas cámaras, de hormigón, ladrillo o plástico que conectan el alcantarillado privado, interior a la propiedad, con el público, en las vías. También sirve para realizar alguna inspección.

- **Ramal de empotramiento:** Son tuberías de pequeño diámetro 150 a 250 mm. de diámetro interno, que pueden estar colocados debajo de las veredas; estas tuberías parten de la tanquilla y se enlazan al colector. Los tipos de ramales de empotramientos son los siguientes:

- Tipo I: En colector de diámetro menor o igual de 450 mm. y hasta 4 m. de profundidad.
- Tipo II: En colector de diámetro mayor de 450 mm. y hasta 4 m. de profundidad.
- Tipo III: Para profundidades mayores de 4 m.
- Tipo IV: Un empotramiento con bifurcación para servir a dos parcelas.

Un esquema de los componentes de las obras de captación de un sistema de recolección de aguas negras se muestra en la siguiente figura:

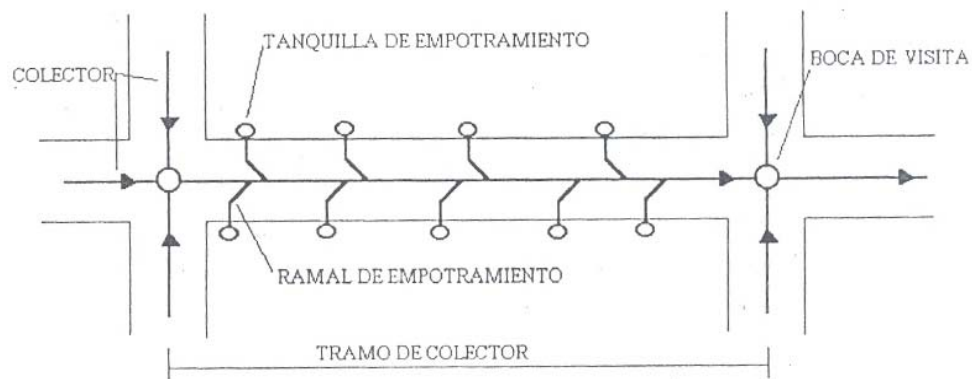


Figura 2.7 Esquema en planta de la ubicación de las obras de captación en un sistema de aguas negras. (2)

2.17 Gastos de aguas servidas

Para determinar el caudal de proyecto de un sistema de alcantarillado de aguas servidas, se deberán considerar los siguientes aportes de agua:

- Servidas domiciliarias.
- Industriales.

- Comerciales.
- Institucionales.
- De infiltración.

2.17.1 Gastos de Aguas Servidas Domiciliarias

Es el caudal de aguas residuales provenientes de las viviendas y residencias de las comunidades. El mismo puede determinarse a través de la siguiente ecuación:

$$Q_{\text{máx}_{A.D.}} = Q_{\text{med}} * K * R \quad (\text{Ec. 2.15})$$

Donde:

$Q_{\text{máx}_{A.D.}}$ → Caudal Máximo de Aguas Servidas Domiciliarias (L/S).

Q_{med} → Caudal Medio de Acueducto (L/S).

R → Coeficiente de Reingreso ($R = 0,8$).

K → Coeficiente de Harmon (Adimensional)

$$K = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{P}} \quad (\text{Ec.2.16})$$

Donde:

P → Población (miles de habitantes).

2.17.2 Gastos de aguas industriales, comerciales e institucionales:

Los caudales de agua de tales contribuciones se determinan en base a las dotaciones asignadas por la Gaceta Oficial N° 4044 (14), las cuales van a depender del tipo de comercio, industria o institución; aplicándose luego el coeficiente de gasto de reingreso.

2.17.3 Gastos de Infiltración

Es el caudal producido por las aguas del subsuelo que entran al sistema de recolección de aguas residuales a través de las conexiones, bocas de visita, juntas y grietas de las tuberías. El gasto mínimo a considerar es de 20000 L/día - km, el cual depende de la longitud total de los colectores y de cada uno de los ramales de empotramiento del sistema. (10)

$$Q_{inf} = \frac{20000 \text{ l/km/día} * (\text{long.colector} + \text{long.empotramiento})}{86400 \text{ s/día}} \quad \text{Ec. (2.17)}$$

2.17.4 Gasto unitario

Para obtener el gasto unitario de cálculo de las aguas servidas se deben sumar los diferentes aportes indicados anteriormente, y el resultado de la suma deberá multiplicarse por un coeficiente C, el cual varía entre 1 y 2 (Artículo 3°, Numeral 13, Gaceta Oficial N° 5318).

Un criterio para determinar el valor del coeficiente C es el siguiente:

- Coeficiente C = 2

Si la finalidad del desarrollo es generar parcelas para la venta y sean los compradores de éstas los que procedan con la construcción de las edificaciones, se debe fijar el valor máximo, o sea 2, ya que no hay ningún control por parte del promotor de la urbanización, de que no se realicen incorporaciones ilegales a las cloacas.

- Coeficiente $C = 1,5$

Si la finalidad del desarrollo es vender las unidades de viviendas ya construidas, entonces habría menor probabilidad de que haya descargas de drenajes a las cloacas. En este caso el valor de C debe ser 1,50. (5)

2.17.5 Gasto por tramos

Una vez en conocimiento de las siguientes informaciones:

- Planta definitiva del sistema de cloacas.
- Nomenclatura de las bocas de visita, con lo cual quedan definidos los diferentes colectores del sistema de cloacas (principales, secundarios, etc.)
- Determinación del aporte máximo de aguas negras de cada parcela.

Se puede determinar el gasto propio de cada tramo de colector de la siguiente manera:

$$Q_{\text{máxAN}_x} = (Q_{\text{mAB}_x} * K * R + Q_{\text{inf}_x}) * C \quad (\text{Ec. 2.18})$$

Donde:

$Q_{\text{máxAN}_x}$ → Caudal Máximo de Aguas Servidas de un tramo “x” (L/S).

Q_{mAB_x} → Caudal Medio de Acueducto del tramo “x” (L/S).

R → Coeficiente de Reingreso ($R = 0,8$).

K → Coeficiente de Harmon (Adimensional.) (ver ec. 2.17)

Q_{inf_x} → Gasto de infiltración del tramo “x” (L/S)

Luego el gasto de diseño de cada tramo de colector será la suma del gasto propio (parcelas que descargan directamente en el tramo) y del gasto acumulado de todos los tramos anteriores (tramos que convergen hacia el tramo en referencia). Este cálculo se simplifica si se hace de una manera ordenada y cuidadosa, siendo la forma más práctica mediante una tabla. (5)

2.18 Ubicación de los colectores

Los colectores deben servir a las edificaciones, instalándolas por los ejes de las vías, siguiéndose, en lo posible, las pendientes naturales disponibles, evitándose así movimientos de tierra innecesarios y costosos.

Los colectores se proyectarán de tal manera que todos los ramales, incluyendo los empotramientos, pasen por debajo de las tuberías de acueducto existentes o futuras, dejando como mínimo una luz libre de 0,2 m entre los conductos. (10) Ver figura 2.8.

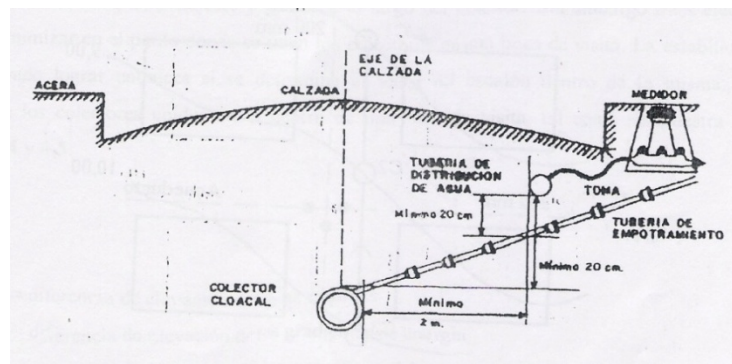


Figura 2.8 Ubicación del Colector (2)

2.19 Material de los colectores y coeficiente de rugosidad

Los valores del coeficiente de rugosidad “n” a utilizar según el material de los colectores, serán los siguientes:

Tabla 2.7 Coeficiente de rugosidad

MATERIAL	“n”
Colectores cerrados prefabricados	
PVC	0,012
PEAD	0,012
Fiberglass	0,012
Acero	0,012
Hierro fundido	0,012
Hierro fundido dúctil	0,012
Asbesto-Cemento	0,013
Arcilla vitrificada	0,013
Concreto $\phi \geq 24$”	0,013
Concreto $\phi \leq 21$”	0,015
Colectores cerrados vaciados en sitio	
Concreto	0,014
Canales	
Revestidos de asfalto	0,015
Revestidos de concreto	0,015
Excavados en tierra	0,022 - 0,030
Lechos pedregosos y taludes con grama	0,035

Fuente: (13)

2.20 Elementos hidráulicos de un colector circular a sección llena

Se tienen los siguientes elementos hidráulicos para un colector circular que trabaja por gravedad, al máximo de su capacidad:

2.20.1 Capacidad

Es el volumen de aguas residuales que puede transportar un colector en cierto intervalo de tiempo a sección llena, manteniendo el flujo dentro del mismo por gravedad. La capacidad o caudal a sección plena de un colector se puede calcular utilizando la ecuación de continuidad. (11)

$$Q_c = V_c * A_c \quad (\text{Ec. 2.19})$$

Donde:

Q_c = capacidad del colector en m^3/s .

V_c = velocidad a sección llena en m/s .

A_c = área de la sección transversal del colector en m^2 .

2.20.2 Tirante de agua

Un colector trabaja a sección plena cuando el tirante de agua, es decir, la profundidad del nivel de agua dentro de la sección, es igual al diámetro de éste.

$$H = D \quad (\text{Ec. 2.20})$$

Donde:

H = tirante de agua en m .

D = diámetro de la sección del colector en m .

2.20.3 Velocidad

La velocidad del agua residual dentro de un colector se puede determinar a través de la ecuación proveniente de la fórmula de Chezy-Manning por medio de la siguiente expresión: (11)

$$V_c = \frac{1}{n} * R_c^{2/3} * S^{1/2} \quad (\text{Ec. 2.21})$$

Donde:

V_c = velocidad media en m/s.

n = coeficiente de rugosidad (ver tabla X).

R_c = radio hidráulico en m.

S = pendiente unitaria determinada por la rasante del colector en m/m

2.20.4 Perímetro mojado

$$(P_c): \rightarrow P_c = \pi * D \quad (\text{Ec. 2.22})$$

2.20.5 Área mojada (A_c)

$$A_c = \pi * D^2 / 4 \quad (\text{Ec. 2.23})$$

2.20.6 Radio hidráulico (R_c)

$$R_c = A_c / P_c \rightarrow R_c = \frac{\pi * D^2 / 4}{\pi * D} \rightarrow R_c = D / 4 \quad (\text{Ec. 2.24})$$

Sustituyendo estas ecuaciones en la ecuación de continuidad (Ec. 2.19), nos queda:

$$Q_c = \frac{1}{n} * D/4^{2/3} * S^{1/2} * \pi * D^2/4 \rightarrow Q_c = \frac{0,3117}{n} * D^{5/2} * S^{1/2} \quad (\text{Ec. 2.25})$$

2.21 Elementos hidráulicos para un tirante h

Para estimar la velocidad real y el tirante de agua cuando el colector está parcialmente lleno, se utilizan las relaciones hidráulicas entre los elementos a sección plena y a otras profundidades dentro del conducto circular a través de la figura 2.9

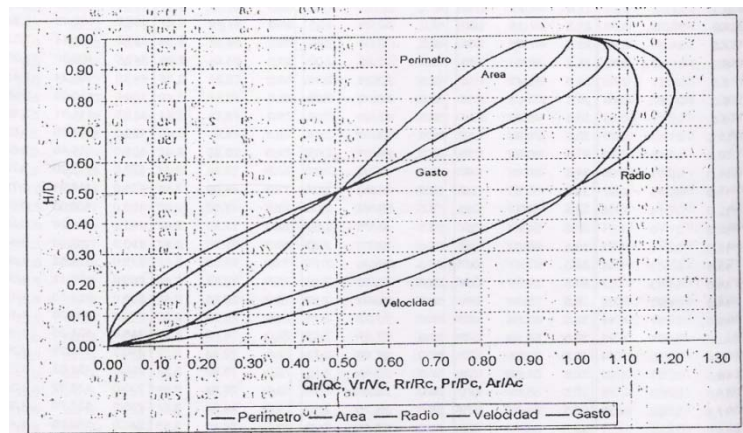


Figura 2.9 Relación de Elementos Hidráulicos de una Sección Circular (2)

2.22 Pendientes y velocidades admisibles

La pendiente mínima de un colector estará determinada por la velocidad mínima admisible a sección llena, la cual en sistemas de alcantarillado de aguas servidas será de 0,60 m/s. (12)

La pendiente máxima será correspondiente a las velocidades máximas admisibles a sección llena, según el material empleado en los mismos. Las velocidades máximas admisibles serán las siguientes:

Tabla 2.8 Velocidades límites

Material de la tubería	Velocidad límite (m/s)
Concreto	
Rcc 28 x 210 kg/cm²	5,00
Rcc 28 x 280 kg/cm²	6,00
Rcc 28 x 350 kg/cm²	7,50
Rcc 28 x 420 kg/cm²	9,50
Arcilla vitrificada	6,00
Asbesto-Cemento	4,50
P.V.C.	4,50
Hierro fundido, acero	Sin límite

Fuente: (12)

2.23 Profundidad mínima de los colectores

La Norma 3-19 del INOS establece que el lomo de los colectores deberá estar a una profundidad mínima de 1,15 m, determinada por la ubicación de las tuberías del acueducto. Un aspecto muy importante que debe privar en la determinación de la profundidad mínima, es el permitir, salvo en casos especiales, que los efluentes de las parcelas descarguen por gravedad a los colectores, por lo cual es necesario conocer previamente la topografía modificada, no sólo de las vías sino del terreno en general.

(5)

2.24 Profundidad máxima de los colectores

La profundidad máxima de un colector está condicionada por los siguientes aspectos:

- Es deseable que los tubos estén por encima del nivel freático.
- Se puede decir que las profundidades mayores de los 4 ó 5 metros se deben evitar en lo posible, ya que los equipos de excavación sufren una gran disminución en el rendimiento a medida que aumenta la profundidad, y profundidades mayores de 5 ó 6 metros no se pueden hacer directamente, sino que es necesario abrir trincheras con equipo pesado.
- Hay que considerar las interferencias con otros servicios enterrados (acueducto, drenajes, electricidad, teléfonos, gas, etc.).
- Cotas obligadas, tales como el o los puntos de descarga del sistema cloacal en proyecto. (5)

2.25 Cotas de los colectores en las bocas de visita

Los colectores dentro de las bocas de visitas deben ser enrasados por los lomos en el centro de las mismas para garantizar la estabilidad del flujo.

La estabilidad del flujo se puede lograr si se determina el valor de la transición o escalón dentro de la boca de visita por medio de la presente ecuación: (11)

$$hr = (H_2 - H_1) + (K + 1) * \left(\frac{V_2^2}{2g} - \frac{V_1^2}{2g} \right) + Kc * \frac{Vm^2}{2g} \quad (\text{Ec. 2.26})$$

Donde:

hr = diferencia de elevaciones entre rasantes o escalón en m.

H_2 = tirante de agua del tramo de salida a la boca de visita en m.

H_1 = tirante de agua del tramo de entrada a la boca de visita en m.

K = factor que depende del tipo de régimen hidráulico (adimensional).

$K = 0,1$ si $V_1 < V_2$ (régimen acelerado)

$K = 0,2$ si $V_1 > V_2$ (régimen retardado)

V_2 = velocidad real del tramo de salida a la boca de visita en m/s.

V_1 = velocidad real del tramo de entrada a la boca de visita en m/s.

g = aceleración de la gravedad en m/s^2

K_c = coeficiente de curvatura (adim.). Se aplica si se produce cambio de dirección entre un tramo de colector y otro.

V_m = mayor de las velocidades en la transacción en m/s.

$$K_c = 0,25 \sqrt{\frac{\alpha}{90^\circ}} \quad (\text{Ec. 2.27})$$

Donde:

α = ángulo de deflexión entre tramos de colectores en grados ($^\circ$)

2.26 Ancho de zanja

El ancho de la zanja donde se colocarán los colectores depende del diámetro de los mismos y si la zanja será con o sin entibado. Los entibados se usan cuando se requiere soportar los lados de las zanjas porque las paredes son inestables y pueden poner en peligro la vida de los trabajadores y el trabajo mismo ya ejecutado. Este sería el caso de arenas movedizas, capas de arena o de grava sueltas. La siguiente tabla presenta los anchos de zanja según el diámetro interior del tubo con o sin entibado.

Tabla 2.9 Anchos de zanja

DIAMETRO (Pulg.)	ANCHO ZANJA (cm.)	
	Sin entibado	Con entibado
4	60	90
6	60	90
8	60	100
10	70	100
12	80	100
15	90	120
18	100	120
21	110	130
24	120	140
27	130	150
30	140	160
33	150	170
36	165	190
42	190	210
48	210	230
54	230	250
60	250	270
66	260	280
72	280	300
78	300	320
84	320	340
90	330	350
96	350	370
102	360	380
108	380	400

Fuente: (15)

2.27 Tipos de apoyos de colectores

De acuerdo a la Gaceta Oficial de la República de Venezuela 5318 Extraordinaria, se puede utilizar tres tipos de apoyo, los cuales se denominan A, B y C (Figura 2.10).

2.27.1 Apoyo tipo A

El tubo se apoya en un lecho de concreto de un espesor mínimo de $\frac{1}{4}$ del diámetro exterior. El lecho tiene un ancho igual al diámetro del tubo más 20 cm. El relleno sobre el lecho hasta 30 cm. sobre la cresta del tubo debe compactarse cuidadosamente. El factor de carga, es decir, la relación entre la resistencia del conducto a la carga en el terreno dado y la resistencia en el ensayo de los 3 filos (prueba de laboratorio que determina la resistencia del tubo), es de 2,8.

2.27.2 Apoyo tipo B

El fondo de la zanja se conforma para que presente una superficie cilíndrica de 5 cm. mayor (como mínimo) que el diámetro exterior del tubo, y un ancho suficiente para permitir que $\frac{6}{10}$ del diámetro exterior del tubo se apoye en el relleno granular fino colocado en la excavación conformada. Se hará un relleno cuidadosamente compactado a los lados del tubo y hasta una altura no menor de 30 cm. sobre la cresta del mismo. El relleno granular fino a utilizar será el que pase por el cedazo N° 4 y el factor de carga es de 1,9.

2.27.3 Apoyo tipo C

El tubo se apoya con cuidado en una fundación de tierra formada en el fondo de la zanja por medio de una excavación conformada, la cual ajustará el cuerpo del tubo

con razonable precisión, en un ancho mínimo de 60 % del diámetro exterior del tubo. Los laterales y el área sobre el tubo hasta una altura de 30 cm. sobre la cresta del mismo se rellena con material ligeramente compactado. El factor de carga es de 1,5 (10)

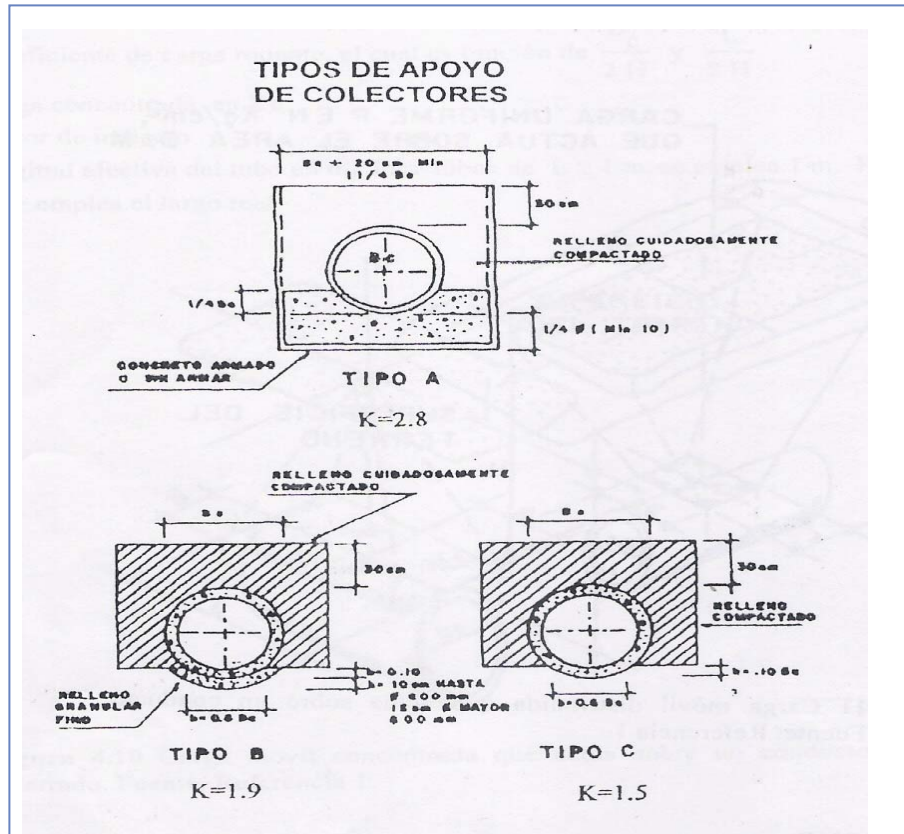


Figura 2.10 Tipos de Apoyo de Colectores. Fuente: (11)

2.28 Clases de tuberías de concreto

Generalmente se emplean tubos de concreto fabricados de acuerdo a las normas del INOS. Según la capacidad del tubo para resistir esfuerzos producidos por las cargas externas existen 7 clases distintas, 3 de concreto sin armar y 4 de concreto armado (ver tabla 2.10).

Tabla 2.10 Resistencia de los tubos de concreto

Diámetro		Tubos sin armar			Tubos armados			
		Carga de rotura en tres filos kg/m						
mm.	pulg.	Clase 1	Clase 2	Clase 3	Clase 4	Clase 5	Clase 6	Clase 7
100	4	1500	3000	--				
150	6	1650	3000	--				
200	8	1950	3000	--				
250	10	2100	3000	--				
300	12	2250	3350	4150				
350	--	2500	3600	4400				
380	15	2600	3700	4500				
400	--	2800	3900	4700				
450	18	3000	4100	4900	7350			10100
500	21	3400	4500	5300	7950			11850
600	24	3750	4850	5650	8500	8700	9000	13500
700	27				8500	9400	10100	15200
750	30				8500	9700	11250	16900
800	33				8500	10050	12400	18600
900	36				9000	10350	13500	20250
1050	42				9000	11000	15750	23600
1200	48				9000	12150	18000	27000
1350	54				10100	13650	20250	30400
1500	60				11250	15200	22500	33750
1650	66				12400	16700	24750	37100
1800	72				13000	18200	27000	40500
1950	78				14600	19700	29250	
2100	84				15750	21300	31500	

Tabla 2.10 Resistencia de los tubos de concreto (continuación)

Diámetro		Tubos sin armar			Tubos armados			
		Carga de rotura en tres filos kg/m						
mm.	pulg.	Clase 1	Clase 2	Clase 3	Clase 4	Clase 5	Clase 6	Clase 7
2250	90				16900	22800		
2400	96				18000	24300		
2550	102				19120	25800		
2700	108				20250	27300		

Fuente: (15)

2.29 Cargas externas sobre las tuberías

Las cargas externas que actúan sobre un tubo enterrado se pueden clasificar en:

2.29.1 Cargas muertas

Son las provenientes del peso del material de relleno sobre la tubería y sus alrededores. La magnitud de estas cargas es proporcional a la densidad del relleno, al ancho de la zanja y a la profundidad a la cual se instala la tubería.

Para la determinación de las cargas muertas se recomienda el uso de la teoría y la ecuación de Marston:

$$W_M = C_g * W * B^2 \quad \text{Ec. 2.29}$$

Donde:

W_M = Carga muerta en kg/m.

C_g = Coeficiente de carga Marston. Se obtiene en función de las dimensiones de la zanja (H/B) y de la densidad del material de relleno (W) (ver figura 2.12).

W = Densidad del material de relleno en kg/m^3 (ver tabla 2.10).

B = Ancho de la zanja en la parte superior del tubo en cm.

H = Altura de relleno medido desde el lomo de la tubería en cm.

Tabla 2.11 Densidad del material de relleno según el tipo de suelo

Tipo de suelo	W (kg/m^3)
Granulado	1700
Grava y arena	1900
Húmedo y fangoso	2000
Arcilla, lodo espeso, granzón	2100
Arcilla saturada	2200

Fuente: Manual Técnico. Sistema de Tubería y Accesorio Alcantarillado, Junta Mecánica PAVCO.

2.29.2 Cargas vivas

Son las provenientes del tráfico y que son transmitidas a través del material de relleno sobre el tubo. (24)

$$W_v = \frac{C_s \cdot P_c \cdot F}{L} \quad \text{Ec. 2.30}$$

Donde:

W_v = Carga viva en kg/m.

C_s = Coeficiente de carga. Se determina gráficamente en función del diámetro de la tubería y de la profundidad de la zanja H (ver figura 2.11).

P_c = Carga concentrada en Kg. Según la AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials) la carga máxima de una rueda de camión H-20 es 7208 kg.

F = Factor de impacto. 1,5 sugerido por la ASCE (American Society of Civil Engineers)

L = Longitud efectiva de la tubería en m. Para tubos de $L \geq 1$ m., se emplea 1 m. Para tubos de $L \leq 1$ m., se emplea el largo real.

2.29.3 Carga total

Para la determinación de la carga total que actúa en cada tramo de tubería, es necesario determinar cada una de las cargas indicadas según las ecuaciones 2.29 y 2.30, las cuales al sumarlas resultan:

$$W_t = W_M + W_V \quad \text{Ec. 2.31}$$

Donde:

W_t = Carga total en kg/m.

Luego se debe aplicar el criterio del factor de carga según el tipo de apoyo a utilizar y el factor de seguridad correspondiente, según la ecuación:

$$W = \frac{v_e * W_t}{K} \quad \text{Ec. 2.32}$$

Donde:

W = Carga de rotura del tubo en el ensayo de los tres filos en kg/m

v_e = Coeficiente de seguridad contra el aplastamiento del tubo. $v_e = 1,5$

W_t = Carga total en kg/m.

K = Factor de carga según el tipo de apoyo a usar.

Obtenido el valor W se va a la tabla 2.9 para determinar la clase de tubería más conveniente a utilizar.

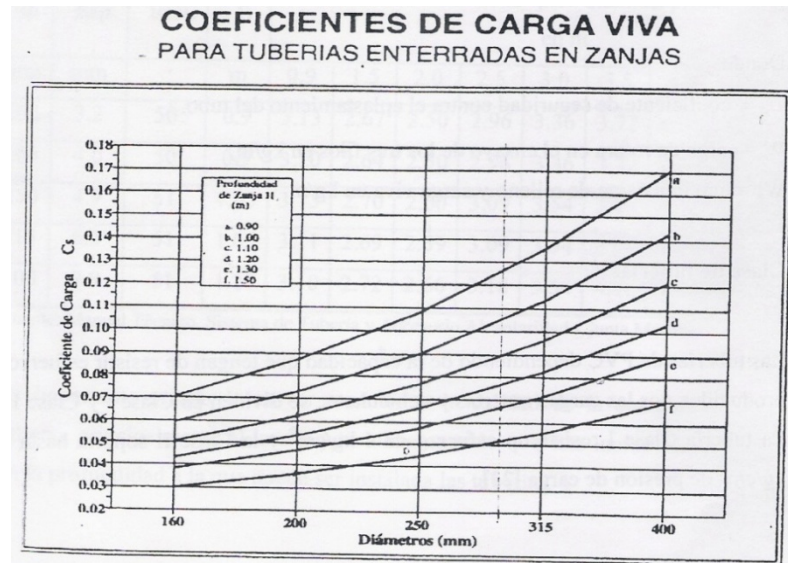


Figura 2.11 Coeficientes de Carga Viva para Tuberías Enterradas en Zanjas

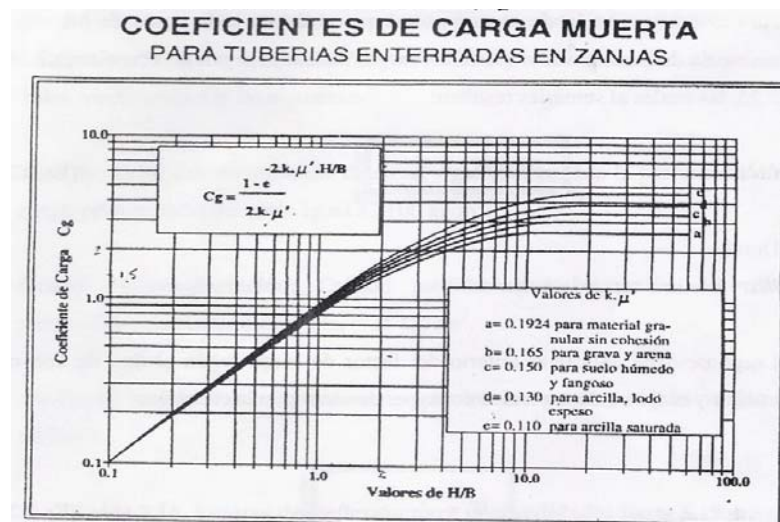


Figura 2.12 Coeficientes de Carga Muerta para Tuberías Enterradas en zanjas

CAPÍTULO III

DISEÑO DEL ACUEDUCTO

Este sistema de distribución de agua será diseñado para abastecer de agua potable a toda la población que habitará en el futuro N.U.D.E. Los Pilonés. El agua provendrá desde la planta de tratamiento Santa Rosa y será distribuida por gravedad a través de estanques elevados que serán ubicados en la zona.

El diseño del sistema está calculado para abastecer a una población de 5720 habitantes. La nueva Red de Distribución de Agua Potable fue calculada con el programa Water Cad, está integrada por tuberías de PVC con diámetros de 4", 6" y 8", transportando un caudal máximo horario de 84,88 l/s. El sistema incluye dos tanques de almacenamiento con capacidad de 1305 m³ y 1715 m³ cada uno, ubicados en la zona este y noreste del desarrollo, respectivamente.

3.1 Estimación de la población

El N.U.D.E. Los Pilonés contará con el siguiente número de viviendas:

Nº de viviendas unifamiliares y bifamiliares = 428 viv.

Nº de viviendas multifamiliares = 704 viv.

Nº total de viviendas = 704 + 428 = **1132 viv.**

Según el Instituto Nacional de Estadísticas (INE) el promedio de habitantes por vivienda para el área urbana del Estado Anzoátegui es de 5 hab/viv.

Adicionalmente el complejo contará con 28 viviendas de una habitación (capacidad máxima de 2 personas) para los trabajadores de los cultivos organopónicos.

Entonces:

Población para N.U.D.E. Los Pilonos = 1132 viv. * 5 hab/viv. + 28 viv. * 2 hab/viv.

$$= 5716 \text{ hab.} \approx \mathbf{5720 \text{ hab.}}$$

3.2 Estimación del gasto de agua potable

Basado en la Gaceta Oficial N° 4044, Normas Sanitarias para el Proyecto, Construcción, Reparación, Reforma y Mantenimiento de Edificaciones, y según el uso del suelo y/o actividades para cada sector del conjunto residencial, se estimó el gasto medio diario de agua potable en **33,95 l/s** para todo el N.U.D.E Los Pilonos (Anexo A.3).

Según las normas INOS se tiene que:

Consumo máximo horario = 200 % del consumo medio diario (ver figura 2.4)

Consumo máximo diario = 125 % del consumo medio diario anual (ver figura 2.5)

Por lo tanto:

Consumo máximo horario anual = 2,00 * 1,25 del consumo medio diario.

$$= 250 \% \text{ del consumo medio diario (Ec. 2.3)}$$

Tabla 3.1: Estimación del gasto máximo diario y horario para el sistema de acueducto

Unidad de gasto	Factor respecto a Qm	Valor
Gasto medio (Qm)	100 %	33,95 l/s
Gasto máximo diario (Q _{MD})	125 %	42,44 l/s
Gasto máximo horario (Q _{MH})	250 %	84,88 l/s

3.3 Determinación de los gastos en cada nodo

Una vez trazada la geometría de la red se determinaron las parcelas que serán servidas por los distintos tramos de tubería (Anexo A.1), y con la dotación se determinó el gasto del tramo (en l/s) que luego será repartido equivalentemente en cada nodo, es decir, se usó el método de la repartición media para determinar los gastos concentrados en los nodos. (Ver Anexo A.5).

3.4 Determinación de los gastos de tránsito por el método de hardy cross

Se asumió una dirección de flujo tentativa y una suposición lógica de la distribución de los gastos por cada tramo (Ver Anexo A.5).

Para el cálculo de la red de distribución se consideraron los dos casos de la norma INOS:

- a) 2.5 Q medio
- b) 1.8 Q medio + flujo de incendio

Fijados los gastos iniciales en cada tramo, se determinaron los diámetros en cada uno de ellos, en función de las capacidades máximas que establecen las normas (tabla 2.2).

Luego se procede a aplicar el Método de Hardy-Cross (anexo A.6), en donde:

El valor de α se obtiene de la tabla 2.1

El valor de r viene dado por la ecuación: $r = \alpha * longitud$

El valor de J viene dado por la ecuación 2.12 $\rightarrow J = r * Q^{1,85}$

Se asigna un signo para cada tramo de acuerdo a la dirección del flujo asumida, (+) para flujos en sentido horario y (-) para flujos en sentido anti horario.

El valor de ΔJ se obtiene por: $\Delta J = \sum J(+)+ \sum J (-)$

El valor de q viene dado por la ecuación 2.13 $\rightarrow q = \Delta J / (1,85 * \sum rQ^{0,85})$

Ejemplo:

Red A. 250 % Qm. Primera vuelta malla 1.

Tabla 3.2 Ejemplo de Determinación De Los Gastos De Tránsito Por El Método De Hardy Cross

Tramo	Diámetro	α^*	Longitud	R	Q (l/s)	$Q^{0,85}$	$r*Q^{0,85}$	J	Signo
Q 1-2	8"	0,(5)7513	180,58 m.	0,0014	27,32	16,63	0,0226	0,617	(+)
Q 2-3	8"	0,(5)7513	156,95 m.	0,0012	25,46	15,67	0,0185	0,470	(+)
Q 3-4	8"	0,(5)7513	61,19 m.	0,0005	24,27	15,04	0,0069	0,168	(+)
Q 5-4	4"	0,(3)2190	119,39 m.	0,0261	0,74	0,77	0,0202	0,015	(-)
Q 1-5	10"	0,(5)2537	156,95 m.	0,0004	32,68	19,37	0,0077	0,252	(-)
							$\Sigma = 0,0759$		

$\Sigma J(+)$	1,255
$\Sigma J(-)$	0,267
ΔJ	(+) 0,988
Q	(+) 7,033

* El número entre paréntesis indica la cantidad de ceros que hay después de la coma.

El signo (+) de la corrección indica que las pérdidas en los tramos con ese signo fueron mayores que las correspondientes a los tramos con flujo negativo. Para tratar de reducir esa diferencia, los gastos que circulan en el sentido positivo deben ser reducidos en esa cantidad, 7,033, para que las nuevas pérdidas de cargas disminuyan, y los gastos circulando en el sentido negativo deben ser aumentados en el valor de la corrección para que las pérdidas aumenten.

Entonces los Q corregidos para la segunda vuelta serán:

Tabla 3.3 Ejemplo de Determinación De Los Gastos De Tránsito Por El Método De Hardy Cross (Q Corregidos)

Tramo	Q corregido	Signo
Q 1-2	20,29	(+)
Q 2-3	18,43	(+)
Q 3-4	17,24	(+)
Q 5-4	7,29	(-)
Q 1-5	39,71	(-)

Se calculó, para cada red y para cada condición de funcionamiento, un número de vueltas tal que la variación de los gastos en cada tramo no sean suficientes para cambiar, según la tabla 2.2, los diámetros asignados en la vuelta anterior en ninguno de los tramos. Así obtendremos los diámetros tentativos que servirán de datos de entrada en el software Watercad.

3.5 Almacenamiento para compensar las variaciones horarias del consumo

Para la red A, el consumo medio es de 24,4 l/s (ver anexo A.4) por lo que el consumo de agua en un día será de:

$$24,4 \text{ l/s} * 86400 \text{ s/día} = 2108160 \text{ l/día} = 2108,16 \text{ m}^3 \text{/día} = 87,84 \text{ m}^3 \text{/h}$$

Se elabora una tabla de acuerdo a la gráfica de variación horaria de consumo recomendada por INOS (Figura 2.1).

Dicha tabla se muestra en el anexo A.7 y el contenido de la misma se explica a continuación:

La 1era columna de izquierda a derecha representa las horas del día.

La 2da es el porcentaje del consumo de Q_m según la figura 2.1.

La 3ra es el valor puntual del consumo en l/s para cada hora.

La 4ta es el consumo en m^3 en el lapso de una hora y se calcula de esta manera:

Ejemplo:

Hora 02:00 p.m.: Se refiere al consumo entre la 1 p.m. y las 2 p.m.

$$\frac{Q_1 + Q_2}{2} * \frac{3600 \text{ seg.}}{1000 \text{ l/m}^3} = \frac{30,5 + 29,77}{2} * 3,6 = 108,48 \text{ m}^3$$

La 5ta columna son los valores acumulados de la 4ta columna, y representa el consumo acumulado en m^3 hasta cada hora.

La última columna es el porcentaje del consumo acumulado, en donde la sumatoria de los valores de la columna 4, que es el consumo total del día, representa el 100 %.

De acuerdo a la gráfica de INOS la demanda es siempre superior al aporte entre las 6:30 a.m. y las 7:45 p.m., y es este consumo en exceso durante ese periodo de tiempo lo que fija la capacidad del estanque, entonces:

$$\text{Volumen afluente} = 13,25 \text{ horas} * 87,84 \text{ m}^3/\text{h} = 1163,88 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen efluente} = \text{Vol. Acum. 7:45 pm} - \text{Vol. Acum. 6:30 am (anexo)}$$

$$= 1889,22 - 276,7 = 1612,52 \text{ m}^3$$

$$\text{Déficit a compensar: } 448,64 \text{ m}^3$$

$$\% \text{ de almacenamiento al consumo total diario} = 21,28\%$$

Sin embargo las normas INOS establecen que el estanque debe tener capacidad para almacenar al menos un 40% del consumo medio diario.

Se realizan los mismos cálculos para la red B.

3.6 Cálculo de capacidad de los estanques de almacenamiento

- Estanque A

$$\text{Dotación media} = 24,4 \text{ l/s} * 86400 \text{ seg/día} * 1 \text{ día} = 2108160 \text{ l} = 2108,16 \text{ m}^3$$

$$\text{Reserva incendio} = 32 \text{ l/s} * 3600 \text{ seg/hora} * 4 \text{ horas} = 460800 \text{ l} = 460,8 \text{ m}^3$$

- Almacenamiento:

$$\text{Dotación media} = 0,4 * 2108,16 \text{ m}^3 = 843,26 \text{ m}^3$$

$$\text{Reserva incendio} = \underline{460,8 \text{ m}^3}$$

$$\text{Capacidad Estanque} = 1304,06 \text{ m}^3 \rightarrow \mathbf{1305 \text{ m}^3}$$

- Estanque B

$$\text{Dotación media} = 9,55 \text{ l/s} * 86400 \text{ seg/día} * 1 \text{ día} = 825120 \text{ l} = 825,12 \text{ m}^3$$

$$\text{Reserva incendio} = 96 \text{ l/s} * 3600 \text{ seg/hora} * 4 \text{ horas} = 1382400 \text{ l} = 1382,4 \text{ m}^3$$

- Almacenamiento

$$\text{Dotación media} = 0,4 * 825,12 \text{ m}^3 = 330,05 \text{ m}^3$$

$$\text{Reserva incendio} = \underline{1382,4 \text{ m}^3}$$

$$\text{Capacidad Estanque} = 1712,45 \text{ m}^3 \rightarrow \mathbf{1715 \text{ m}^3}$$

3.7 Aplicación del software watercad

3.7.1 Configuración del proyecto

Al ejecutar el programa Bentley WaterCAD V8 XM Edition lo primero que veremos será la ventana mostrada en la figura 3.1, entonces debemos hacer clic en la opción “Create New Project” para empezar a trabajar en un nuevo proyecto.

Antes de empezar a construir nuestro modelo debemos configurar el proyecto. Para ello seleccionamos “Tools” en la lista de comandos ubicada en la parte superior izquierda de la pantalla, y en el menú que se despliega a continuación hacemos clic en “Options”, y en la ventana emergente hacemos clic en el botón “Units” y verificamos que las unidades con las que trabajaremos en el proyecto sean las del Sistema Internacional (SI).

Una vez seleccionado el sistema de unidades daremos nombre a nuestro proyecto. Entonces seleccionamos “File” en la lista principal de comandos de la parte superior, y en el menú desplegable hacemos clic en “Project Properties”, y veremos en pantalla un cuadro de diálogo (ver figura 3.1) donde se debe introducir el título del proyecto, nombre del ingeniero proyectista, fecha y un texto complementario referente a un comentario de interés con respecto al proyecto.

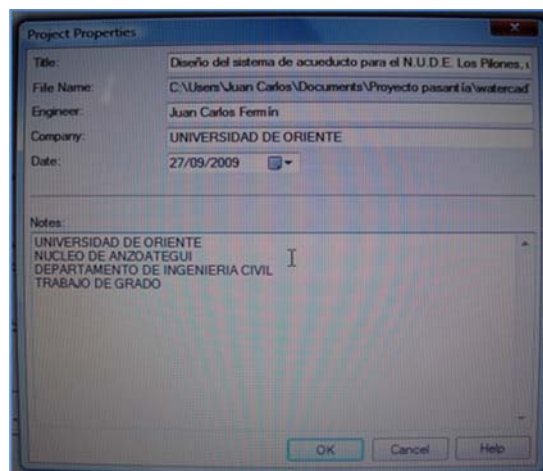


Figura 3.1 Configuración del Proyecto

3.7.2 Trazado de la red

En la hoja de dibujo debemos trazar nuestro plano en planta del sistema de acueducto, y para ello usamos los íconos ubicados a la izquierda de dicha hoja que representan cada uno de los elementos de una red de acueducto. Entonces hacemos clic en el símbolo del elemento que queramos representar y lo colocamos en la hoja de dibujo; así hasta completar el plano de la red.

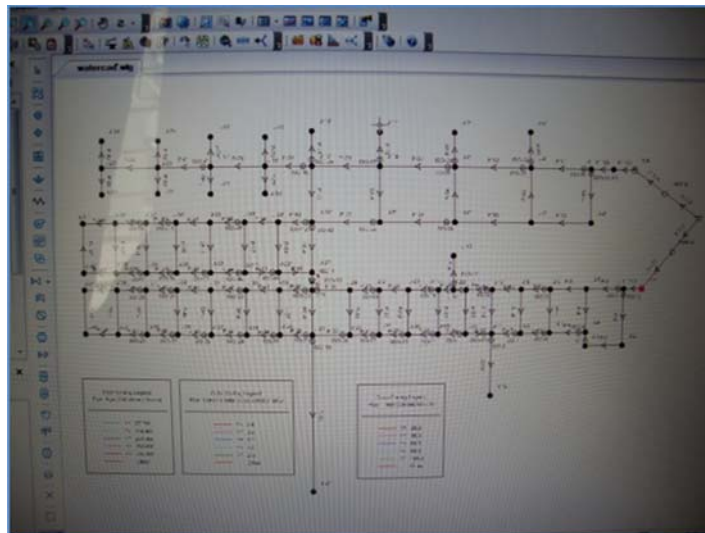


Figura 3.2 Trazado de Red

3.7.3 Ventana de entrada de datos

Existen dos maneras para poder acceder a estas ventanas: haciendo doble clic en el elemento de la red que se desea editar o haciendo clic derecho sobre el elemento y seleccionando “Edit” en el menú emergente.

Estas ventanas permiten la introducción de los datos necesarios con los que trabajarán cada uno de los elementos que componen la red de acueducto. Además,

luego de haberse realizado la corrida, muestran información de resultados y poseen opciones para graficar ciertos parámetros.

A continuación se hará una breve descripción de los aspectos más importantes en la introducción de los datos a cada tipo de elementos de la red, y se ilustrarán las ventanas respectivas.

3.7.4 Ventana de entrada de datos para tuberías

Entre los datos de los tramos de tuberías requeridos para el diseño del sistema tenemos: etiqueta o nombre del elemento, diámetro, material, coeficiente de Hazem-Williams, coeficiente de pérdidas menores y longitud del tramo. Posterior a la corrida, esta ventana muestra información referente a algunos resultados como el caudal y la velocidad.

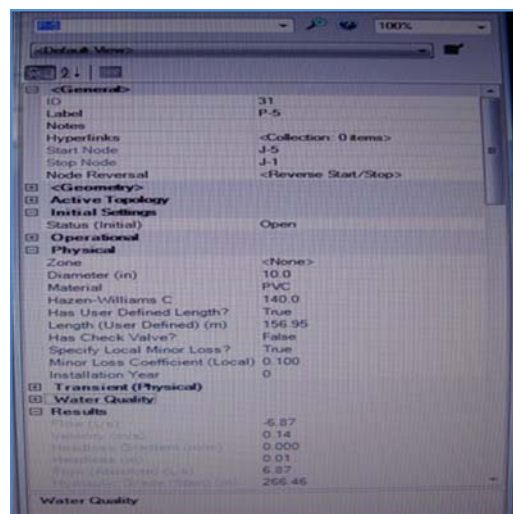


Figura 3.3 Ventana de Entrada de Datos para Tuberías

3.7.5 Ventana de entrada de datos para nodos

En el programa WaterCAD los nodos son representados por puntos o pequeños círculos, y es en estos puntos donde se concentran los valores de consumos medios de la red, previamente distribuidos y sumados.

En esta ventana es necesario introducir el valor de cota de los nodos, siendo este dato imprescindible y de mucha importancia para el cálculo, ya que de él dependen directamente los resultados de la demanda y presión, los cuales se verán en esta ventana una vez realizada la corrida.

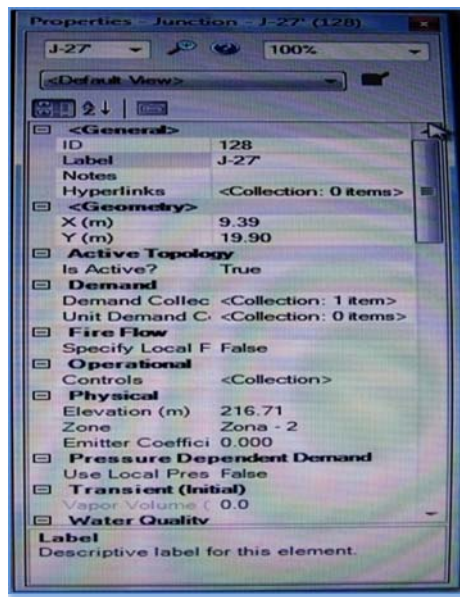


Figura 3.4 Ventana de Entrada de Datos para Nodos

3.7.6 Ventana de entrada de datos para reservorio

En el programa WaterCAD un reservorio representa aquel elemento hidráulico que sirve como fuente de abastecimiento de agua, el cual mantiene constante su nivel

de agua durante todo el tiempo. En la ventana de entrada de datos para este elemento se requiere como dato importante la cota de nivel de agua y la zona a la cual abastece.

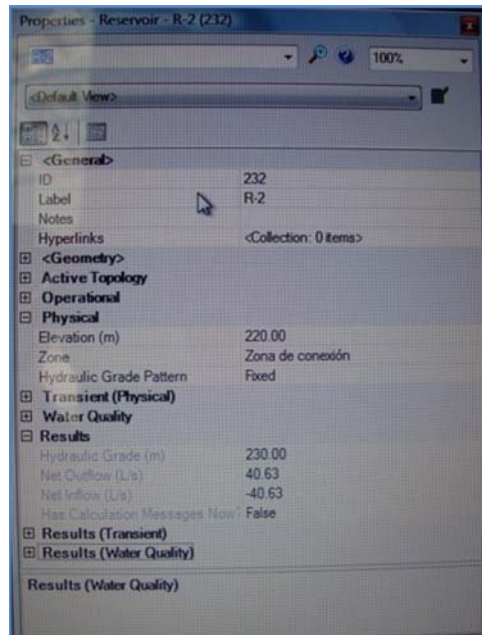


Figura 3.5 Ventana de Entrada de Datos para Reservorio

3.7.7 Ventana de entrada de datos para estanques de almacenamiento

Además de la etiqueta o el nombre del elemento, esta ventana exige como datos más importantes: la cota de elevación de la base del tanque, la cota de elevación del nivel de agua mínimo, máximo e inicial; donde el nivel de agua inicial es el presente antes de iniciarse la corrida o simulación de la red, y durante la misma dicho nivel de agua en el tanque deberá oscilar entre los niveles mínimos y máximos fijados, de lo contrario el programa nos informará del error. También es necesario introducir la cota de terreno donde está ubicado el estanque y la forma de la sección transversal del mismo, que en caso de ser circular se nos pedirá el diámetro.

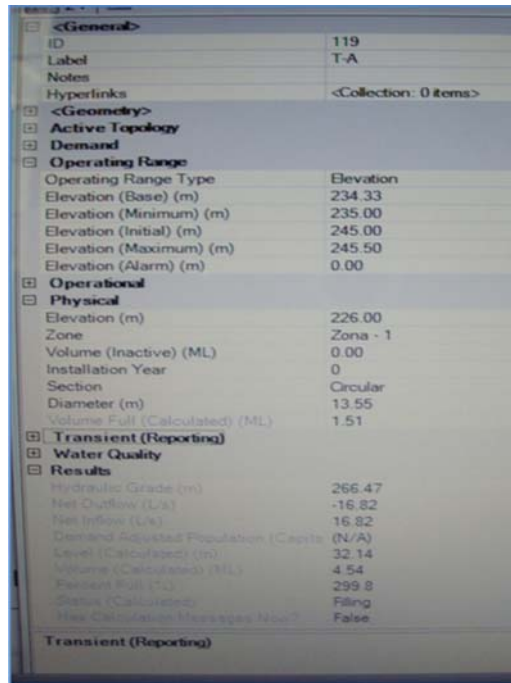


Figura 3.6 Ventana de Entrada de Datos para Estanques de Almacenamiento

3.7.8 Ventana de entrada de datos para válvulas de paso

Los datos de entrada más importantes para las válvulas de paso o válvulas de aislamiento, como las define el programa WaterCAD, son: la etiqueta o nombre, el coeficiente de pérdida menor y el diámetro de la válvula. Además a través de esta ventana se cuenta con la posibilidad de abrir y cerrar cualquiera de las válvulas que hay en el sistema, y así poder realizar corridas aislando cualquier tramo del acueducto.

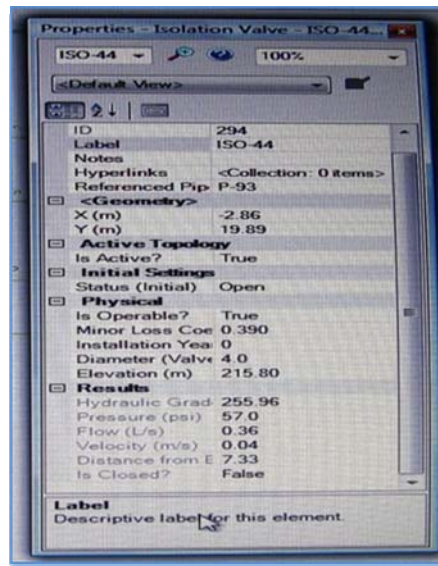


Figura 3.7 Ventana de entrada de datos para válvulas de paso

3.7.9 Ventana de entrada de datos para bombas

Los datos requeridos en esta ventana, aparte de la etiqueta o nombre del elemento, son: la cota de elevación, el gasto de bombeo y la altura de bombeo.

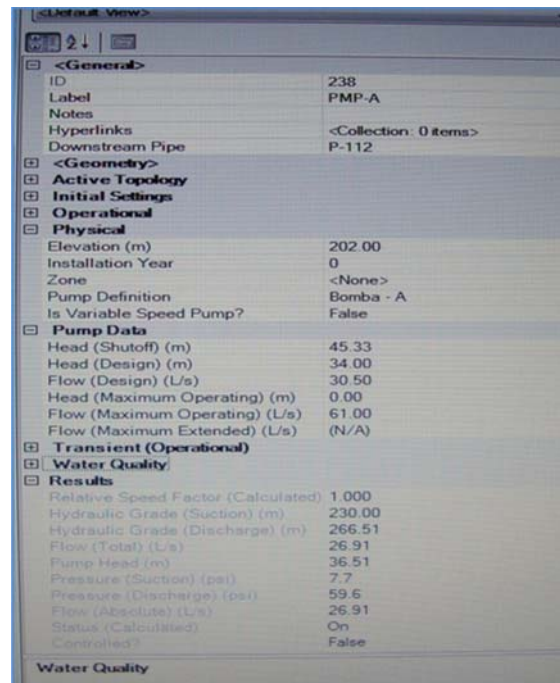


Figura 3.8 Ventana de Entrada de Datos para Bombas

3.7.10 Flex tables

A través de las ventanas descritas anteriormente la entrada de datos de los elementos se realiza de manera individual, es decir, hay una ventana para cada uno de los cientos de elementos que componen la red, y en cada una de ellas debemos introducir datos. Pero es más rápido, y por ende más conveniente, tener una entrada global de datos, y para eso usamos las “flex tables”. Para llegar a estas tablas seleccionamos “View” en la lista que aparece en la parte superior de la pantalla y luego “Flex tables”, posteriormente en la ventana emergente seleccionamos “Tables - Project”, hacemos clic en “New” y después en “Flex table” en el menú desplegable; aparecerá entonces una ventana (ver figura 3.9) y en la parte superior de la misma podemos seleccionar el tipo de tabla de acuerdo al elemento de la red (tuberías, nodos, estanques, etc), y en la parte inferior izquierda de la ventana se encuentran las columnas disponibles para la tabla, seleccionamos entonces las que nos interesan.

Una vez creada la tabla podremos colocar los datos a los elementos de manera global, y no necesariamente uno por uno. Se recomienda crear flex tables para las tuberías, nodos y válvulas ya que estos son los elementos que se repiten con más frecuencia en la red.

Label	Start Node	End Node	Diameter (in)	Material	Hazen-Williams C	Has Check Valve?	Minor Losses	Flow (l/s)	Velocity (m/s)	Headloss (m)	Has User Defined Length
P-1	3-1	3-2	8.0	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	<Coeff	2.61	0.69	0.000	✓
P-2	3-2	3-3	8.0	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	<Coeff	2.64	0.68	0.000	✓
P-3	3-3	3-4	10.0	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	<Coeff	4.87	0.94	0.000	✓
P-4	3-4	3-5	10.0	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	<Coeff	5.49	0.91	0.000	✓
P-5	3-5	3-6	4.0	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	<Coeff	0.49	0.08	0.000	✓
P-6	3-6	3-7	8.0	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	<Coeff	2.40	0.57	0.000	✓
P-7	3-7	3-8	6.0	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	<Coeff	-1.26	0.27	0.000	✓
P-8	3-8	3-9	8.0	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	<Coeff	-3.60	0.71	0.000	✓
P-9	3-9	3-8	10.0	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	<Coeff	4.83	0.93	0.000	✓
P-10	3-8	3-8	4.0	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	<Coeff	0.40	0.07	0.000	✓
P-11	3-8	3-7	8.0	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	<Coeff	-3.99	0.72	0.000	✓
P-12	3-8	3-10	8.0	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	<Coeff	4.18	0.73	0.000	✓
P-13	3-10	3-11	4.0	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	<Coeff	0.44	0.08	0.000	✓
P-14	3-11	3-12	8.0	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	<Coeff	-4.48	0.74	0.000	✓
P-15	3-10	3-11	8.0	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	<Coeff	3.41	0.71	0.000	✓
P-16	3-14	3-15	4.0	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	<Coeff	0.48	0.08	0.000	✓
P-17	3-13	3-11	4.0	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	<Coeff	0.24	0.03	0.000	✓
P-18	3-13	3-18	4.0	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	<Coeff	0.25	0.04	0.000	✓
P-19	3-14	3-13	4.0	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	<Coeff	-0.24	0.03	0.000	✓
P-20	3-17	3-20	8.0	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	<Coeff	2.81	0.68	0.000	✓
P-21	3-20	3-19	4.0	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	<Coeff	0.25	0.03	0.000	✓
P-22	3-19	3-18	4.0	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	<Coeff	0.21	0.03	0.000	✓
P-23	3-21	3-19	4.0	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	<Coeff	1.29	0.24	0.000	✓
P-24	3-21	3-22	4.0	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	<Coeff	0.19	0.02	0.000	✓
P-25	3-24	3-22	4.0	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	<Coeff	-0.32	0.03	0.000	✓
P-26	3-24	3-23	4.0	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	<Coeff	0.76	0.04	0.000	✓
P-27	3-23	3-24	6.0	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	<Coeff	1.67	0.21	0.000	✓
P-28	3-24	3-23	4.0	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	<Coeff	-0.19	0.03	0.000	✓
P-29	3-25	3-24	6.0	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	<Coeff	2.08	0.60	0.000	✓
P-30	3-24	3-24	4.0	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	<Coeff	0.41	0.05	0.000	✓
P-31	3-25	3-24	4.0	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	<Coeff	0.01	0.01	0.000	✓
P-32	3-24	3-23	4.0	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	<Coeff	1.05	0.17	0.000	✓
P-33	3-24	3-23	4.0	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	<Coeff	0.32	0.04	0.000	✓
P-34	3-24	3-24	4.0	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	<Coeff	-0.23	0.01	0.000	✓
P-35	3-24	3-24	4.0	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	<Coeff	0.02	0.01	0.000	✓
P-36	3-24	3-24	4.0	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	<Coeff	0.02	0.01	0.000	✓
P-37	3-24	3-24	4.0	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	<Coeff	0.13	0.02	0.000	✓
P-38	3-24	3-24	4.0	PVC	140.0	<input type="checkbox"/>	<Coeff	-0.24	0.01	0.000	✓

Figura 3.9 Flex Tables

3.7. 11 Variación de consumo

Es posible representar la variación del caudal de agua de acuerdo a las horas del día. Para ello en la ventana de entrada de datos para nodos seleccionamos “Demand collection” y hacemos clic en el botón que aparece al lado, luego en la ventana emergente seleccionamos “fixed” y clic en el botón de al lado. A continuación veremos la ventana de la figura 3.10, allí seleccionamos la carpeta “Hydraulic”, hacemos clic en “New” y podemos nombrar la nueva demanda de agua como “norma venezolana”, luego nos disponemos a representar la gráfica de las normas INOS para la variación horaria del consumo en Venezuela (figura 2.4), por lo tanto fijamos un starting multiplier y en donde se lee “Pattern Format” escogemos la opción

“Continuous” para que el modelo de la gráfica sea continuo y no escalonado. Como se puede apreciar hay una tabla de 2 columnas, en donde en la columna izquierda (Time from Start (hours)) colocaremos las horas del día, del 1 al 24, y en la columna de la derecha (Multiplier) colocaremos la relación entre el porcentaje de dotación media de acuerdo a la hora del día que indica la gráfica de INOS y el starting multiplier que fijamos. Entonces observamos que en la parte inferior de la ventana automáticamente se ha generado la gráfica de acuerdo a los valores que hemos introducido en la tabla, y esta gráfica deberá ser similar a la de la norma INOS. Luego haremos el mismo procedimiento para una demanda de agua durante un incendio de 4 horas.

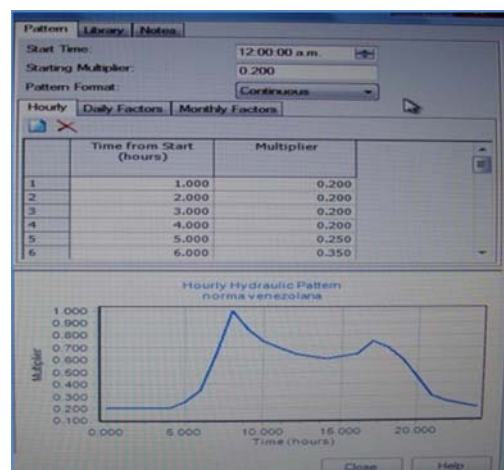


Figura 3.10 Variación del Consumo

3.7.12 Escenarios

En el programa WaterCAD los escenarios permiten hacer corridas o cálculos de la red de acuerdo a varias alternativas. Por ejemplo, las normas dicen que la red debe ser analizada bajo dos condiciones de funcionamiento referidas a la demanda de agua: una condición para trabajar con una demanda equivalente a 250 % de la dotación media y otra trabajando con el 180 % de la dotación media más el gasto para

combatir incendios. Entonces debemos generar esos 2 escenarios y hacer corridas para cada uno de ellos. Antes de crear un escenario debemos crear una alternativa, para ello seleccionamos “Analysis” en la lista superior de la pantalla, y “Alternatives” en el menú desplegable, en la ventana emergente hacemos clic en “Demand”, renombramos el “Base Demand” como “Gasto máximo horario anual”, luego hacemos doble clic y en la ventana emergente observaremos las demandas para cada uno de los nodos que debe ser la de 250 % de la dotación media, y en “Demand pattern” seleccionamos “norma venezolana”. Después creamos una nueva alternativa, para lo cual en la ventana de alternativas seleccionamos “Demand” y hacemos clic en “New” y la nombramos “4 horas incendio”, hacemos doble clic y en la ventana emergente la demanda de agua en los nodos debe ser 180 % de la dotación media más el caudal para combatir incendios, y en el “Demand Pattern” seleccionamos “flujo incendio”.

Una vez creadas las 2 alternativas de demanda de agua debemos crear los escenarios, para ello seleccionamos “Analysis” y en el menú desplegable “Scenarios”, en la ventana emergente hacemos doble clic en “Base” y luego en la siguiente ventana seleccionamos “Gasto máximo horario anual” en la alternativa “Demand”. Posteriormente volvemos a la ventana de escenarios, seleccionamos “Base” y hacemos clic en “New”, nombramos el nuevo escenario como “Flujo incendio”, hacemos doble clic y en la ventana emergente esta vez seleccionamos “4 horas incendio” en la alternativa “Demand”.

3.7.13 Corrida Del Programa

Antes de iniciar la corrida debemos elegir el escenario con el que queremos evaluar la red. Para lo cual nos vamos a la ventana de escenarios y hacemos clic en alguno de los escenarios, luego presionamos clic derecho y en el menú emergente

hacemos clic en “Make current”, veremos que a la izquierda del escenario elegido aparece una marca roja que nos indica que con ese escenario trabajará el programa.

Una vez elegido el escenario hacemos clic en el botón “Valídate”, y el programa revisará si la red o el sistema presenta algún error que impidan realizar los cálculos. De no existir ningún error estaremos listo para iniciar la corrida, para ello hacemos clic en el botón “Compute” y esperamos a que el programa realice los cálculos.

Después que el programa realice los cálculos, muestra en la pantalla la ventana de resumen de resultados generales concernientes a la corrida. Aquí se pueden consultar mensajes con respecto al comportamiento de los elementos de la red hora por hora. En la parte izquierda de la pestaña del fichero hay un círculo, el cual indica mediante colores el estado de la corrida. Verde indica que la corrida fue exitosa, amarillo indica que existen advertencias a chequear en algún elemento de la red y rojo indica que existe algún elemento desconectado del sistema y por lo tanto no se realiza la corrida hasta corregir el problema.

Luego se estableció una comparación entre los resultados y las normas establecidas, como las referentes a presiones y velocidades, máximas y mínimas, para ponderar las deficiencias en el funcionamiento del sistema y poder tener una visión definida de los posibles cambios y modificaciones, con criterios claros y adecuados.

Los resultados arrojados por el programa WaterCAD, para las corridas se muestran en el Anexo A.10.

3.7.14 Análisis de la calidad del agua

3.7.14.1 Tiempo de retención del agua en el sistema

A través de este análisis se determina el tiempo que dura el agua retenida en la red y en el estanque de almacenamiento, antes de llegar a las parcelas y ser utilizada por la comunidad. Esto es importante ya que el agua disminuirá su calidad mientras mayor sea el tiempo en el que se encuentre estancada en el sistema.

Para iniciar este análisis lo primero que debemos hacer es crear una nueva alternativa. Para ello en la ventana de alternativas hacemos clic en “Age”, luego clic en “New” y generaremos una nueva alternativa que nombraremos “Initial Age = 0”. Lo cual indica que el tiempo inicial del agua en cualquier parte de la red antes de la corrida es de 0 horas.

Luego creamos un nuevo escenario que también llamaremos “Initial Age = 0”, hacemos doble clic y en la ventana emergente seleccionamos “Initial Age = 0” en la alternativa “Age”. Cerramos esta ventana y seleccionamos el escenario, asegurándonos de que a la izquierda aparezca la marca roja.

Posteriormente seleccionamos “Calculation Options” en el menú “Analysis” y hacemos clic en “Base Calculation Options”, en la ventana emergente fijamos una duración para la corrida o simulación de 336 horas con un “Hydraulic Time Step (hours)” de 1, para tener reportes de la simulación hora por hora.

Después iniciamos la corrida y el programa nos arrojará los resultados. Sin embargo, para tener una mejor visión de los mismos, es aconsejable utilizar el “Color Coding”, que representa a través de colores un rango de valores. Para esto nos desplazamos a la ventana “Element Symbology”, que aparece a la izquierda de la

pantalla, hacemos clic derecho en “Pipe” y clic en “New color coding” del menú emergente. En la siguiente ventana (figura 3.11) seleccionamos “Age (calculated)” en “Field Name”, introducimos los valores mínimos y máximos, 0 y 336 horas respectivamente, y presionamos “Calculate Range” y luego “Initialize”, entonces veremos una tabla con los rangos del tiempo (en horas) de retención del agua en el sistema y un color representando cada rango, que si queremos podemos cambiar. Luego presionamos “Apply”. Si queremos que aparezca esta tabla en la hoja de dibujo hacemos clic derecho en “Age (calculated)” debajo de “Pipe” en la ventana “Element Symbology” mencionada anteriormente, y después seleccionamos “Insert Legend”.

Si presionamos el botón “EPS Results Browser” y luego “Play” en la ventana emergente, observaremos una especie de simulación gráfica en la hoja de dibujo, pues veremos que las tuberías van adquiriendo y cambiando, según el tiempo transcurrido durante la simulación, los colores del rango de valores indicados en la tabla.

Para ver el tiempo que tarda el agua almacenada en el estanque, hacemos clic derecho en el estanque que queramos analizar y en el menú emergente seleccionamos “Graph”. En la siguiente ventana (figura 3.12) debemos seleccionar el escenario, el cual será “Initial Age = 0” y los resultados que deseamos ver en la gráfica, que para este caso será “Age (calculated)” de la sección “Results (Water Quality)”, entonces hacemos clic en “OK” y se nos mostrará la gráfica.

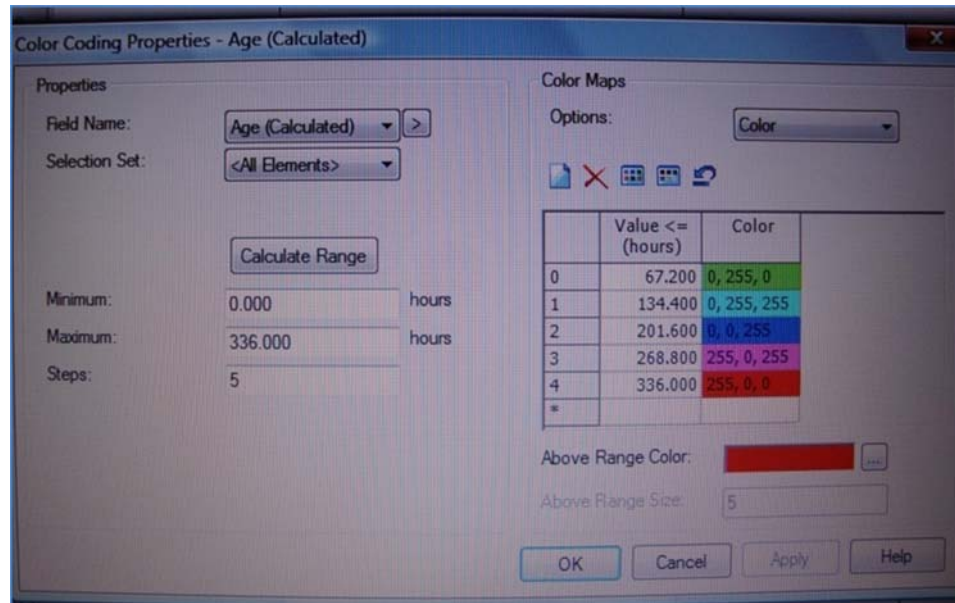


Figura 3.11 Ventana Color Coding

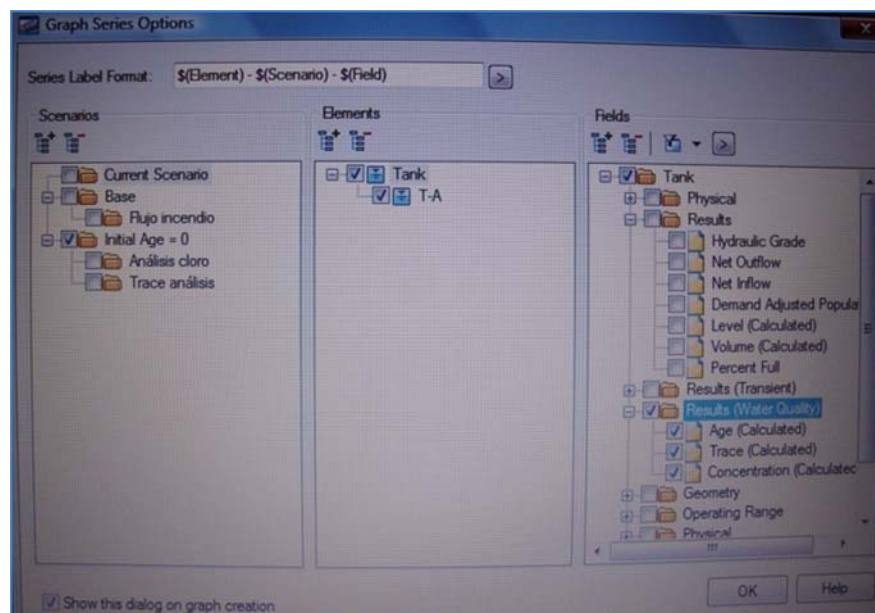


Figura 3.12 Tiempo de retención del agua en el sistema

3.7.14.2 Cantidad de cloro

Con este análisis determinaremos la cantidad de cloro que se mantiene en el agua, es decir, partiendo de una concentración inicial de cloro añadido al agua, veremos si dicha concentración se mantiene durante el tiempo que el agua circula por la red.

Para este análisis primeramente debemos crear una nueva alternativa. Entonces en la ventana “Alternatives” creamos en la sección “Constituent” una nueva alternativa, la cual nombraremos “Inyección cloro”. Luego hacemos doble clic y en la ventana emergente (figura 3.13) hacemos clic en el botón ubicado al lado de “Constituent”. En la siguiente ventana creamos una nueva etiqueta con el nombre de “Cloro” y tildamos el recuadro “Unlimited concentration”. Regresamos a la ventana anterior y, desplazándonos con los botones que aparecen en la parte superior de la ventana, introducimos las siguientes concentraciones de cloro para estos elementos: “Pump” (bomba) y “Junction” (nodo) 1 mg/l; reservoir (reservorio) 2 mg/l y “Tank” (estanque de almacenamiento) 0,5 mg/l.

Luego creamos un nuevo escenario que nombraremos “Análisis cloro”, hacemos doble clic para pasar a la ventana de propiedades del escenario y allí seleccionamos “Inyección cloro” en la alternativa “constituent”. Después, volviendo a la ventana de escenarios, seleccionamos (le colocamos la marca roja) el escenario creado para que el programa lo tenga presente antes de hacer la corrida.

Después iniciamos la simulación o corrida, y para visualizar mejor los resultados usamos el “Color coding y el “EPS Results Browser”.

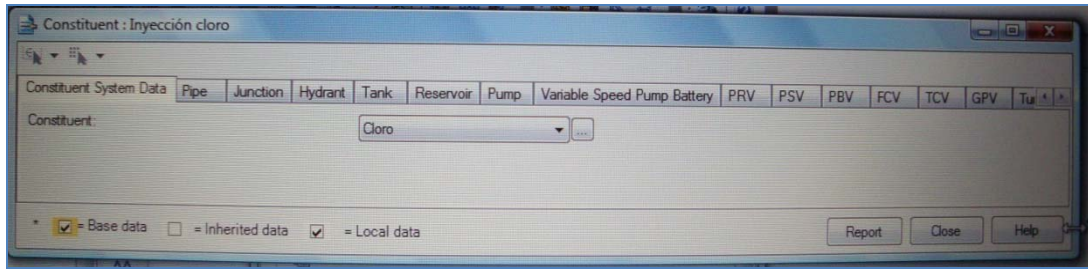


Figura 3.13 Ventana de Cantidad de Cloro

CAPÍTULO IV

DISEÑO DEL SISTEMA DE RECOLECCIÓN DE AGUAS

Este sistema de cloacas será diseñado para recolectar todas las aguas servidas originadas en los sectores residencial, comercial, industrial, educacional y recreativo del futuro N.U.D.E. Los Pilonos. Las aguas servidas serán descargadas en una planta de tratamiento que se ubicará en el sector.

Como patrón de diseño se tomó la Gaceta Oficial de la República de Venezuela Número 5318, referente a Normas Generales para el Proyecto de Alcantarillado.

4.1 Aportes cloacales

Para la cuantificación de los aportes de las aguas negras se han considerado las dotaciones para la población, de acuerdo a la Gaceta Oficial N° 4044 Extraordinaria, dependiendo del uso de la parcela.

En los aportes de las aguas negras no se tomaron en consideración las aguas provenientes de las zonas verdes y parque recreacional, ya que la dotación de estas parcelas es únicamente para riego.

Siguiendo los criterios de la G.O. 5318 se tomaron en consideración los gastos provenientes del acueducto y los provenientes de la infiltración.

4.2 Gastos provenientes del acueducto:

$$\text{Utilizando la Ec. 2.16} \quad K = 1 + \frac{14}{4 + \sqrt{5,72}} \quad \rightarrow \quad K = 3,19$$

Entonces los gastos de aguas servidas por parcela se calculan así:

Utilizando La Ec. 2.15 $Q_{\max AS} = Q_{\text{med AP}} * K * R$

Ejem:

$$Q_{\max AS \text{ Pre-escolar Simoncito}} = 0,13 * 3,19 * 0,8 = 0,33$$

4.3 Gastos de infiltración

La Gaceta Oficial Número 5318 establece que el gasto mínimo de infiltración en un sistema de aguas servidas será de 20000 l/día/km, Para calcular este gasto se considera tanto la longitud total de los colectores como la de los empotramientos.

4.4 Cálculo del caudal de diseño por tramos

Utilizando la Ec. 2.17

$$Q_{\text{diseño}} = (\text{Gastos provenientes del acueducto} + \text{Gastos por infiltración}) * 1,5$$

Ejem:

$$\text{Tramo A20 - A19} = (1,75 \text{ l/s} + 0,02 \text{ l/s}) * 1,5 = 2,66 \text{ l/s}$$

Luego se calcula el gasto acumulado en cada tramo (Ver Anexo B.2)

4.5 Cálculo de la velocidad a sección plena

Utilizando la Ec. 2.21

Ejem:

$$\text{Tramo A22 - A21} \rightarrow V_c = \frac{1}{0,015} * (0,2 / 4)^{2/3} * (4,4 * 10^{-3})^{1/2} = 0,61 \text{ m/s}$$

4.6 Cálculo del caudal a sección plena

Utilizando la Ec. 2.25

$$Q_c = \frac{0,3117}{n} * D^{8/3} * S^{1/2}$$

Ejem:

$$\text{Tramo A21 - A20} \rightarrow Q_c = \frac{0,3117}{0,015} * (0,2)^{8/3} * (4,4 * 10^{-3})^{1/2} = 0,01962 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q_c = 19,62 \text{ l/s}$$

4.7 Cálculo de las relaciones hidráulicas por tramo

Para el cálculo de las relaciones hidráulicas se procede de la siguiente manera:

- Conocido el caudal del tramo y la capacidad del colector se halla la relación Q_r/Q_c

Ejem:

$$\text{Tramo A19 - A18} \rightarrow \frac{Q_r}{Q_c} = \frac{6,89 \text{ l/s}}{37,41 \text{ l/s}} = 0,18$$

- Luego se entra a la gráfica (Ver figura 2.9) con el valor Q_r/Q_c y se obtienen los valores de H/D y V_r/V_c

Ejem:

$$\text{Tramo A18 - A17} \rightarrow Q_r/Q_c = 0,22 \rightarrow H/D = 0,32 \quad ; \quad V_r/V_c = 0,8$$

- Conocido el diámetro (D), se calcula el tirante (H), y conocida la velocidad a sección plena (V_c) se determina la velocidad real (V_r).

$$\text{Tramo A18 - A17} \rightarrow H = 0,32 * 0,2 \text{ m.} = 0,064 \text{ m} = 6,4 \text{ cm.}$$

$$V_r = 0,8 * 1,08 \text{ m/s} = 0,86 \text{ m/s}$$

4.8 Cálculo de la diferencia de elevación entre rasantes

Ec. 2.26

$$h_r = (H_2 - H_1) + (K + 1) * ((V_2^2 / 2g) - (V_1^2 / 2g)) + K_c * V_m^2 / 2g$$

Ejem:

- **Boca de visita A8-5**

$H_2 = 0,11 \text{ m. ; } H_1 = 0,08 \text{ m. ; } K = 0,1$ (régimen acelerado)

$V_2 = 0,62 \text{ m/s ; } V_1 = 0,55 \text{ m/s ; } K_c = 0$ (no hay cambio de dirección)

$$h_r = (0,11 - 0,08) + (0,1 + 1) * ((0,62^2 / 2 * 9,81) - (0,55^2 / 2 * 9,81)) = 0,03 \text{ m.}$$

- **Boca de visita A1-3**

$H_2 = 0,09 \text{ m. ; } H_1 = 0,12 \text{ m. ; } K = 0,1$ (régimen acelerado)

$V_2 = 1,03 \text{ m/s ; } V_1 = 0,65 \text{ m/s ; } K_c = 0,25 * \sqrt{(90^\circ/90^\circ)} = 0,25$

$$h_r = (0,09 - 0,12) + (0,1 + 1) * ((1,03^2 / 2 * 9,81) - (0,65^2 / 2 * 9,81)) + 0,25 * 1,03^2 / 2 * 9,81$$

$$h_r = 0,02 \text{ m.}$$

El cálculo de las cotas de la rasante se hizo partiendo de la cota abajo del tramo aguas arriba y se consideró como la cota arriba del tramo siguiente. Entonces considerando la pendiente de diseño y la longitud del tramo se determina la cota abajo del tramo.

Ejem:

- **Tramo A8-6 - A8-5**

Cota A8-6 = 219,95 m

Longitud = 73,8 m.

Pendiente = 4,4 ‰

Entonces:

$$\text{Cota A8-5} = 219,95 \text{ m} - (4,4/1000) * 73,8 \text{ m} = 219,63 \text{ m}.$$

La diferencia entre las cotas de terreno y rasante de cada boca de visita permitió calcular el banqueo o profundidad de excavación.

$$\text{Banqueo}_{\text{A8-5}} = 222,23 \text{ m} - 219,63 \text{ m} = 2,6 \text{ m}.$$

CONCLUSIONES

- La nueva Red de Distribución de Agua Potable para este proyecto está integrada por tuberías de PVC, con las siguientes dimensiones:
 - Tubería de 8" (0,20 metros) con una longitud de 32,83 metros.
 - Tubería de 6" (0,15 metros) con una longitud de 736,13 metros.
 - Tubería de 4" (0,10 metros) con una longitud de 7519,49 metros.

- El Diseño del Sistema está calculado para abastecer a una población de 5720 habitantes.

- El Sistema de agua potable está diseñado para transportar un caudal máximo horario de 84,88 l/s.

- El Sistema incluye dos tanques de almacenamiento con capacidad de 1305 m³ y 1715m³ respectivamente.

- El Sistema de Abastecimiento de Agua cuenta con dos redes de distribución que en principio trabajarían de manera independiente. Sin embargo, se previó que ambas redes estarán conectadas por medio de una tubería de 6" de diámetro provista de una válvula de paso, que va desde el nodo 25 de la red "A" hasta el 27 de la red "B". De esta manera, ante cualquier eventualidad, una de las redes podría surtir de agua a la otra.

- La nueva Red de Recolección de Aguas Servidas para este proyecto está integrada por tuberías de Concreto, con las siguientes dimensiones:
 - Tubería de 18" (0,45 metros) con una longitud de 500,30 metros.
 - Tubería de 15" (0,38 metros) con una longitud de 60,50 metros.

- Tubería de 12" (0,30 metros) con una longitud de 286,50 metros.
 - Tubería de 8" (0,20 metros) con una longitud de 4559,80 metros.
- En el diseño del Sistema de Colectores se tomaron en cuenta los caudales de las aguas servidas domiciliarias, comerciales y de infiltración. Para evitar sobre carga en el sistema se tomaron en cuenta establecido en las normas sanitarias para obtener los gastos unitarios.
- Los colectores secundarios se eligieron de 8", a excepción del tramo A15-1' - A15 cuyo diámetro es de 12", dichos colectores fueron llevados al punto de descarga a través de un colector principal de 18" de diámetro a partir de la boca de visita A11; los colectores presentaron velocidades mayores o iguales a 0,60 m/s y menores a 4,50 m/s.
- Se diseñaron bocas de visita Tipo Ia, que es la recomendada de acuerdo a la profundidad de los colectores. Los empotramientos serán de tipo I y IV y el apoyo tipo C.
- Se previó un empotramiento con bifurcación (tipo IV) para 2 parcelas seguidas de viviendas unifamiliares.
- El punto de descarga del sistema de colectores es la boca de visita A1 correspondiente al levantamiento topográfico realizado, la cual conduce las aguas servidas a la planta de tratamiento.
- Las pendientes de diseño en su mayoría se asumieron igual a la pendiente del terreno, a excepción de ciertos tramos donde se calcularon de tal manera que se asegure una velocidad mínima del agua de 0,60 m/s y evitando a la vez que los colectores queden a profundidades menores a 1,35 m.

- Se eligieron tuberías de concreto para la Red de Recolección de Aguas Servidas ya que desde el punto de vista técnico-económico son las más convenientes. Todas las tuberías de 8" y 12" serán de Clase 2 y las de 15" y 18" serán de Clase 3, que con un apoyo tipo C soportarían la magnitud de las cargas externas que actúan en las profundidades (banqueos) que se han establecido para los colectores.

- El Sistema de Acueducto tiene un costo actual aproximado de 1.761.237,73 Bsf; y el Sistema de Cloacas de 10.119.892,74 Bsf.

RECOMENDACIONES

- Dadas las fallas que presentan los actuales sistemas de acueducto y cloacas que sirven al Campo Los Pilonos, y principalmente debido a que tales sistemas no cuentan con la capacidad suficiente para servir a la nueva población que se incrementará con la transformación del N.U.D.E Los Pilonos, se recomienda eliminar absolutamente todo lo relacionado con estos viejos sistemas de servicio y construir los proyectados en este trabajo.
- Se recomienda realizar el diseño de la Planta de Tratamiento de Aguas Servidas y ubicarla cercana a la Boca de Visita A1.

BIBLIOGRAFÍA

1. MATAIX, C. (1982). **“Mecánica de Fluidos y Máquinas Hidráulicas”**. Editorial Harla S.A., México.
2. MENDEZ, M. (2002). **“Tuberías a Presión en los Sistemas de Abastecimientos de Agua”**. Ediciones Fundación – UCAB, Caracas, Venezuela.
3. AZEVEDO, J. y ACOSTA, G. (1973). **“Manual de Hidráulica”**, Editorial Harla S.A, primera Edición, Ciudad de México, México.
4. RIVAS, G. (1983). **“Abastecimiento de Aguas y Alcantarillado”**. Ediciones Vega. 3ra Edición, Caracas, Venezuela.
5. PALACIOS, A. (2004). **“Acueductos, Cloacas y Drenajes”**. Publicaciones UCAB. 1era Edición, Caracas, Venezuela.
6. LÓPEZ, L. (1990). **“Agua, Instalaciones Sanitarias en los Edificios”**. Edición de Prueba, Maracay, Venezuela.
7. GONZÁLEZ, L. (2000). **“Metodología para Diseñar y Evaluar Redes de Distribución de Agua Potable”**. Editorial UDO Anzoátegui, 1ra Edición, Barcelona, Venezuela.
8. ORGANIZACIÓN PANAMERICANA DE LA SALUD. (2005). **“Guía para el Diseño de Redes de Distribución en Sistemas Rurales de**

Abastecimiento de Agua". Centro Panamericano de Ingeniería Sanitaria y Ciencias del Ambiente, C.E.P.I.S. Lima, Perú.

9. METCALF & EDDY. (1995). **"Ingeniería de aguas residuales. Redes de alcantarillado y bombeo"**. McGraw Hill Interamericana, Madrid, España.
10. AROCHA, S. (1983). **"Cloacas y Drenajes – Teoría y Diseño."** Ediciones Vega S.R.L. primera Edición, Caracas, Venezuela.
11. GHANEM, A. (1996). **"Fundamentos para el Cálculo de Alcantarillado"**, Universidad de Oriente, Núcleo Anzoátegui, Puerto La Cruz, Venezuela.
12. M.S.A.S. (1999). **"Normas Sanitarias para Proyecto, Construcción, Ampliación, Reforma y Mantenimiento de las Instalaciones Sanitarias para Desarrollos Urbanísticos"**. Gaceta Oficial Número 4.103, Extraordinario, Caracas, Venezuela.
13. M.S.A.S. (1999). **"Normas Generales para el Proyecto de Alcantarillados"**. Gaceta Oficial Número 5.318, Extraordinario, Caracas, Venezuela.
14. M.S.A.S. (1988). **"Normas Sanitarias para Proyecto, Construcción, Reparación, Reforma y Mantenimiento de Edificaciones"**. Gaceta Oficial Número 4.044, Extraordinario, Caracas, Venezuela.
15. I.N.O.S. (1989). **"Normas e Instructivos para el Proyecto de Alcantarillados"**. Caracas, Venezuela.

16. I.N.O.S. (1965). “Normas para el Diseño de Abastecimiento de Agua”.
Caracas, Venezuela.

17. I.N.E. (2001). “Datos Estadísticos Estado Anzoátegui”. Caracas, Venezuela.

**METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y
ASCENSO**

TITULO	DISEÑO DE LOS SISTEMAS DE ACUEDUCTO Y CLOACAS PARA EL NÚCLEO DE DESARROLLO ENDÓGENO LOS PILONES, UBICADO EN EL MUNICIPIO ANACO ESTADO ANZOÁTEGUI.
SUBTITULO	

AUTOR (ES):

APELLIDOS Y NOMBRES	CDIGO CULAC / E MAIL
FERMÍN M., JUAN C.	CVLAC: 16.808.787 E_MAIL: jfermin_msc@hotmail.com

PALÁBRAS O FRASES CLAVES:

DISEÑO

SISTEMAS DE ACUEDUCTO

CLOACAS

LOS PILONES

WATERCAD

TANQUES DE ALMACENAMIENTO

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO

ÁREA	SUBÁREA
Escuela De Ingeniería Y Ciencias Aplicadas	Departamento De Ingeniería Civil

RESUMEN (ABSTRACT):

Enfocado en el propósito de desarrollo de las comunidades, la Gerencia de Distrito Social de PDVSA GAS, decide iniciar un estudio de factibilidad para desarrollar el Campo Los Pilonos, como un Núcleo de Desarrollo Endógeno. Por lo que es necesario diseñar todos los servicios según la normativa vigente y de acuerdo al nuevo proyecto, siendo la red de acueductos y la red cloacas las principales prioridades. Por lo que se realiza esta investigación de Campo, descriptiva y experimental, modalidad proyecto factible; para diseñar tales sistemas de acueducto y cloacas. El diseño del sistema está calculado para abastecer a una población de 5720 habitantes. La nueva Red de Distribución de Agua Potable fue calculada con el programa Water Cad, está integrada por tuberías de PVC con diámetros de 4", 6", y 8", transportando un caudal máximo horario de 84,88 l/s. El sistema incluye dos tanques de almacenamiento con capacidad de 1305 m³ y 1715 m³ cada uno. Para el Sistema de Cloacas se diseñaron bocas de visita Tipo Ia, las pendientes de diseño en su mayoría se asumieron igual a la pendiente del terreno, a excepción de ciertos tramos donde se calcularon de tal manera que se asegure una velocidad mínima del agua de 0,60 m/s. Los colectores serán de concreto de diámetro 8", 12", 15", 18". La descarga de aguas servidas se realizará en una planta de tratamiento que será ubicada cercana a la boca de visita A1; el diseño de dicha planta es ajeno a este trabajo.

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:**CONTRIBUIDORES:**

APELLIDOS Y NOMRES	ROL/CÓDIGO CVLAC/ E_MAIL				
Pino M., José J.	ROL	CA	AS x	TU	JU
	CVLAC	11.145.136			
	E_MAIL				
	E_MAIL				
Sebastiani M., Belkis J.	ROL	CA	AS	TU x	JU
	CVLAC	4.363.990			
	E_MAIL				
	E_MAIL				
Ghanem R., Ana V.	ROL	CA	AS	TU	JU x
	CVLAC:	5.396.725			
	E_MAIL	anaghanem@cantv.net			
	E_MAIL				
Morales C., Hilda J.	ROL	CA	AS	TU	JU x
	CVLAC:	5.189.811			
	E_MAIL				
	E_MAIL				

FECHA DE DISCUSIÓN Y APROBACIÓN:

AÑO	MES	DIA
2009	12	07

LENGUAJE: SPA

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:**ARCHIVO (S):**

NOMBRE DE ARCHIVO	TIPO MIME
TESIS. Sistemas de acueducto.doc	Aplication / msword

CARACTERES EN LOS NOMBRES DE LOS ARCHIVOS: A B C D E F G H I J K
L M N O P Q R S T U V W X Y Z. a b c d e f g h i j k l m n o p q r s t u v w x y z. 0
1 2 3 4 5 6 7 8 9.

ALCANCE

ESPACIAL: Distrito Social PDVSA GAS (Anaco) (OPCIONAL)

TEMPORAL: 10 meses (OPCIONAL)

TÍTULO O GRADO ASOCIADO CON EL TRABAJO:

Ingeniero Civil

NIVEL ASOCIADO CON EL TRABAJO:

Pre – Grado

ÁREA DE ESTUDIO:

Departamento De Ingeniería Civil

INSTITUCIÓN:

Universidad de Oriente – Núcleo de Anzoátegui

METADATOS PARA TRABAJOS DE GRADO, TESIS Y ASCENSO:**DERECHOS:**

De acuerdo con el artículo 44 del reglamento de Trabajos de Grado: “Los Trabajos de Grado son exclusiva propiedad de la universidad y sólo podrán ser utilizados para otros fines con el consentimiento del Núcleo respectivo, quien lo participará al consejo universitario”.

Fermín M., Juan C.

AUTOR

Sebastiani M., Belkis J.

TUTOR

Ghanem R., Ana V.

JURADO

Morales C., Hilda J.

JURADO

Saab, Yasser A.

POR LA SUBCOMISIÓN DE TESIS