



# “ESTUDIOS COMPLEMENTARIOS PARA EL DETALLE DE INGENIERÍAS DE LA LÍNEA ROLDÓS – OFELIA”

## PRODUCTO 2 CAPÍTULO G.3: MEMORIA TECNICA HIDROSANITARIA

### RESPONSABLES:

	NOMBRE(S)	CÉDULA(S)	FIRMA(S)
<b>ELABORADO POR</b>	Ing. Belén Conrado D.	171680341-4	
<b>REVISADO POR</b>	Ing. Richard Aguirre R.	170688105-7	
<b>APROBADO POR</b>	Ing. Carlos Baldeón	170437889-0	

CÓDIGO: QC-OR-TT-HIS-MC-001

JUNIO 2016



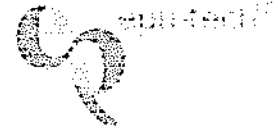
<b>ESTACIÓN LA OFELIA</b> .....	<b>6</b>
<b>1. UBICACIÓN Y GENERALIDADES ESTACIÓN LA OFELIA:</b> .....	<b>6</b>
<b>2. OBJETIVO</b> .....	<b>6</b>
2.1 PARA EL SISTEMA DE AGUA POTABLE.....	6
2.2 PARA EL SISTEMA DE EVACUACIÓN DE AGUAS PLUVIALES Y SANITARIAS .....	6
<b>3. PARTES DEL PROYECTO</b> .....	<b>7</b>
3.1 SISTEMA DE AGUA POTABLE.....	7
3.2 SISTEMA DE AGUAS PLUVIALES Y SANITARIAS.....	7
<b>4. SISTEMA DE AGUA POTABLE</b> .....	<b>7</b>
4.1 CISTERNA.....	7
4.1.1 Alimentación.....	8
4.2 RED INTERIOR DE ABASTECIMIENTO .....	9
4.2.1 Distribuidores y Ramales.....	9
4.2.2 Columnas.....	9
4.2.3 Ramificaciones.....	9
4.2.4 Parámetros de cálculo .....	9
4.2.5 Pérdida de carga.....	10
4.2.6 Velocidades.....	11
4.2.7 Materiales.....	11
4.2.8 Válvulas de seccionamiento.....	11
4.3 CÁLCULOS.....	11
4.4 SISTEMA DE BOMBEO Y TANQUE HIDRONEUMÁTICO.....	13
<b>5. SISTEMA INTERIOR DE AGUAS SERVIDAS Y PLUVIALES</b> .....	<b>15</b>
5.1 AGUAS SERVIDAS.....	15
5.1.1 Ramales colectores de piso.....	15
5.1.2 Ventilación.....	15
5.1.3 Colectores.....	16
5.1.4 Materiales.....	18
5.2 AGUAS LLUVIAS.....	18
5.2.1 Descripción del sistema.....	18
5.2.2 Áreas de Aporte.....	18
5.2.3 Columnas.....	19
5.2.4 Colectores.....	19
5.2.5 Materiales.....	19
5.3 COLECTORES FINALES.....	20
<b>ESTACIÓN LA MARISCAL</b> .....	<b>21</b>
<b>6. UBICACIÓN Y GENERALIDADES ESTACIÓN LA MARISCAL:</b> .....	<b>21</b>
<b>7. OBJETIVO</b> .....	<b>21</b>
7.1 PARA EL SISTEMA DE AGUA POTABLE.....	21
7.2 PARA EL SISTEMA DE EVACUACIÓN DE AGUAS PLUVIALES Y SANITARIAS.....	21



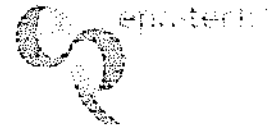
<b>8. PARTES DEL PROYECTO</b> .....	<b>22</b>
8.1 SISTEMA DE AGUA POTABLE .....	22
8.2 SISTEMA DE AGUAS PLUVIALES Y SANITARIAS .....	22
<b>9. SISTEMA DE AGUA POTABLE</b> .....	<b>22</b>
9.1 CISTERNA .....	22
9.1.1 Alimentación .....	23
9.2 RED INTERIOR DE ABASTECIMIENTO .....	24
9.2.1 Distribuidores y Ramales .....	24
9.2.2 Columnas .....	24
9.2.3 Ramificaciones .....	24
9.2.4 Parámetros de cálculo .....	24
9.2.5 Pérdida de carga .....	25
9.2.6 Velocidades .....	26
9.2.7 Materiales .....	26
9.2.8 Válvulas de seccionamiento .....	26
9.3 CÁLCULOS .....	26
9.4 SISTEMA DE BOMBEO Y TANQUE HIDRONEUMÁTICO .....	28
<b>10. SISTEMA INTERIOR DE AGUAS SERVIDAS Y PLUVIALES</b> .....	<b>30</b>
10.1 AGUAS SERVIDAS .....	30
10.1.1 Ramales colectores de piso .....	30
10.1.2 Ventilación .....	30
10.1.3 Colectores .....	31
10.1.4 Materiales .....	33
10.2 AGUAS LLUVIAS .....	33
10.2.1 Descripción del sistema .....	33
10.2.2 Áreas de Aporte .....	33
10.2.3 Columnas .....	34
10.2.4 Colectores .....	34
10.2.5 Materiales .....	34
10.3 COLECTORES FINALES .....	35
<b>ESTACIÓN COLINAS DEL NORTE</b> .....	<b>36</b>
<b>11. UBICACIÓN Y GENERALIDADES:</b> .....	<b>36</b>
<b>12. OBJETIVO:</b> .....	<b>36</b>
12.1 PARA EL SISTEMA DE AGUA POTABLE .....	36
12.2 PARA EL SISTEMA DE EVACUACIÓN DE AGUAS PLUVIALES Y SANITARIAS .....	36
<b>13. PARTES DEL PROYECTO</b> .....	<b>37</b>
13.1 SISTEMA DE AGUA POTABLE .....	37
13.2 SISTEMA DE AGUAS PLUVIALES Y SANITARIAS .....	37
<b>14. SISTEMA DE AGUA POTABLE</b> .....	<b>37</b>
14.1 CISTERNA .....	37



14.1.1	Alimentación .....	38
14.2	RED INTERIOR DE ABASTECIMIENTO.....	39
14.2.1	Distribuidores y Ramales .....	39
14.2.2	Columnas.....	39
14.2.3	Ramificaciones .....	39
14.2.4	Parámetros de cálculo.....	39
14.2.5	Pérdida de carga .....	40
14.2.6	Velocidades .....	41
14.2.7	Materiales .....	41
14.2.8	Válvulas de seccionamiento .....	41
14.3	CÁLCULOS .....	41
14.4	SISTEMA DE BOMBEO Y TANQUE HIDRONEUMÁTICO .....	43
15.	SISTEMA INTERIOR DE AGUAS SERVIDAS Y PLUVIALES .....	45
15.1	AGUAS SERVIDAS .....	45
15.1.1	Ramales colectores de piso .....	45
15.1.2	Ventilación .....	45
15.1.3	Colectores.....	46
15.1.4	Materiales .....	48
15.1.5	Trampa de Grasas .....	48
15.2	AGUAS LLUVIAS.....	48
15.2.1	Descripción del sistema .....	48
15.2.2	Áreas de Aporte.- .....	48
15.2.3	Columnas.....	49
15.2.4	Colectores.....	50
15.2.5	Materiales .....	50
15.3	COLECTORES FINALES .....	50
	ESTACIÓN LA ROLDÓS.....	51
16.	UBICACIÓN Y GENERALIDADES ESTACIÓN LA ROLDÓS.....	51
17.	OBJETIVO.....	51
17.1	PARA EL SISTEMA DE AGUA POTABLE .....	51
17.2	PARA EL SISTEMA DE EVACUACIÓN DE AGUAS PLUVIALES Y SANITARIAS.....	51
18.	PARTES DEL PROYECTO .....	52
18.1	SISTEMA DE AGUA POTABLE .....	52
18.2	SISTEMA DE AGUAS PLUVIALES Y SANITARIAS .....	52
19.	SISTEMA DE AGUA POTABLE .....	52
19.1	CISTERNA.....	52
19.1.1	Alimentación .....	53
19.2	RED INTERIOR DE ABASTECIMIENTO.....	54
19.2.1	Distribuidores y Ramales.....	54



19.2.2	Columnas.....	54
19.2.3	Ramificaciones .....	54
19.2.4	Parámetros de cálculo.....	54
19.2.5	Pérdida de carga .....	55
19.2.6	Velocidades .....	56
19.2.7	Materiales .....	56
19.2.8	Válvulas de seccionamiento.....	56
19.3	CÁLCULOS .....	56
19.4	SISTEMA DE BOMBEO Y TANQUE HIDRONEUMÁTICO .....	58
20.	SISTEMA INTERIOR DE AGUAS SERVIDAS Y PLUVIALES .....	60
20.1	AGUAS SERVIDAS .....	60
20.1.1	Ramales colectores de piso .....	60
20.1.2	Ventilación .....	60
20.1.3	Colectores.....	61
20.1.4	Materiales .....	63
20.2	AGUAS LLUVIAS.....	63
20.2.1	Descripción del sistema .....	63
20.2.2	Áreas de Aporte.- .....	63
20.2.3	Columnas.....	64
20.2.4	Colectores.....	64
20.2.5	Materiales .....	64
20.3	COLECTORES FINALES .....	64
21.	REUTILIZACIÓN DE AGUAS LLUVIAS PARA RIEGO EN JARDINES .....	65



## **ESTACIÓN LA OFELIA**

### **1. UBICACIÓN Y GENERALIDADES ESTACIÓN LA OFELIA:**

El proyecto de ESTUDIOS COMPLEMENTARIOS PARA DETALLE DE INGENIERÍAS DE LA LÍNEA ROLDÓS – OFELIA ESTACIÓN LA OFELIA se halla ubicado en la ciudad de Quito. Junto a la estación Metrobus, en el Av. Diego de Vásquez. Consta de: una planta baja, una planta alta y cubierta a más además de áreas verdes recreativas y zonas de circulación al interior del proyecto.

### **2. Objetivo**

El objetivo de este trabajo es calcular y diseñar el abastecimiento de agua potable, así como el desalojo de aguas lluvias, servidas y ventilación de las mismas, tanto interiores cuanto exteriores. En los numerales siguientes se citan los estándares de referencia y las normativas utilizadas para el diseño.

#### **2.1 Para el sistema de Agua Potable**

Para el diseño del sistema de Agua potable se han utilizado los estándares convencionales dados por la Empresa de Agua Potable y Alcantarillado de Quito y demás dados en la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC 2011. Se han tomado de referencias dadas en publicaciones de las Universidades Politécnica Nacional y Espol de Guayaquil algunas de las cuales corresponden a las normas del Ex Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias. En algunos casos se han verificado las normas regionales manejadas en Colombia y Venezuela.

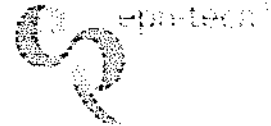
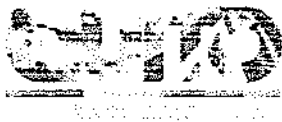
Por otro lado, se han realizado acercamientos con la respectiva Empresa de Alcantarillado y Agua Potable con el fin de definir redes existentes y su capacidad de absorber la carga planteada además de detectar problemas especiales por resolver.

#### **2.2 Para el Sistema de Evacuación de Aguas Pluviales y Sanitarias**

Para el diseño del sistema de Agua Lluvia y Servida se han utilizado los estándares convencionales dados por la Empresa de Agua Potable y Alcantarillado de Quito y demás dados en la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC 2011. Se han tomado de referencias dadas en publicaciones de las Universidades Politécnica Nacional y Espol de Guayaquil algunas de las cuales corresponden a las normas del Ex Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias. En algunos casos se han verificado las normas regionales manejadas en Colombia y Venezuela.

Para la generación de Agua Lluvia y su manejo se ha utilizado la fórmula dada por el INAMHI.

Por otro lado, se han realizado acercamientos con la respectiva Empresa de Alcantarillado y Agua Potable con el fin de definir redes existentes y su capacidad de absorber la carga planteada además de detectar problemas especiales por resolver.



### 3. Partes del Proyecto

#### 3.1 Sistema de Agua Potable

Se entenderá por Sistema de Agua Potable, el conjunto de operaciones que deberá ejecutar el constructor para colocar, conectar, fijar y probar, bajo los lineamientos y niveles señalados en el proyecto; las tuberías, válvulas, accesorios y piezas especiales requeridas que en conjunto servirán para conducir el agua potable desde la toma domiciliaria hasta los sitios que se requieren alimentar.

#### 3.2 Sistema de Aguas Pluviales y Sanitarias

Por Sistema de Aguas Pluviales y servidas, se entenderá al conjunto de operaciones que deberá efectuar el constructor para colocar, conectar y probar satisfactoriamente las tuberías, cajas de revisión y demás dispositivos necesarios que conjuntamente integrarán el sistema de alcantarillado destinado a drenar y conducir las aguas servidas y pluviales de la edificación hasta descargarlas en el alcantarillado municipal.

### 4. Sistema de Agua Potable

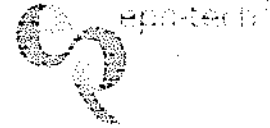
El proyecto se halla constituido por un sistema independiente al sistema contra incendios y consta de una red de distribución de agua fría, un conjunto electro - mecánico y una cisterna de reserva.

#### 4.1 Cisterna

Para el proyecto integral se ha considerado las respectivas dotaciones estándar para un número de administrativos y un número promedio de pasajeros por estación. Con ello se ha obtenido el volumen de consumo de agua potable. Adicional a este se ha considerado un volumen para el sistema de protección Contra Incendios que cubre lo necesario conforme la normativa vigente. Los volúmenes que se requieren almacenar se han calculado de la siguiente forma:

ESTACION LA OFELIA				
CALCULO DE VOLUMEN EN CISTERNA				
Consumo	Pasajeros	Usuarios	Usuarios	1200
		Dotación	lts/usu. día	3
		Pacal	m <sup>3</sup>	3,60
	Administrativos	Administrativos	adm	10
		Dotación	lts/adm. día	80
		Pacal	m <sup>3</sup>	0,80
Volumen de Consumo			m <sup>3</sup>	4,40
Volumen Incendios			m <sup>3</sup>	12,00
Volumen total cisterna			m <sup>3</sup>	16,40

\*Norma Referencia y Anexo 1 NEC 2011 Cap. 16 Pág. 16-17



Así, se tiene una cisterna con una capacidad de  $4.40 \text{ m}^3$  para consumo de y de  $12 \text{ m}^3$  para control de flagelos. Se debe tener en cuenta que se disponen de dos válvulas de pie una para cada sistema a diferentes alturas para garantizar cada volumen.

Bajo estos criterios los datos geométricos de tales elementos son los siguientes:

Dimensiones Cisterna	Largo	m	4,00
	Ancho	m	2,20
	Área	$\text{m}^2$	8,80
Alturas en Cisterna	Altura consumo	m	0,50
	Altura incendios	m	1,36
	Altura libre (nl)	m	0,30

Puesto que la cisterna se encuentra en un nivel más bajo de la planta baja el colocar un desagüe en la cisterna condicionaría los niveles de las cajas de revisión para su descarga, por lo que se ha previsto dotar de una válvula de compuerta de purga en el sistema de bombeo para vaciar la cisterna. Por lo que dicha válvula deberá ser abierta con el fin de descargar a los jardines exteriores o a la caja de revisión más cercana, esto será factible si se cierra la válvula que alimenta al consumo.

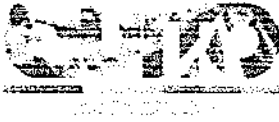
#### 4.1.1 Alimentación

En razón de que la presión en la red municipal no es suficiente ni tampoco constante, a más de las variaciones horarias y en vista de las posibles suspensiones del servicio, será necesario el contar con los sistemas que permitan cubrir demandas en horas en las que no se disponga del servicio antes mencionado, por lo que se asume un lapso de 12 horas para el llenado de la cisterna.

Para cumplir con el caudal mínimo necesario de abastecimiento al conjunto, esto es  $0.38 \text{ l/s}$  y teniendo en cuenta que en el caso más desfavorable la alimentación a la cisterna será por un periodo de 12 horas. La acometida debería tener un diámetro mínimo de  $\Phi \frac{3}{4}$ " y un medidor de  $1.5 \text{ m}^3/\text{H}$ .

CONDICIONES DE LA ACOMETIDA		
Volumen de consumo	16400	lts
Tiempo de llenado	12	horas
	43200	seg
Q Acometida	0,38	lts/seg
Diámetro acometida	3/4	Pulg
Medidor	1,37	$\text{m}^3/\text{H}$
Medidor adoptado	1,50	$\text{m}^3/\text{H}$
Velocidad	1,21	m/s





## 4.2 Red Interior de Abastecimiento

### 4.2.1 Distribuidores y Ramales

Son las redes de abastecimiento que, partiendo del equipo de bombeo ubicado en el cuarto de bombas, conduce el agua a los diferentes ramales que corresponden a líneas de aproximación a los cada una de las zonas a servir. El distribuidor principal para La Estación La Mariscal es de 2".

### 4.2.2 Columnas

Será considerada como columna toda tubería vertical encargada de repartir el caudal a los diferentes niveles del proyecto.

### 4.2.3 Ramificaciones

Son tuberías que conducen el agua a cada uno de los niveles y de estos a los aparatos sanitarios. Para el caso presente se han diseñado de tal manera de que sea factible independizar el sistema de cada una de las mencionadas áreas con la colocación de válvulas.

### 4.2.4 Parámetros de cálculo

Para el cálculo de caudales y diámetros en cada una de las tuberías se ha utilizado el método de probabilidades donde se considera el uso simultáneo de aparatos sanitarios cuyo factor de simultaneidad se determina en base a las siguientes suposiciones:

- Simultaneidad de servicio
- Para cada aparato existe una duración media de servicio
- Existe un intervalo medio entre servicios durante el periodo de punta
- Existe una duración media diaria para el periodo pico.

Respecto a los aparatos, los caudales utilizados son<sup>1</sup>:

Inodoros de tanque	0.10 l/s
Inodoros de Fluxómetro	1.25 l/s
Lavabos	0.10 l/s
Duchas	0.10 l/s
Urinarios / Otros Aparatos	0.15 l/s

El cálculo de caudales de distribuidores, columnas y ramificaciones, se ha efectuado en base al Método de Probabilidades que se basa en la probabilidad de uso simultáneo de "n" aparatos instalados, de los cuales "r" se encuentran en funcionamiento, esto es aplicando la relación correspondiente a las sobre posiciones que puedan

<sup>1</sup> NEC 2011. Caudales mínimos



ocurrir con la sucesión de un día, tomando la instalación como de uso público (Unidad Administrativa y Equipamiento de servicio)<sup>2</sup>.

$$\text{Así: } \log A^{(r-1)} - \log B = \log Cr^n$$

Donde:

- A =  $i/t$
- B =  $h/i$
- i = Duración media del intervalo entre dos servicios, durante el período de punta
- t = Duración del uso del servicio
- h = Duración media durante el período de punta
- C' = Número de combinaciones posibles tomados entre "n"
- n = Número de servicios

Los valores considerados de t, h, i para cada tipo de aparato son<sup>3</sup>:

	h	t	i
Inodoro Fluxómetro	8 horas	8 segundos	10 min
Inodoro de tanque	8 horas	1 minuto	10 min
Lavabos	8 horas	1 minutos	10 min
Ducha	2 horas	5 minutos	20 min
Otros	2 horas	2 minutos	20 min

#### 4.2.5 Pérdida de carga

Las pérdidas de carga originadas en las tuberías son de dos tipos:

- Pérdidas por fricción a lo largo de las tuberías. Para el cálculo se ha utilizado la fórmula de Flamant de amplia aplicación en el campo considerando un Coeficiente de Flamant de 0.00014<sup>4</sup>.

$$J = 4m \left( \frac{4}{\pi} \right)^{\frac{7}{4}} \frac{Q^{\frac{7}{4}}}{D^{\frac{7}{4}}}$$

Dónde:

J = Gradiente Hidráulico (hf/L)

m = Coeficiente de Flamant

Q = Caudal (m<sup>3</sup>/s)

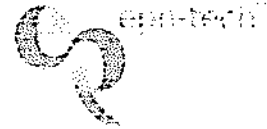
D = Diámetro (m)

Hf = Pérdida de Carga.

<sup>2</sup> Seminario Instalaciones Hidrosanitarias. Escuela Politécnica Nacional. Ing., Msc Milton Silva Salazar, pág. 29.

<sup>3</sup> Seminario Instalaciones Hidrosanitarias. Escuela Politécnica Nacional. Ing., Msc Milton Silva Salazar, pág. 29-30

<sup>4</sup> Seminario Instalaciones Hidrosanitarias. Escuela Politécnica Nacional. Ing., Msc Milton Silva Salazar, pág. 29.



Pérdidas localizadas originadas por la presencia de los diferentes accesorios (codos, té, válvulas, etc. Para este estudio se adopta un valor de 33% <sup>5</sup>.

#### 4.2.6 Velocidades

Atendiendo a razones de orden económico y de funcionamiento hidráulico eficiente, exento de ruidos, vibraciones, peligro de golpe de ariete, se han diseñado los conductos de agua de tal manera que las velocidades se sitúen en el rango de 0.6 a 2.5 m/s, rango de valores dados por la NEC11 Cap 16.

#### 4.2.7 Materiales

Las tuberías serán de PVC-Presión hasta el ingreso a los cuartos de bombas, donde serán de Acero negro hasta la succión de las bombas, de acuerdo a especificaciones detalladas más adelante.

#### 4.2.8 Válvulas de seccionamiento.

Para interrumpir el servicio en los diferentes tramos de la red, se han colocado válvulas de paso, las mismas que deberán cumplir con las especificaciones respectivas y serán instaladas en la cantidad y sitios indicados en planos.

### 4.3 CÁLCULOS

Para sistematizar los cálculos correspondientes se han preparado hojas de cálculo que incluyen el número de aparatos, su caudal unitario y el caudal acumulado afectado por el factor de simultaneidad, su sumatoria y la determinación de los diámetros de tubería que cumplen con las condiciones de velocidad junto con su correspondiente pérdida de carga para dos diámetros factibles de manera que sea posible su selección.

Más adelante se agregan las respectivas pérdidas por tramos con el fin de determinar la mayor carga en nodos y por ende en el sistema de distribuidores, columnas y ramales. A continuación, se encuentra un cuadro de cálculo que ejemplifica lo dicho:

<sup>5</sup> Aproximación realizada dentro del Estudio de Velocidades y Rangos Economicos de Tuberías en Edificaciones. Eñen Galarraga. Revista Politécnica 1992.



CALCULO DE PERDIDAS RED DE AGUA POTABLE										
QUITO CABLES, ESTACIÓN LA OFELIA						Presión mínima en pto desfavorable m.c.a.				15,00
Tramo	Nivel	Desnivel	Longitud (m)	Diámetro (Pulg)	Gradiente Hidráulica (mm/mm)	Velocidad (m/s)	Caudal (l/s)	Perdida en el tramo por fricción	Perdida menor por tramo	Presion en Red (m) HD1
A-B	0,00	0,00	25,80	1/2	0,059	0,75	0,150	1,520	0,507	17,03
B-C	0,00	0,00	5,70	1 1/4	0,080	1,56	1,500	0,459	0,153	17,64
C-D	0,00	0,00	2,00	2	0,046	1,50	3,175	0,091	0,030	17,76
D-E	0,00	0,00	0,30	2	0,053	1,64	3,478	0,016	0,005	17,78
E-H	0,00	0,00	2,80	2	0,058	1,71	3,635	0,162	0,054	18,00
F-G	0,00	0,00	7,15	2	0,033	1,25	2,650	0,238	0,079	15,32
G-H	0,00	0,00	1,00	2	0,041	1,41	3,000	0,041	0,014	15,37
H-L	0,00	0,00	17,50	2	0,071	1,93	4,100	1,248	0,416	19,66
I-J	2,25	2,25	12,50	1/2	0,059	0,75	0,150	0,737	0,246	5,73
J-K	0,00	0,00	21,00	1/2	0,198	1,49	0,300	4,162	1,387	11,28
K-L	0,00	0,00	33,00	1/2	0,285	1,84	0,369	9,397	3,132	23,81
L-BOMBA	0,00	2,00	7,00	2	0,074	1,97	4,172	0,515	0,172	26,50

#### 4.4 Sistema de Bombeo y Tanque Hidroneumático

El sistema de bombeo y tanque hidroneumático se ubicará en el cuarto de bombas del proyecto y constará de 2 unidades de bombeo siendo la segunda un backup para el sistema.

La potencia de la bomba ha sido calculada sobre la base del caudal simultáneo de funcionamiento de los aparatos y la presión máxima de servicio para el aparato en posición más desfavorable respecto del sistema de bombeo. La relación de presiones entre máxima y mínima utilizada ha sido:

Pmax	4
Pmin	3

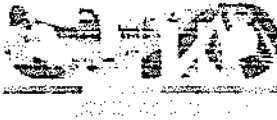
Siendo P min. la presión necesaria para que el sistema pueda abastecer satisfactoriamente el grifo en posición más desfavorable en el instante en que debe comenzar a funcionar la bomba. Dicha presión ha sido especificada como HD1 y corresponde a un valor en metros de columna de agua, mientras que la presión máxima ha sido denominada como HD2 y corresponde a un valor en metros de columna de agua.

El volumen del tanque hidroneumático ha sido calculado sobre la base de la ley isotrópica simplificada. El tanque interiormente en lo posible tendrá una cámara o diafragma de Butilo no estirable trabajando a simple flexión y de permanente sellado interno, para aislar cualquier contacto del agua con la cámara de aire, de esta manera no existirán pérdidas de aire por solubilidad en el agua, lo que permite aplicar las fórmulas:

$$Q_M = \frac{4(Q_s + 60)}{3} \quad V_r = \frac{Q_m \cdot 4}{T} \quad V_t = \frac{V_r (HD2 + 1)}{HD2 - HD1}$$

Donde:

$Q_m$  = caudal medio (l/m)



- Qs = caudal máximo simultáneo
- Vr = volumen de regulación
- Vt = volumen del tanque hidroneumático
- HD2 = presión manométrica máxima de trabajo (atm)
- T = Tiempo entre arranques (adoptado 4 min.)
- HD1 = presión manométrica mínima de trabajo (atm)

Con dichos valores la potencia es:

$$P = \frac{Qs * HD2}{0.6 * 75}$$

Donde:

- P = potencia bomba HP
- Qs = caudal máximo simultáneo (l/s)
- HD2 = presión máxima (m)

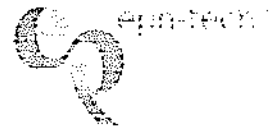
El rendimiento asumido para el conjunto motor bomba es de 0.6 Así, de acuerdo a los cálculos de simultaneidad, pérdidas de carga, etc. Los sistemas obedecerán a las siguientes características:

CARACTERÍSTICAS DEL SISTEMA		
Caudal de Diseño (Dato de cálculo caudales)	4,17	l/s
<i>Pérdidas en el Sistema</i>		
Presión mínima (HD1) arranque (Dato cuadro de presiones en la red )	26,50	m
Presión máxima (HD2) parada	35,33	m
<i>Potencia de la Bomba</i>		
Rendimiento adoptado de motor	0,60	
Potencia turbina	3,28	HP
Potencia motor	4,73	HP
Potencia estimada	5,00	HP
<i>Características del Tanque Hidroneumático</i>		
Caudal Medio (Q. med)	166,88	l/s
Volumen de Regulación ( Vr )	166,88	lts
Volumen del tanque hidroneumático calculado	856,46	l
Volumen del tanque hidroneumático calculado	226,28	gls
<i>Dimensiones del Tanque Hidroneumático</i>		
Diámetro tanque hidroneumático	0,90	m
Longitud tanque hidroneumático	1,40	m
Volumen nominal	235,2	gls

Para la adquisición de los equipos se debe solicitar se cubran al menos los siguientes requerimientos:

Caudal Q= 4.17 l/s/s

Altura de bombeo= 35.33 m



Potencia calculada conjunto Turbina – Motor = 5HP

Tanque hidroneumático=226.28 galones

Segunda bomba con similares características es opcional.

Se debe mencionar que la potencia es calculada y es un dato referencial para la adquisición de la bomba, ya que entre proveedores la potencia puede cambiar debiéndose garantizar los parámetros de caudal y presión para la compra.

## 5. Sistema Interior de Aguas Servidas y Pluviales

### 5.1 AGUAS SERVIDAS

El sistema consiste de derivaciones en cada piso, columnas de desagüe, colectores horizontales y acometidas de descarga al alcantarillado municipal. Se han diseñado los colectores de tal manera de que ellos reciban los aportes sanitarios y aguas lluvias por separado al interior del edificio para luego unirlos en un sistema exterior de pozos y descargarlos al sistema Municipal de Alcantarillado.

#### 5.1.1 Ramales colectores de piso

Para el dimensionamiento de las tuberías se ha adoptado el Método que considera como base la unidad de desagüe y las cargas típicas por tipo de aparato<sup>6</sup>.

Los valores de unidad de descarga de los aparatos sanitarios a evacuarse se los han adoptado como de uso público y se ha fijado que todas las derivaciones provenientes de un retrete tengan un diámetro de 110 mm y los desagües de los demás aparatos serán de 50 mm. Los valores utilizados son los siguientes<sup>7</sup>:

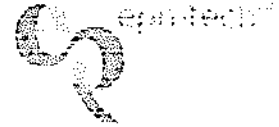
UNIDADES DE DESCARGA	
APARATOS	UD
Lavabo	2
Inodoro Tanque	6
Inodoro Flux	8
Urnario	3
Sumidero de piso	2
Ducha	3
Otros	3

#### 5.1.2 Ventilación.

En vista que el proyecto tiene baterías sanitarias en planta baja, las cuales se conectan directamente a una caja de revisión, se prescinde de una red de ventilación sanitaria.

<sup>6</sup> Seminario Instalaciones Hidrosanitarias. Escuela Politécnica Nacional. Ing., Msc Milton Silva Salazar, pág. 59.

<sup>7</sup> Seminario Instalaciones Hidrosanitarias. Escuela Politécnica Nacional. Ing., Msc Milton Silva Salazar, pág 59 60. Tabla N°24



### 5.1.3 Colectores.

Para su cálculo se han considerado:

- Caudal máximo (número de unidades máximas de desagüe).
- Resistencias accidentales
- Adición de detritos
- Pendiente mínima 1%

Así, la red interna está constituida por colectores bajo la Planta Baja la cual se finalmente se conectará a la red municipal de alcantarillado.

El cálculo se basa en redes que se compone de aportes sanitarios y de aguas lluvia los cuales se van incorporando al sistema de colectores. Los valores han sido cotejados con tablas que señalan las máximas capacidades de colectores solo para servicio sanitario a varias pendientes

De esta forma se ha calculado los diámetros y pendientes que el sistema debe presentar. Los cuadros correspondientes se encuentran a continuación:



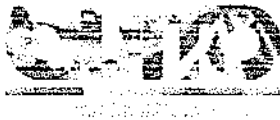
INTERVENCIÓN A LOS FIANOS 2008-13 (MANTENIMIENTO) - "AGUAS SERVIDAS" - PLAN DE PROYECTOS -

FECHA: 10-09-2013

LOCALIDAD: ATOLETA (CANTÓN FLORES) - ZONA: URBANA

FRANCO (M)	LONG. TUD (M)	DIAM. (MM)	AGUAS LLOVIA				AGUAS SERVIDAS				DISEÑO DE LA TUBERÍA LLEMA				TIEMPO FLUID L/100V (min)	K (m)	MILD	FAZA	NIVEL DEL PROYECTO		
			DIAM. (MM)	ÁREA (CM <sup>2</sup> )	ÁREA (CM <sup>2</sup> )	ÁREA (CM <sup>2</sup> )	ÁREA (CM <sup>2</sup> )	ABORTE (L/100M)	QUANT. (L/100M)	QUANT. (L/100M)	QUANT. (L/100M)	QUANT. (L/100M)	QUANT. (L/100M)	QUANT. (L/100M)					QUANT. (L/100M)	QUANT. (L/100M)	QUANT. (L/100M)
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	1.00	27.75	2037	0.90	2.021	5.13	100.46	301.29	7.93	28.05	28	1.16	1.60	18.69	0.77	0.98	0.97	0.97	0.50	-1.70	0.50
3	4.30	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
4	10.50	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5	0.20	46.00	542.95	0.99	2.034	5.09	100.78	302.11	8.26	59.28	26	2.56	1.50	18.69	0.77	0.98	0.97	0.97	0.50	-1.54	0.50
6	0.20	48.00	582.00	0.99	2.034	5.09	100.78	302.11	8.26	59.28	26	2.56	1.50	18.69	0.77	0.98	0.97	0.97	0.50	-1.54	0.50
7	0.20	48.00	582.00	0.99	2.034	5.09	100.78	302.11	8.26	59.28	26	2.56	1.50	18.69	0.77	0.98	0.97	0.97	0.50	-1.54	0.50
8	0.20	48.00	582.00	0.99	2.034	5.09	100.78	302.11	8.26	59.28	26	2.56	1.50	18.69	0.77	0.98	0.97	0.97	0.50	-1.54	0.50
9	0.20	48.00	582.00	0.99	2.034	5.09	100.78	302.11	8.26	59.28	26	2.56	1.50	18.69	0.77	0.98	0.97	0.97	0.50	-1.54	0.50
10	0.20	48.00	582.00	0.99	2.034	5.09	100.78	302.11	8.26	59.28	26	2.56	1.50	18.69	0.77	0.98	0.97	0.97	0.50	-1.54	0.50
11	12.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	12.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
13	12.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
14	12.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
15	12.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
16	12.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
17	12.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
18	12.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
19	12.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
20	12.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00





#### 5.1.4 Materiales

El sistema de desagüe interno de aguas sanitarias estará compuesto en su totalidad de tubería de PVC-D y obedecerán a las especificaciones detalladas en el capítulo pertinente. Los cambios de dirección, derivaciones, empalmes en columnas y colectores se obtendrán mediante desplazamientos amplios a través de la unión de varios codos de 45°.

### 5.2 AGUAS LLUVIAS

#### 5.2.1 Descripción del sistema

El sistema está constituido de ramales colectores y columnas de aguas Lluvia.

#### 5.2.2 Áreas de Aporte.-

Para el dimensionamiento de las tuberías se ha adoptado una intensidad de 109.56 mm/h, valor dado por la Estación Quito INAMHI, para lo cual se ha considerado un periodo de retorno de 10 años y un tiempo de retención de 5 minutos.

Los cálculos se encuentran a continuación.

Estación : DAC AEROPUERTO

$$I = \frac{55,6656 * T^{0,0972}}{t^{1,6567}} * [\ln(t + 3)] * \ln T^{0,0985}$$

I= Intensidad de lluvia { mm/hora}  
T= Período de Retorno {años}  
t= Duración { min }

DATOS 1:

T= 10,00 años  
t= 5,00 min  
t+3= 8,00 min

$$I = \frac{55,67 * 1,24 * 21,09 * 1,09}{14,39} = 109,56 \text{ mm/hora}$$

El coeficiente de escurrimiento para el piso duro es de 0.90 y para zonas verdes se ha adoptado de 0.35. Adicional por razones de seguridad se ha procedido a incrementar en un 5% el caudal de diseño



### 5.2.3 Columnas

Se han previsto diferentes columnas que recojan las descargas de los ramales colectores del nivel de cubiertas. Estas columnas se empatarán a una red de cajas de revisión en planta baja.

Para su cálculo se han tomado en cuenta las siguientes consideraciones:

- Áreas de aporte.
- Adición de detritos.

En el siguiente cuadro se indica dicho cálculo.

BAJANTES AGUAS LLUVIA			
COD	Bajante	Área (m <sup>2</sup> )	φ (mm)
1	BALL 1	231,20	160
2	BALL 2	167,25	160

### 5.2.4 Colectores

Los bajantes de las aguas lluvias se irán incorporando en la red de cajas de revisión de aguas lluvia para posteriormente unirse en una caja de revisión final con las aguas servidas y descargar en la red de Alcantarillado Municipal.

Para el cálculo de las redes externas se considera el aporte directo de los colectores que salen desde lo alto del edificio directamente bajo el nivel de Planta Baja y la Impulsión de los albañales del subsuelo 1. De esta forma se ha calculado los diámetros y pendientes que el sistema debe presentar. Los cuadros correspondientes se encuentran a continuación:

### 5.2.5 Materiales

El sistema de desagüe interno de aguas lluvias estará compuesto en su totalidad de tubería de PVC-D y obedecerán a las especificaciones detalladas en el capítulo pertinente. Los cambios de dirección, derivaciones, empalmes en columnas y colectores se obtendrán mediante desplazamientos amplios a través de la unión de varios codos de 45°.



### 5.3 COLECTORES FINALES

El sistema consiste de una red de tuberías que reciben los aportes de los sistemas antes descritos conociendo los caudales equivalentes y revisando las capacidades de las tuberías propuestas, así se ha previsto tener una descarga de 250 mm al alcantarillado municipal.

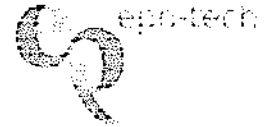
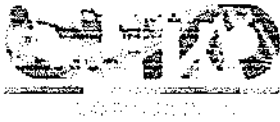
El diseño descrito anteriormente pertenece a:



Ing. Richard Aguirre R.

Lic. 01-17-4774

Lic. Municipal: 4422



## **ESTACIÓN LA MARISCAL**

### **6. UBICACIÓN Y GENERALIDADES ESTACIÓN LA MARISCAL:**

El proyecto de ESTUDIOS COMPLEMENTARIOS PARA DETALLE DE INGENIERÍAS DE LA LÍNEA ROLDÓS – OFELIA “ESTACIÓN LA MARISCAL” se halla ubicado en la ciudad de Quito, en la Av. Mariscal Sucre entre las Calles Francisco Pizarro y la Calle Zangalita. Consta de: una planta baja, una planta alta y cubierta a más además de áreas verdes recreativas y zonas de circulación al interior del proyecto.

### **7. Objetivo**

El objetivo de este trabajo es calcular y diseñar el abastecimiento de agua potable, así como el desalojo de aguas lluvias, servidas y ventilación de las mismas, tanto interiores cuanto exteriores. En los numerales siguientes se citan los estándares de referencia y las normativas utilizadas para el diseño.

#### **7.1 Para el sistema de Agua Potable**

Para el diseño del sistema de Agua potable se han utilizado los estándares convencionales dados por la Empresa de Agua Potable y Alcantarillado de Quito y demás dados en la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC 2011. Se han tomado de referencias dadas en publicaciones de las Universidades Politécnica Nacional y Espol de Guayaquil algunas de las cuales corresponden a las normas del Ex Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias. En algunos casos se han verificado las normas regionales manejadas en Colombia y Venezuela.

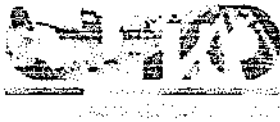
Por otro lado, se han realizado acercamientos con la respectiva Empresa de Alcantarillado y Agua Potable con el fin de definir redes existentes y su capacidad de absorber la carga planteada además de detectar problemas especiales por resolver.

#### **7.2 Para el Sistema de Evacuación de Aguas Pluviales y Sanitarias**

Para el diseño del sistema de Agua Lluvia y Servida se han utilizado los estándares convencionales dados por la Empresa de Agua Potable y Alcantarillado de Quito y demás dados en la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC 2011. Se han tomado de referencias dadas en publicaciones de las Universidades Politécnica Nacional y Espol de Guayaquil algunas de las cuales corresponden a las normas del Ex Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias. En algunos casos se han verificado las normas regionales manejadas en Colombia y Venezuela.

Para la generación de Agua Lluvia y su manejo se ha utilizado la fórmula dada por el INAMHI.

Por otro lado, se han realizado acercamientos con la respectiva Empresa de Alcantarillado y Agua Potable con el fin de definir redes existentes y su capacidad de absorber la carga planteada además de detectar problemas especiales por resolver.



## 8. Partes del Proyecto

### 8.1 Sistema de Agua Potable

Se entenderá por Sistema de Agua Potable, el conjunto de operaciones que deberá ejecutar el constructor para colocar, conectar, fijar y probar, bajo los lineamientos y niveles señalados en el proyecto; las tuberías, válvulas, accesorios y piezas especiales requeridas que en conjunto servirán para conducir el agua potable desde la toma domiciliaria hasta los sitios que se requieren alimentar.

### 8.2 Sistema de Aguas Pluviales y Sanitarias

Por Sistema de Aguas Pluviales y servidas, se entenderá al conjunto de operaciones que deberá efectuar el constructor para colocar, conectar y probar satisfactoriamente las tuberías, cajas de revisión y demás dispositivos necesarios que conjuntamente integrarán el sistema de alcantarillado destinado a drenar y conducir las aguas servidas y pluviales de la edificación hasta descargarlas en el alcantarillado municipal.

## 9. Sistema de Agua Potable

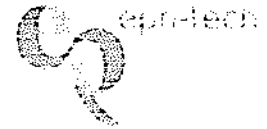
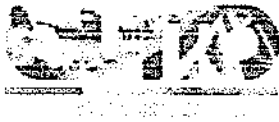
El proyecto se halla constituido por un sistema independiente al sistema contra incendios y consta de una red de distribución de agua fría, un conjunto electro - mecánico y una cisterna de reserva.

### 9.1 Cisterna

Para el proyecto integral se ha considerado las respectivas dotaciones estándar para un número de administrativos y un número promedio de pasajeros por estación. Con ello se ha obtenido el volumen de consumo de agua potable. Adicional a este se ha considerado un volumen para el sistema de protección Contra Incendios que cubre lo necesario conforme la normativa vigente. Los volúmenes que se requieren almacenar se ha n calculado de la siguiente forma:

ESTACION LA MARISCAL				
CALCULO DE VOLUMEN EN CISTERNA				
Consumo	Pasajeros	Usuarios	Usuarios	1200
		Dotación	lts/usu. día	3
		Pacal	m <sup>3</sup>	3,60
	Administrativos	Administrativos	adm	10
		Dotación	lts/adm. día	80
		Pacal	m <sup>3</sup>	0,80
Volumen de Consumo		m <sup>3</sup>	4,40	
Volumen Incendios		m <sup>3</sup>	12,00	
Volumen total sistema		m <sup>3</sup>	16,40	

\*Norma Referencia y Anexo 1 NEC 2011 Cap. 16 Pág. 16 17



Así, se tiene una cisterna con una capacidad de 4.40 m<sup>3</sup> para consumo de y de 12 m<sup>3</sup> para control de flagelos. Se debe tener en cuenta que se disponen de dos válvulas de pie una para cada sistema a diferentes alturas para garantizar cada volumen.

Bajo estos criterios los datos geométricos de tales elementos son los siguientes:

Dimensiones Cisterna	Largo	m	3,00
	Ancho	m	3,00
	Área	m <sup>2</sup>	9,00
Alturas en Cisterna	Altura consumo	m	0,49
	Altura incendios	m	1,33
	Altura libre (hl)	m	0,30

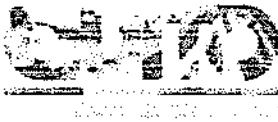
Puesto que la cisterna se encuentra en un nivel más bajo de la planta baja el colocar un desagüe en la cisterna condicionaría los niveles de las cajas de revisión para su descarga, por lo que se ha previsto dotar de una válvula de compuerta de purga en el sistema de bombeo para vaciar la cisterna. Por lo que dicha válvula deberá ser abierta con el fin de descargar a los jardines exteriores o a la caja de revisión más cercana, esto será factible si se cierra la válvula que alimenta al consumo.

#### 9.1.1 Alimentación

En razón de que la presión en la red municipal no es suficiente ni tampoco constante, a más de las variaciones horarias y en vista de las posibles suspensiones del servicio, será necesario el contar con los sistemas que permitan cubrir demandas en horas en las que no se disponga del servicio antes mencionado, por lo que se asume un lapso de 12 horas para el llenado de la cisterna.

Para cumplir con el caudal mínimo necesario de abastecimiento al conjunto, esto es 0.38 l/s y teniendo en cuenta que en el caso más desfavorable la alimentación a la cisterna será por un período de 12 horas. La acometida debería tener un diámetro mínimo de  $\Phi$  3/4" y un medidor de 1.5 m<sup>3</sup>/H.

CONDICIONES DE LA ACOMETIDA		
Volumen de consumo	16400	lts
Tiempo de llenado	12	horas
	43200	seg
Q Acometida	0,38	lts/seg
Diámetro acometida	3/4	Pulg
Medidor	1,37	m <sup>3</sup> /H
Medidor adoptado	1,50	m <sup>3</sup> /H
Velocidad	1,21	m/s



## 9.2 Red Interior de Abastecimiento

### 9.2.1 Distribuidores y Ramales

Son las redes de abastecimiento que, partiendo del equipo de bombeo ubicado en el cuarto de bombas, conduce el agua a los diferentes ramales que corresponden a líneas de aproximación a los cada una de las zonas a servir. El distribuidor principal para La Estación La Mariscal es de 2".

### 9.2.2 Columnas

Será considerada como columna toda tubería vertical encargada de repartir el caudal a los diferentes niveles del proyecto.

### 9.2.3 Ramificaciones

Son tuberías que conducen el agua a cada uno de los niveles y de estos a los aparatos sanitarios. Para el caso presente se han diseñado de tal manera de que sea factible independizar el sistema de cada una de las mencionadas áreas con la colocación de válvulas.

### 9.2.4 Parámetros de cálculo

Para el cálculo de caudales y diámetros en cada una de las tuberías se ha utilizado el método de probabilidades donde se considera el uso simultáneo de aparatos sanitarios cuyo factor de simultaneidad se determina en base a las siguientes suposiciones:

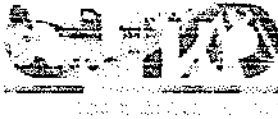
- Simultaneidad de servicio
- Para cada aparato existe una duración media de servicio
- Existe un intervalo medio entre servicios durante el periodo de punta
- Existe una duración media diaria para el periodo pico.

Respecto a los aparatos, los caudales utilizados son<sup>8</sup>:

Inodoros de tanque	0.10 l/s
Inodoros de Fluxómetro	1.25 l/s
Lavabos	0.10 l/s
Duchas	0.10 l/s
Urinarios / Otros Aparatos	0.15 l/s

El cálculo de caudales de distribuidores, columnas y ramificaciones, se ha efectuado en base al Método de Probabilidades que se basa en la probabilidad de uso simultáneo de "n" aparatos instalados, de los cuales "r" se encuentran en funcionamiento, esto es aplicando la relación correspondiente a las sobre posiciones que puedan

<sup>8</sup> NEC 2011. Caudales mínimos



ocurrir con la sucesión de un día, tomando la instalación como de uso público (Unidad Administrativa y Equipamiento de servicio)<sup>9</sup>.

Así:  $\text{Log}A^{(r-1)} - \text{log}B = \text{Log}Cr^n$

Donde:

- A =  $i/t$
- B =  $h/i$
- i = Duración media del intervalo entre dos servicios, durante el período de punta
- t = Duración del uso del servicio
- h = Duración media durante el período de punta
- C<sup>n</sup> = Número de combinaciones posibles tomados entre "n"
- n = Número de servicios

Los valores considerados de t, h, i para cada tipo de aparato son<sup>10</sup>:

	h	t	i
Inodoro Fluxómetro	8 horas	8 segundos	10 min
Inodoro de tanque	8 horas	1 minuto	10 min
Lavabos	8 horas	1 minutos	10 min
Ducha	2 horas	5 minutos	20 min
Otros	2 horas	2 minutos	20 min

### 9.2.5 Pérdida de carga

Las pérdidas de carga originadas en las tuberías son de dos tipos:

Pérdidas por fricción a lo largo de las tuberías. Para el cálculo se ha utilizado la fórmula de Flamant de amplia aplicación en el campo considerando un Coeficiente de Flamant de 0.00014<sup>11</sup>.

$$J = 4m \left( \frac{4}{\pi} \right)^{\frac{7}{4}} \frac{Q^{\frac{7}{4}}}{D^{\frac{7}{4}}}$$

Dónde:

J = Gradiente Hidráulico (hf/L)

m= Coeficiente de Flamant

Q = Caudal (m<sup>3</sup>/s)

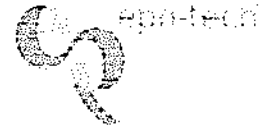
D = Diámetro (m)

<sup>9</sup> Seminario Instalaciones Hidrosanitarias. Escuela Politécnica Nacional. Ing., Msc Milton Silva Salazar, pág. 29.

<sup>10</sup> Seminario Instalaciones Hidrosanitarias. Escuela Politécnica Nacional. Ing., Msc Milton Silva Salazar, pág. 29-30

<sup>11</sup> Seminario Instalaciones Hidrosanitarias. Escuela Politécnica Nacional. Ing., Msc Milton Silva Salazar, pag. 29.





Hf = Pérdida de Carga.

Pérdidas localizadas originadas por la presencia de los diferentes accesorios (codos, té, válvulas, etc. Para este estudio se adopta un valor de 33% <sup>12</sup>.

#### 9.2.6 Velocidades

Atendiendo a razones de orden económico y de funcionamiento hidráulico eficiente, exento de ruidos, vibraciones, peligro de golpe de ariete, se han diseñado los conductos de agua de tal manera que las velocidades se sitúen en el rango de 0.6 a 2.5 m/s, rango de valores dados por la NEC11 Cap 16.

#### 9.2.7 Materiales

Las tuberías serán de PVC-Presión hasta el ingreso a los cuartos de bombas, donde serán de Acero negro hasta la succión de las bombas, de acuerdo a especificaciones detalladas más adelante.

#### 9.2.8 Válvulas de seccionamiento.

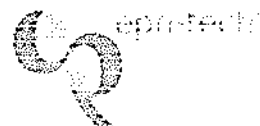
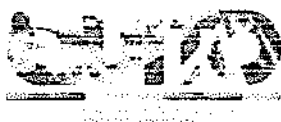
Para interrumpir el servicio en los diferentes tramos de la red, se han colocado válvulas de paso, las mismas que deberán cumplir con las especificaciones respectivas y serán instaladas en la cantidad y sitios indicados en planos.

### 9.3 CÁLCULOS

Para sistematizar los cálculos correspondientes se han preparado hojas de cálculo que incluyen el número de aparatos, su caudal unitario y el caudal acumulado afectado por el factor de simultaneidad, su sumatoria y la determinación de los diámetros de tubería que cumplen con las condiciones de velocidad junto con su correspondiente pérdida de carga para dos diámetros factibles de manera que sea posible su selección.

Más adelante se agregan las respectivas pérdidas por tramos con el fin de determinar la mayor carga en nodos y por ende en el sistema de distribuidores, columnas y ramales. A continuación, se encuentra un cuadro de cálculo que ejemplifica lo dicho:

<sup>12</sup> Aproximación realizada dentro del Estudio de Velocidades y Rangos Económicos de Tuberías en Edificaciones. Efrén Galárraga. Revista Politécnica 1992.



## DISEÑO DE AGUA POTABLE

Proyecto: **ESTACIÓN LA MARISCAL**

Tramos: **TRAMOS INTERNOS**

Fecha: **may-16**

Tramo: **K BOMBA**

#	Aparat.	q unitario	q	Simult. %	Q	Q <sub>acuml.</sub>
10	Lavb	0,1	1	50	0,5	0,5
7	Inod Fluj	1,25	8,75	38	3,325	3,825
0	Duch	0,1	0	100	0	3,825
0	Tina	0,15	0	100	0	3,825
0	Fregad	0,2	0	100	0	3,825
0	Lavadora	0,2	0	100	0	3,825
0	Lavandr	0,1	0	100	0	3,825
5	Irin / Otro	0,15	0,75	58	0,435	4,26

Longitud	Q <sub>acuml.</sub>	Ø tub. "	Velocidad	J <sub>pendint</sub>	Perdida J <sub>1</sub>	Selecc. OK
8,50	4,26	2 1/2	1,17	0,021	0,181	OK
8,50	4,26	3	0,85	0,010	0,084	

CAUDAL DE DISEÑO

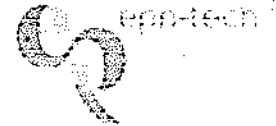
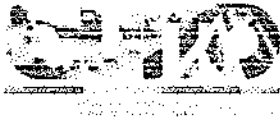
Observaciones:  $\phi 2" V=2,0\text{m/s } J=0,0752$

Una vez determinadas las cargas por ramales y nodos se determina los mayores requerimientos de carga en el sistema incluyendo las pérdidas de los respectivos tramos de abasto. Más adelante una vez que se agregan las respectivas pérdidas se aplica un factor del 133% para cubrir las pérdidas menores en accesorios conforme a lo dicho en el acápite 4.2.5.

Finalmente se incorpora al cálculo el desnivel geométrico, considerado la altura de succión desde el fondo de la cisterna hasta el aparato más elevado que debe abastecerse que en este caso corresponde al punto de agua sobre las cubiertas y con una presión mínima de quince metros (15m) que el aparato en posición más desfavorable debe tener por los inodoros de fluxómetro.

Una vez realizados dichos cálculos se determina la presión mínima que el sistema debe garantizar. En resumen, con estas consideraciones ha determinado que, para el grifo más desfavorable, esto es para el más elevado y alejado del punto inicial de alimentación, la presión mínima necesaria que debe suministrar el equipo de bombeo.

Del cuadro antes mencionado se ha escogido los valores críticos para el cálculo de pérdidas.



CÁLCULO DE PERDIDAS RED DE AGUA POTABLE										
QUITO CABLES, ESTACIÓN LA MARISCAL						Presión mínima en pto desfavorable, m.c.a.				15,00
Tramo	Nivel	Desnivel	Longitud (m)	Díámetro (Pulg)	Gradiente Hidráulica (mm/mm)	Velocidad (m/s)	Caudal (l/s)	Perdida en el tramo por fricción	Perdida menor por tramo	Presión en Red (m) HD1
A-B	3,40	3,40	35,50	1/2	0,059	0,75	0,150	2,092	0,697	16,19
B-C	0,00	0,00	21,20	1/2	0,198	1,49	0,300	4,202	1,401	21,79
C-D	0,00	0,00	1,00	1/2	0,285	1,84	0,369	0,285	0,095	22,17
D-E	0,00	0,00	3,30	1 1/2	0,060	1,48	1,947	0,198	0,066	22,44
E-H	0,00	0,00	0,50	2	0,057	1,71	3,622	0,029	0,010	22,47
F-G	0,00	0,00	7,30	1/2	0,232	1,63	0,328	1,692	0,504	17,26
G-H	0,00	0,00	1,70	2	0,044	1,47	3,128	0,075	0,025	17,36
H-K	0,00	0,00	18,30	2	0,068	1,88	3,992	1,245	0,415	24,13
I-J	0,00	0,00	5,60	1 1/4	0,067	1,40	1,350	0,375	0,125	15,50
J-K	0,00	0,00	0,50	2	0,034	1,27	2,700	0,017	0,006	15,52
K-BOMBA	2,50	2,50	8,50	2	0,076	2,00	4,260	0,648	0,216	27,50

#### 9.4 Sistema de Bombeo y Tanque Hidroneumático

El sistema de bombeo y tanque hidroneumático se ubicará en el cuarto de bombas del proyecto y constará de 2 unidades de bombeo siendo la segunda un backup para el sistema.

La potencia de la bomba ha sido calculada sobre la base del caudal simultáneo de funcionamiento de los aparatos y la presión máxima de servicio para el aparato en posición más desfavorable respecto del sistema de bombeo. La relación de presiones entre máxima y mínima utilizada ha sido:

$$\frac{P_{max}}{P_{min}} = \frac{4}{3}$$

Siendo P min. la presión necesaria para que el sistema pueda abastecer satisfactoriamente el grifo en posición más desfavorable en el instante en que debe comenzar a funcionar la bomba. Dicha presión ha sido especificada como HD1 y corresponde a un valor en metros de columna de agua, mientras que la presión máxima ha sido denominada como HD2 y corresponde a un valor en metros de columna de agua.

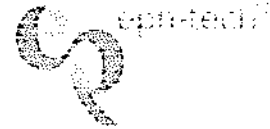
El volumen del tanque hidroneumático ha sido calculado sobre la base de la ley isotrópica simplificada. El tanque interiormente en lo posible tendrá una cámara o diafragma de Butilo no estirable trabajando a simple flexión y de permanente sellado interno, para aislar cualquier contacto del agua con la cámara de aire, de esta manera no existirán pérdidas de aire por solubilidad en el agua, lo que permite aplicar las fórmulas:

$$Q_M = \frac{4(Q_s * 60)}{3} \quad V_r = \frac{Q_m * 4}{T} \quad V_t = \frac{V_r (HD2 + 1)}{HD2 - HD1}$$

Donde:

$Q_m$  = caudal medio (l/m)

$Q_s$  = caudal máximo simultáneo



- Vr = volumen de regulación
- Vl = volumen del tanque hidroneumático
- HD2 = presión manométrica máxima de trabajo (atm)
- T = Tiempo entre arranques (adoptado 4 min.)
- HD1 = presión manométrica mínima de trabajo (atm)

Con dichos valores la potencia es: 
$$P = \frac{Qs * HD2}{0.6 * 75}$$

Donde:

- P = potencia bomba HP
- Qs = caudal máximo simultáneo (l/s)
- HD2 = presión máxima (m)

El rendimiento asumido para el conjunto motor bomba es de 0.6 Así, de acuerdo a los cálculos de simultaneidad, pérdidas de carga, etc. Los sistemas obedecerán a las siguientes características:

CARACTERÍSTICAS DEL SISTEMA		
Caudal de Diseño (Dato de cálculo caudales)	4,26	l/s
<i>Pérdidas en el Sistema</i>		
Presión mínima (HD1) arranque (Dato cuadro de presiones en la red )	27,50	m
Presión máxima (HD2) parada	36,66	m
<i>Potencia de la Bomba</i>		
Rendimiento adoptado de motor	0,60	
Potencia turbina	3,47	HP
Potencia motor	5,02	HP
Potencia estimada	5,00	HP
<i>Características del Tanque Hidroneumático</i>		
Caudal Medio (Q. med )	170,40	l/s
Volumen de Regulación ( Vr )	170,40	lts
Volumen del tanque hidroneumático calculado	867,50	l
Volumen del tanque hidroneumático calculado	229,19	gls
<i>Dimensiones del Tanque Hidroneumático</i>		
Diámetro tanque hidroneumático	0,90	m
Longitud tanque hidroneumático	1,40	m
Volumen nominal	235,2	gls

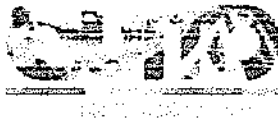
Para la adquisición de los equipos se debe solicitar se cubran al menos los siguientes requerimientos:

Caudal Q= 4.26 lts/s

Altura de bombeo= 26.66 m

Potencia calculada conjunto Turbina – Motor = 5HP

Tanque hidroneumático=229.19 galones



Segunda bomba con similares características es opcional.

Se debe mencionar que la potencia es calculada y es un dato referencial para la adquisición de la bomba, ya que entre proveedores la potencia puede cambiar debiéndose garantizar los parámetros de caudal y presión para la compra.

## 10. Sistema Interior de Aguas Servidas y Pluviales

### 10.1 AGUAS SERVIDAS

El sistema consiste de derivaciones en cada piso, columnas de desagüe, colectores horizontales y acometidas de descarga al alcantarillado municipal. Se han diseñado los colectores de tal manera de que ellos reciban los aportes sanitarios y aguas lluvias por separado al interior del edificio para luego unirlos en un sistema exterior de pozos y descargarlos al sistema Municipal de Alcantarillado.

#### 10.1.1 Ramales colectores de piso

Para el dimensionamiento de las tuberías se ha adoptado el Método que considera como base la unidad de desagüe y las cargas típicas por tipo de aparato<sup>13</sup>.

Los valores de unidad de descarga de los aparatos sanitarios a evacuarse se los han adoptado como de uso público y se ha fijado que todas las derivaciones provenientes de un retrete tengan un diámetro de 110 mm y los desagües de los demás aparatos serán de 50 mm. Los valores utilizados son los siguientes<sup>14</sup>:

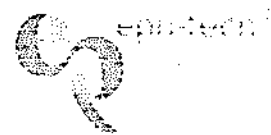
UNIDADES DE DESCARGA	
APARATOS	UD
Lavabo	2
Inodoro Tanque	6
Inodoro Flux	8
Urinario	3
Sumidero de piso	2
Ducha	3
Otros	3

#### 10.1.2 Ventilación.

En vista que el proyecto tiene baterías sanitarias en planta baja, las cuales se conectan directamente a una caja de revisión, se prescinde de una red de ventilación sanitaria.

<sup>13</sup> Seminario Instalaciones Hidrosanitarias. Escuela Politécnica Nacional. Ing., Mcc Milton Silva Salazar, pág. 59.

<sup>14</sup> Seminario Instalaciones Hidrosanitarias. Escuela Politécnica Nacional. Ing., Mcc Milton Silva Salazar, pág. 59-60, Tabla N°24



Calculo Hidráulico Red de Cajas de Revisión Aguas Lluvia y Servidas "RUI TO CARLOS ESTACION LA MARICAL"

PROYECTO: ... ESCALA: ... FECHA: ...

TRAMO (CR)	LONGI (m)	TUD (m)	DIAM (mm)	AREA (m²)	APORTE (m³)	Z AREA (m)	VELOCIDAD		TIEMPO DE CORRE (s)	TIEMPO DE TRAYECTO (s)	TIEMPO DE TRAYECTO (min)	H (m)	BATE	NIVEL DEL PROYECTO	
							AREA (m²)	VELOCIDAD (m/s)						SAIDA	LLUBADA
1	2	0.20	100	0.00785	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	3	0.20	100	0.00785	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3	4	0.20	100	0.00785	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4	5	0.20	100	0.00785	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
5	6	0.20	100	0.00785	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
6	7	0.20	100	0.00785	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
7	8	0.20	100	0.00785	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
8	9	0.20	100	0.00785	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
9	10	0.20	100	0.00785	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
10	11	0.20	100	0.00785	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
11	12	0.20	100	0.00785	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
12	13	0.20	100	0.00785	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
13	14	0.20	100	0.00785	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
14	15	0.20	100	0.00785	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
15	16	0.20	100	0.00785	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
16	17	0.20	100	0.00785	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
17	18	0.20	100	0.00785	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
18	19	0.20	100	0.00785	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
19	20	0.20	100	0.00785	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
20	21	0.20	100	0.00785	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
21	REC	0.20	100	0.00785	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000



### 10.1.3 Colectores.

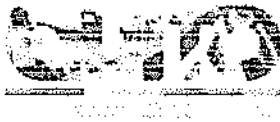
Para su cálculo se han considerado:

- Caudal máximo (número de unidades máximas de desagüe).
- Resistencias accidentales
- Adición de detritos
- Pendiente mínima 1%

Así, la red interna está constituida por colectores bajo la Planta Baja la cual se finalmente se conectará a la red municipal de alcantarillado.

El cálculo se basa en redes que se compone de aportes sanitarios y de aguas lluvia los cuales se van incorporando al sistema de colectores. Los valores han sido cotejados con tablas que señalan las máximas capacidades de colectores solo para servicio sanitario a varias pendientes

De esta forma se ha calculado los diámetros y pendientes que el sistema debe presentar. Los cuadros correspondientes se encuentran a continuación:



#### 10.1.4 Materiales

El sistema de desagüe interno de aguas sanitarias estará compuesto en su totalidad de tubería de PVC-D y obedecerán a las especificaciones detalladas en el capítulo pertinente. Los cambios de dirección, derivaciones, empalmes en columnas y colectores se obtendrán mediante desplazamientos amplios a través de la unión de varios codos de 45°.

### 10.2 AGUAS LLUVIAS

#### 10.2.1 Descripción del sistema

El sistema está constituido de ramales colectores y columnas de aguas Lluvia.

#### 10.2.2 Áreas de Aporte.-

Para el dimensionamiento de las tuberías se ha adoptado una intensidad de 109.56 mm/h, valor dado por la Estación Quito INAMHI, para lo cual se ha considerado un periodo de retorno de 10 años y un tiempo de retención de 5 minutos.

Los cálculos se encuentran a continuación.

Estación : DAC AEROPUERTO

$$I = \frac{55,6656 * T^{0,0622}}{t^{1,6567}} * \{ \ln(t + 3) \} * \ln T^{0,0985}$$

I= Intensidad de lluvia ( mm/hora)  
T= Periodo de Retorno (años)  
t= Duración ( min )

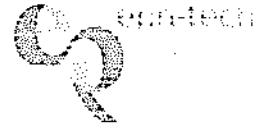
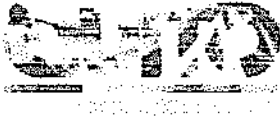
DATOS 1:

T= 10,00 años  
t= 5,00 min  
t+3= 8,00 min

$$I = \frac{55,67 * 1,24 * 21,09 * 1,09}{14,39} = 109,56 \text{ mm/hora}$$

El coeficiente de escurrimiento para el piso duro es de 0.90 y para zonas verdes se ha adoptado de 0.35. Adicional por razones de seguridad se ha procedido a incrementar en un 5% el caudal de diseño





### 10.2.3 Columnas

Se han previsto diferentes columnas que recojan las descargas de los ramales colectores del nivel de cubiertas. Estas columnas se empatarán a una red de cajas de revisión en planta baja.

Para su cálculo se han tomado en cuenta las siguientes consideraciones:

- Áreas de aporte.
- Adición de detritos.

En el siguiente cuadro se indica dicho cálculo.

BAJANTES AGUAS LLUVIA			
COD	Bajante	Área (m <sup>2</sup> )	φ (mm)
1	BALL 1	79,40	110
2	BALL 2	127,60	110
3	BALL 3	99,05	110
4	BALL 4	121,70	110
5	BALL 5	112,85	110
6	BALL 6	106,80	110

### 10.2.4 Colectores

Los bajantes de las aguas lluvias se irán incorporando en la red de cajas de revisión de aguas lluvia para posteriormente unirse en una caja de revisión final con las aguas servidas y descargar en la red de Alcantarillado Municipal.

Para el cálculo de las redes externas se considera el aporte directo de los colectores que salen desde lo alto del edificio directamente bajo el nivel de Planta Baja y la impulsión de los albañales del subsuelo 1. De esta forma se ha calculado los diámetros y pendientes que el sistema debe presentar. Los cuadros correspondientes se encuentran a continuación:

### 10.2.5 Materiales

El sistema de desagüe interno de aguas lluvias estará compuesto en su totalidad de tubería de PVC-D y obedecerán a las especificaciones detalladas en el capítulo pertinente. Los cambios de dirección, derivaciones, empalmes en columnas y colectores se obtendrán mediante desplazamientos amplios a través de la unión de varios codos de 45°.

### 10.3 COLECTORES FINALES

El sistema consiste de una red de tuberías que reciben los aportes de los sistemas antes descritos conociendo los caudales equivalentes y revisando las capacidades de las tuberías propuestas, se ha previsto una descarga de 315mm hacia la red de alcantarillado municipal.

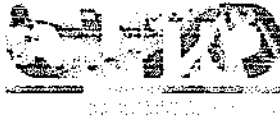
El diseño descrito anteriormente pertenece a:



Ing. Richard Aguirre R.

Lic. 01-17-4774

Lic. Municipal: 4422



## **ESTACIÓN COLINAS DEL NORTE**

### **11. UBICACIÓN Y GENERALIDADES ESTACIÓN COLINAS DEL NORTE:**

El proyecto de ESTUDIOS COMPLEMENTARIOS PARA DETALLE DE INGENIERÍAS DE LA LÍNEA ROLDÓS – OFELIA" ESTACIÓN COLINAS DEL NORTE" se halla ubicado en la ciudad de Quito, en la Calle R2. Consta de: una planta baja, una planta alta y cubierta a más además de áreas verdes recreativas y zonas de circulación al interior del proyecto.

### **12. Objetivo**

El objetivo de este trabajo es calcular y diseñar el abastecimiento de agua potable, así como el desalojo de aguas lluvias, servidas y ventilación de las mismas, tanto interiores cuanto exteriores. En los numerales siguientes se citan los estándares de referencia y las normativas utilizadas para el diseño.

#### **12.1 Para el sistema de Agua Potable**

Para el diseño del sistema de Agua potable se han utilizado los estándares convencionales dados por la Empresa de Agua Potable y Alcantarillado de Quito y demás dados en la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC 2011. Se han tomado de referencias dadas en publicaciones de las Universidades Politécnica Nacional y Espol de Guayaquil algunas de las cuales corresponden a las normas del Ex Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias. En algunos casos se han verificado las normas regionales manejadas en Colombia y Venezuela.

Por otro lado, se han realizado acercamientos con la respectiva Empresa de Alcantarillado y Agua Potable con el fin de definir redes existentes y su capacidad de absorber la carga planteada además de detectar problemas especiales por resolver.

#### **12.2 Para el Sistema de Evacuación de Aguas Pluviales y Sanitarias**

Para el diseño del sistema de Agua Lluvia y Servida se han utilizado los estándares convencionales dados por la Empresa de Agua Potable y Alcantarillado de Quito y demás dados en la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC 2011. Se han tomado de referencias dadas en publicaciones de las Universidades Politécnica Nacional y Espol de Guayaquil algunas de las cuales corresponden a las normas del Ex Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias. En algunos casos se han verificado las normas regionales manejadas en Colombia y Venezuela.

Para la generación de Agua Lluvia y su manejo se ha utilizado la fórmula dada por el INAMHI.

Por otro lado, se han realizado acercamientos con la respectiva Empresa de Alcantarillado y Agua Potable con el fin de definir redes existentes y su capacidad de absorber la carga planteada además de detectar problemas especiales por resolver.



## 13. Partes del Proyecto

### 13.1 Sistema de Agua Potable

Se entenderá por Sistema de Agua Potable, el conjunto de operaciones que deberá ejecutar el constructor para colocar, conectar, fijar y probar, bajo los lineamientos y niveles señalados en el proyecto; las tuberías, válvulas, accesorios y piezas especiales requeridas que en conjunto servirán para conducir el agua potable desde la toma domiciliaria hasta los sitios que se requieren alimentar.

### 13.2 Sistema de Aguas Pluviales y Sanitarias

Por Sistema de Aguas Pluviales y servidas, se entenderá al conjunto de operaciones que deberá efectuar el constructor para colocar, conectar y probar satisfactoriamente las tuberías, cajas de revisión y demás dispositivos necesarios que conjuntamente integrarán el sistema de alcantarillado destinado a drenar y conducir las aguas servidas y pluviales de la edificación hasta descargarlas en el alcantarillado municipal.

## 14. Sistema de Agua Potable

El proyecto se halla constituido por un sistema independiente al sistema contra incendios y consta de una red de distribución de agua fría, un conjunto electro - mecánico y una cisterna de reserva.

### 14.1 Cisterna

Para el proyecto integral se ha considerado las respectivas dotaciones estándar para un número de administrativos y un número promedio de pasajeros por estación. Con ello se ha obtenido el volumen de consumo de agua potable. Adicional a este se ha considerado un volumen para el sistema de protección Contra Incendios que cubre lo necesario conforme la normativa vigente. Los volúmenes que se requieren almacenar se han calculado de la siguiente forma:

ESTACION COLINAS DEL NORTE				
CALCULO DE VOLUMEN EN CISTERNA				
Consumo	Pasajeros	Usuarios	Usuarios	1200
		Dotación	lts/usu. día	3
		Pacial	m <sup>3</sup>	3,60
	Administrativos	Administrativos	adm	10
		Dotación	lts/adm. día	80
		Pacial	m <sup>3</sup>	0,80
Volumen de Consumo			m <sup>3</sup>	4,40
Volumen Incendios			m <sup>3</sup>	12,00
Volumen total cisterna			m <sup>3</sup>	16,40

\*Norma Referencia y Anexo 1 NEC 2011 Cap. 16 Pág. 16-17



Así, se tiene una cisterna con una capacidad de 4.40 m<sup>3</sup> para consumo de y de 12 m<sup>3</sup> para control de flagelos. Se debe tener en cuenta que se disponen de dos válvulas de pie una para cada sistema a diferentes alturas para garantizar cada volumen.

Bajo estos criterios los datos geométricos de tales elementos son los siguientes:

Dimensiones Cisterna	Largo	m	3,00
	Ancho	m	3,00
	Área	m <sup>2</sup>	9,00
Alturas en Cisterna	Altura consumo	m	0,49
	Altura Incendios	m	1,33
	Altura libre (hi)	m	0,30

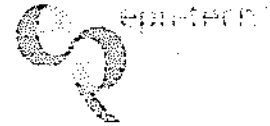
Puesto que la cisterna se encuentra en un nivel más bajo de la planta baja el colocar un desagüe en la cisterna condicionaría los niveles de las cajas de revisión para su descarga, por lo que se ha previsto dotar de una válvula de compuerta de purga en el sistema de bombeo para vaciar la cisterna. Por lo que dicha válvula deberá ser abierta con el fin de descargar a los jardines exteriores o a la caja de revisión más cercana, esto será factible si se cierra la válvula que alimenta al consumo.

#### 14.1.1 Alimentación

En razón de que la presión en la red municipal no es suficiente ni tampoco constante, a más de las variaciones horarias y en vista de las posibles suspensiones del servicio, será necesario el contar con los sistemas que permitan cubrir demandas en horas en las que no se disponga del servicio antes mencionado, por lo que se asume un lapso de 12 horas para el llenado de la cisterna.

Para cumplir con el caudal mínimo necesario de abastecimiento al conjunto, esto es 0.38 l/s y teniendo en cuenta que en el caso más desfavorable la alimentación a la cisterna será por un período de 12 horas. La acometida debería tener un diámetro mínimo de  $\Phi$  3/4" y un medidor de 1.5 m<sup>3</sup>/H.

CONDICIONES DE LA ACOMETIDA		
Volumen de consumo	16400	lts
Tiempo de llenado	12	horas
	43200	seg
Q Acometida	0,38	lts/seg
Diámetro acometida	3/4	Pulg
Medidor	1,37	m <sup>3</sup> /H
Medidor adoptado	1,50	m <sup>3</sup> /H
Velocidad	1,21	m/s



## 14.2 Red Interior de Abastecimiento

### 14.2.1 Distribuidores y Ramales

Son las redes de abastecimiento que, partiendo del equipo de bombeo ubicado en el cuarto de bombas, conduce el agua a los diferentes ramales que corresponden a líneas de aproximación a los cada una de las zonas a servir. El distribuidor principal para La Estación La Mariscal es de 2".

### 14.2.2 Columnas

Será considerada como columna toda tubería vertical encargada de repartir el caudal a los diferentes niveles del proyecto.

### 14.2.3 Ramificaciones

Son tuberías que conducen el agua a cada uno de los niveles y de estos a los aparatos sanitarios. Para el caso presente se han diseñado de tal manera de que sea factible independizar el sistema de cada una de las mencionadas áreas con la colocación de válvulas.

### 14.2.4 Parámetros de cálculo

Para el cálculo de caudales y diámetros en cada una de las tuberías se ha utilizado el método de probabilidades donde se considera el uso simultáneo de aparatos sanitarios cuyo factor de simultaneidad se determina en base a las siguientes suposiciones:

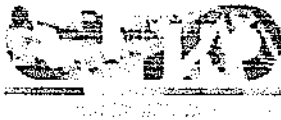
- Simultaneidad de servicio
- Para cada aparato existe una duración media de servicio
- Existe un intervalo medio entre servicios durante el periodo de punta
- Existe una duración media diaria para el periodo pico.

Respecto a los aparatos, los caudales utilizados son<sup>15</sup>:

Inodoros de tanque	0.10 l/s
Inodoros de Fluxómetro	1.25 l/s
Lavabos	0.10 l/s
Duchas	0.10 l/s
Urinaríos / Otros Aparatos	0.15 l/s

El cálculo de caudales de distribuidores, columnas y ramificaciones, se ha efectuado en base al Método de Probabilidades que se basa en la probabilidad de uso simultáneo de "n" aparatos instalados, de los cuales "r" se encuentran en funcionamiento, esto es aplicando la relación correspondiente a las sobre posiciones que puedan

<sup>15</sup> NEC 2011. Caudales mínimos



ocurrir con la sucesión de un día, tomando la instalación como de uso público (Unidad Administrativa y Equipamiento de servicio)<sup>16</sup>.

Así:  $\text{Log}A^{(r-1)} - \text{log}B = \text{Log}Cr^n$

Donde:

- A =  $i/t$
- B =  $h/i$
- i = Duración media del intervalo entre dos servicios, durante el período de punta
- t = Duración del uso del servicio
- h = Duración media durante el período de punta
- C<sup>n</sup> = Número de combinaciones posibles tomados entre "n"
- n = Número de servicios

Los valores considerados de t, h, i para cada tipo de aparato son<sup>17</sup>:

	h	t	i
Inodoro Fluxómetro	8 horas	8 segundos	10 min
Inodoro de tanque	8 horas	1 minuto	10 min
Lavabos	8 horas	1 minutos	10 min
Ducha	2 horas	5 minutos	20 min
Otros	2 horas	2 minutos	20 min

#### 14.2.5 Pérdida de carga

Las pérdidas de carga originadas en las tuberías son de dos tipos:

Pérdidas por fricción a lo largo de las tuberías. Para el cálculo se ha utilizado la fórmula de Flamant de amplia aplicación en el campo considerando un Coeficiente de Flamant de 0.00014<sup>18</sup>.

$$J = 4m \left( \frac{4}{\pi} \right)^{\frac{7}{4}} \frac{Q^{\frac{7}{4}}}{D^{\frac{19}{4}}}$$

Dónde:

J = Gradiente Hidráulico (hf/L)

m= Coeficiente de Flamant

Q = Caudal (m<sup>3</sup>/s)

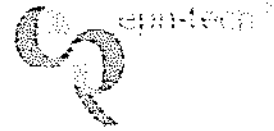
D = Diámetro (m)

Hf = Pérdida de Carga.

<sup>16</sup> Seminario Instalaciones Hidrosanitarias. Escuela Politécnica Nacional. Ing., Msc Milton Silva Salazar, pág. 29.

<sup>17</sup> Seminario Instalaciones Hidrosanitarias. Escuela Politécnica Nacional. Ing., Msc Milton Silva Salazar, pág. 29-30

<sup>18</sup> Seminario Instalaciones Hidrosanitarias. Escuela Politécnica Nacional. Ing., Msc Milton Silva Salazar, pág. 29.



Pérdidas localizadas originadas por la presencia de los diferentes accesorios (codos, té, válvulas, etc. Para este estudio se adopta un valor de 33%<sup>19</sup>.

#### 14.2.6 Velocidades

Atendiendo a razones de orden económico y de funcionamiento hidráulico eficiente, exento de ruidos, vibraciones, peligro de golpe de ariete, se han diseñado los conductos de agua de tal manera que las velocidades se sitúen en el rango de 0.6 a 2.5 m/s, rango de valores dados por la NEC11 Cap 16.

#### 14.2.7 Materiales

Las tuberías serán de PVC-Presión hasta el ingreso a los cuartos de bombas, donde serán de Acero negro hasta la succión de las bombas, de acuerdo a especificaciones detalladas más adelante.

#### 14.2.8 Válvulas de seccionamiento.

Para interrumpir el servicio en los diferentes tramos de la red, se han colocado válvulas de paso, las mismas que deberán cumplir con las especificaciones respectivas y serán instaladas en la cantidad y sitios indicados en planos.

### 14.3 CÁLCULOS

Para sistematizar los cálculos correspondientes se han preparado hojas de cálculo que incluyen el número de aparatos, su caudal unitario y el caudal acumulado afectado por el factor de simultaneidad, su sumatoria y la determinación de los diámetros de tubería que cumplen con las condiciones de velocidad junto con su correspondiente pérdida de carga para dos diámetros factibles de manera que sea posible su selección.

Más adelante se agregan las respectivas pérdidas por tramos con el fin de determinar la mayor carga en nodos y por ende en el sistema de distribuidores, columnas y ramales. A continuación, se encuentra un cuadro de cálculo que ejemplifica lo dicho:

<sup>19</sup> Aproximación realizada dentro del Estudio de Velocidades y Rangos Económicos de Tuberías en Edificaciones. Efrén Galárraga. Revista Politécnica 1992.





## DISEÑO DE AGUA POTABLE

Proyecto: **ESTACIÓN COLINAS DEL NORTE**

Tramos: TRAMOS INTERNOS

Fecha: may-16

Tramo: K-BOMBA

#	Aparat.	q unitario	q	Simult. %	Q	Q acuml.
10	Lavb	0,1	1	50	0,5	0,5
9	Inod Fluj	1,25	11,25	31	3,4875	3,9875
2	Duch	0,1	0,2	100	0,2	4,1875
0	Tina	0,15	0	100	0	4,1875
0	Fregad	0,2	0	100	0	4,1875
0	Lavadora	0,2	0	100	0	4,1875
0	Lavandr	0,1	0	100	0	4,1875
5	Trin./ Otro	0,15	0,75	58	0,435	4,6225

Longitud	Q acuml.	Ø tub. "	Velocidad	J pendint.	Pérdida %	Selecc. OK
10,00	4,6225	2 1/2	1,27	0,025	0,246	
10,00	4,6225	3	0,92	0,011	0,114	

CAUDAL DE DISEÑO

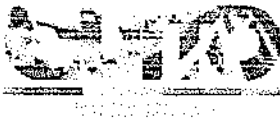
Observaciones:  $\text{Ø } 2'' \text{ V}=2,17 \text{ m/s } \text{J}=0,088$

Una vez determinadas las cargas por ramales y nodos se determina los mayores requerimientos de carga en el sistema incluyendo las pérdidas de los respectivos tramos de abasto. Más adelante una vez que se agregan las respectivas pérdidas se aplica un factor del 133% para cubrir las pérdidas menores en accesorios conforme a lo dicho en el acápite 4.2.5.

Finalmente se incorpora al cálculo el desnivel geométrico, considerado la altura de succión desde el fondo de la cisterna hasta el aparato más elevado que debe abastecerse que en este caso corresponde al punto de agua sobre las cubiertas y con una presión mínima de quince metros (15m) que el aparato en posición más desfavorable debe tener por los inodoros de fluxómetro.

Una vez realizados dichos cálculos se determina la presión mínima que el sistema debe garantizar. En resumen, con estas consideraciones ha determinado que, para el grifo más desfavorable, esto es para el más elevado y alejado del punto inicial de alimentación, la presión mínima necesaria que debe suministrar el equipo de bombeo.

Del cuadro antes mencionado se ha escogido los valores críticos para el cálculo de pérdidas.



CALCULO DE PERDIDAS RED DE AGUA POTABLE										
QUITO CABLES, ESTACIÓN COLINAS DEL NORTE						Presión mínima en pto desfavorable. m.c.a.				15,00
Tramo	Nivel	Desnivel	Longitud (m)	Diámetro (Pulg)	Gradiente Hidraulica (mm/mm)	Velocidad (m/s)	Caudal (l/s)	Perdida en el tramo por fricción	Perdida menor por tramo	Presión en Red (m) HD1
A-B	0,15	0,00	19,00	1/2	0,059	0,75	0,150	1,120	0,373	16,49
B-C	0,15	0,00	24,00	1/2	0,198	1,49	0,300	4,757	1,586	22,64
C-E	1,50	-1,35	1,00	3/4	0,217	1,84	0,579	0,217	0,072	21,78
D-E	1,50	0,00	5,60	2	0,039	1,38	2,925	0,221	0,074	15,29
E-I	1,50	0,00	2,20	2	0,054	1,65	3,504	0,119	0,040	21,93
F-H	6,00	4,50	16,00	2	0,037	1,32	2,800	0,585	0,195	15,28
G-H	1,50	0,00	6,50	1/2	0,328	1,99	0,400	2,132	0,711	12,64
H-I	1,50	0,00	9,20	2	0,046	1,51	3,200	0,425	0,142	15,85
I-J	1,50	0,00	6,50	2	0,071	1,93	4,093	0,462	0,154	22,55
J-K	1,50	0,00	4,00	2	0,076	2,00	4,276	0,304	0,101	22,96
K-BOMBA	1,50	2,00	10,00	2	0,088	2,17	4,623	0,880	0,293	26,13

#### 14.4 Sistema de Bombeo y Tanque Hidroneumático

El sistema de bombeo y tanque hidroneumático se ubicará en el cuarto de bombas del proyecto y constará de 2 unidades de bombeo siendo la segunda un backup para el sistema.

La potencia de la bomba ha sido calculada sobre la base del caudal simultáneo de funcionamiento de los aparatos y la presión máxima de servicio para el aparato en posición más desfavorable respecto del sistema de bombeo. La relación de presiones entre máxima y mínima utilizada ha sido:

$$\frac{P_{max}}{P_{min}} = \frac{4}{3}$$

Siendo P min. la presión necesaria para que el sistema pueda abastecer satisfactoriamente el grifo en posición más desfavorable en el instante en que debe comenzar a funcionar la bomba. Dicha presión ha sido especificada como HD1 y corresponde a un valor en metros de columna de agua, mientras que la presión máxima ha sido denominada como HD2 y corresponde a un valor en metros de columna de agua.

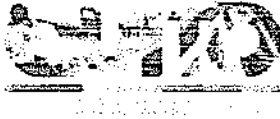
El volumen del tanque hidroneumático ha sido calculado sobre la base de la ley isotrópica simplificada. El tanque interiormente en lo posible tendrá una cámara o diafragma de Butilo no estirable trabajando a simple flexión y de permanente sellado interno, para aislar cualquier contacto del agua con la cámara de aire, de esta manera no existirán pérdidas de aire por solubilidad en el agua, lo que permite aplicar las fórmulas:

$$Q_M = \frac{4(Q_s * 60)}{3} \quad V_T = \frac{Q_m * 4}{T} \quad V_T = \frac{V_r (HD2 + 1)}{HD2 - HD1}$$

Donde:

$Q_m$  = caudal medio (l/m)

$Q_s$  = caudal máximo simultáneo



- $V_r$  = volumen de regulación  
 $V_t$  = volumen del tanque hidroneumático  
 $HD_2$  = presión manométrica máxima de trabajo (atm)  
 $T$  = Tiempo entre arranques (adoptado 4 min.)  
 $HD_1$  = presión manométrica mínima de trabajo (atm)

Con dichos valores la potencia es:

$$P = \frac{Q_s * HD_2}{0.6 * 75}$$

Donde:

- $P$  = potencia bomba HP  
 $Q_s$  = caudal máximo simultáneo (l/s)  
 $HD_2$  = presión máxima (m)

El rendimiento asumido para el conjunto motor bomba es de 0.6 Así, de acuerdo a los cálculos de simultaneidad, pérdidas de carga, etc. Los sistemas obedecerán a las siguientes características:

CARACTERÍSTICAS DEL SISTEMA		
Caudal de Diseño (Dato de cálculo caudales)	4,62	l/s
<i>Pérdidas en el Sistema</i>		
Presión mínima (HD1) arranque (Dato cuadro de presiones en la red )	26,13	m
Presión máxima (HD2) parada	34,84	m
<i>Potencia de la Bomba</i>		
Rendimiento adoptado de motor	0,60	
Potencia turbina	3,58	HP
Potencia motor	5,17	HP
Potencia estimada	5,00	HP
<i>Características del Tanque Hidroneumático</i>		
Caudal Medio (Q. med )	184,90	l/s
Volumen de Regulación ( Vr )	184,90	lts
Volumen del tanque hidroneumático calculado	951,90	l
Volumen del tanque hidroneumático calculado	251,49	gls
<i>Dimensiones del Tanque Hidroneumático</i>		
Diámetro tanque hidroneumático	0,90	m
Longitud tanque hidroneumático	1,50	m
Volumen nominal	252,0	gls

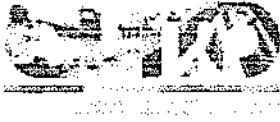
Para la adquisición de los equipos se debe solicitar se cubran al menos los siguientes requerimientos:

Caudal Q= 4.62lts/s

Altura de bombeo= 34.84m

Potencia calculada conjunto Turbina – Motor = 5HP

Tanque hidroneumático=251.49galones



Segunda bomba con similares características es opcional.

Se debe mencionar que la potencia es calculada y es un dato referencial para la adquisición de la bomba, ya que entre proveedores la potencia puede cambiar debiéndose garantizar los parámetros de caudal y presión para la compra.

## 15. Sistema Interior de Aguas Servidas y Pluviales

### 15.1 AGUAS SERVIDAS

El sistema consiste de derivaciones en cada piso, columnas de desagüe, colectores horizontales y acometidas de descarga al alcantarillado municipal. Se han diseñado los colectores de tal manera de que ellos reciban los aportes sanitarios y aguas lluvias por separado al interior del edificio para luego unirlos en un sistema exterior de pozos y descargarlos al sistema Municipal de Alcantarillado.

#### 15.1.1 Ramales colectores de piso

Para el dimensionamiento de las tuberías se ha adoptado el Método que considera como base la unidad de desagüe y las cargas típicas por tipo de aparato<sup>20</sup>.

Los valores de unidad de descarga de los aparatos sanitarios a evacuarse se los han adoptado como de uso público y se ha fijado que todas las derivaciones provenientes de un retrete tengan un diámetro de 110 mm y los desagües de los demás aparatos serán de 50 mm. Los valores utilizados son los siguientes<sup>21</sup>:

UNIDADES DE DESCARGA	
APARATOS	UD
Lavabo	2
Inodoro Tanque	6
Inodoro Flux	8
Unnaro	3
Sumidero de piso	2
Ducha	3
Otros	3

#### 15.1.2 Ventilación.

En vista que el proyecto tiene baterías sanitarias en planta baja, las cuales se conectan directamente a una caja de revisión, se prescinde de una red de ventilación sanitaria.

<sup>20</sup> Seminario Instalaciones Hidrosanitarias. Escuela Politécnica Nacional. Ing., Msc Milton Silva Salazar, pág. 59.

<sup>21</sup> Seminario Instalaciones Hidrosanitarias. Escuela Politécnica Nacional. Ing., Msc Milton Silva Salazar, pág 59-60. Tabla N°24

### 15.1.3 Colectores.

Para su cálculo se han considerado:

- Caudal máximo (número de unidades máximas de desagüe).
- Resistencias accidentales
- Adición de detritos
- Pendiente mínima 1%

Así, la red interna está constituida por colectores bajo la Planta Baja la cual se finalmente se conectará a la red municipal de alcantarillado.

El cálculo se basa en redes que se compone de aportes sanitarios y de aguas lluvia los cuales se van incorporando al sistema de colectores. Los valores han sido cotejados con tablas que señalan las máximas capacidades de colectores solo para servicio sanitario a varias pendientes.

Puesto que existen una red de alcantarillado que atraviesa el proyecto se ha optado por realinear una red e 600 mm existente, se ha diseñado una nueva red que rodea la estación con el fin de no afectar ninguna de las cimentaciones de las pilonas y que se conecta a un pozo de revisión existente.

De esta forma se ha calculado los diámetros y pendientes que el sistema debe presentar tanto internas como la de la nueva red de alcantarillado. Los cuadros correspondientes se encuentran a continuación:

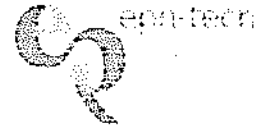


Calculo Hidráulico de Red de Cajas de Revisión, Aguas Lluvia y Servidas "QUITO CABLES, ESTACIÓN COLINAS DEL NORTE"

Tramo (m)	Longitud (m)	Diámetro (mm)	Área (m²)	Caudal (m³/s)	Velocidad (m/s)	Caudal (m³/s)	Velocidad (m/s)	Caudal (m³/s)	Velocidad (m/s)	Caudal (m³/s)	Velocidad (m/s)	Caudal (m³/s)	Velocidad (m/s)	Caudal (m³/s)	Velocidad (m/s)	Caudal (m³/s)	Velocidad (m/s)	Caudal (m³/s)	Velocidad (m/s)	Caudal (m³/s)	Velocidad (m/s)	Nivel del Proyecto		
																						Tapa	Salida	Corte
1	10.65	BALL 1	200.00	0.020	0.90	0.018	5.00	108.56	304.32	6.03	11.88	180	1.0	1.00	16.69	0.361	0.18	0.11	0.15	0.35	0.46	0.50	0.50	0.50
2	10.05	BALL 2	200.00	0.040	0.90	0.036	9.18	108.02	300.07	11.68	17.60	180	1.0	1.00	16.69	0.712	0.17	0.10	0.02	0.15	0.48	0.58	0.63	0.63
3	6.35	BALL 3	200.00	0.060	0.90	0.054	5.36	106.86	296.27	17.60	17.60	200	1.0	1.16	30.01	0.585	0.09	0.07	0.02	0.19	0.60	0.66	0.75	0.75
4	10.90	BALL 3	600.00	0.060	0.90	0.054	5.44	105.92	294.21	17.48	17.48	200	1.0	1.16	30.01	0.582	0.16	0.11	0.02	0.15	0.68	0.79	0.83	0.83
5	1.00	BALL 3	0.00	0.000	0.90	0.000	5.00	109.56	304.32	0.09	40.00	40	1.0	1.00	16.69	0.021	0.02	0.01	0.15	0.35	0.46	0.50	0.50	
6	10.25	BALL 3	600.00	0.080	0.90	0.072	5.60	104.73	290.01	17.28	40	1.0	1.16	30.01	0.629	0.15	0.10	0.04	0.00	0.83	0.93	0.93	0.93	0.93
7	7.50	BALL 4	97.65	0.010	0.90	0.009	5.00	109.56	304.32	3.01	3.01	110	1.0	0.77	5.98	0.503	0.16	0.08	0.15	0.35	0.43	0.50	0.50	
8	8.20	BALL 5	97.65	0.010	0.90	0.009	5.16	108.15	300.42	2.97	2.97	110	1.0	0.77	5.98	0.457	0.18	0.08	0.02	0.15	0.45	0.53	0.60	0.60
9	11.60	BALL 5	282.50	0.028	0.90	0.025	5.24	108.70	296.38	8.15	8.15	160	1.0	1.00	16.69	0.488	0.19	0.12	0.02	0.15	0.55	0.65	0.70	0.70
10	7.70	BALL 6	158.85	0.044	0.90	0.040	5.53	105.30	292.21	12.86	12.86	160	1.0	1.00	16.69	0.771	0.13	0.08	0.02	0.15	0.68	0.76	0.83	0.83
11	11.00	BALL 6	285.00	0.133	0.90	0.119	5.74	103.66	287.84	37.69	40	1.0	1.34	54.52	0.718	0.12	0.10	0.04	0.00	0.87	1.07	1.16	1.16	1.16
12	6.50	BALL 6	230.00	0.155	0.90	0.139	5.87	102.78	285.51	43.65	40	1.0	1.34	54.52	0.829	0.08	0.07	0.02	0.00	1.09	1.16	1.16	1.16	1.16
13	6.05	BALL 9	1546.35	0.185	0.90	0.139	5.95	102.23	283.98	43.42	40	1.0	1.34	54.52	0.824	0.08	0.06	0.02	0.00	1.18	1.24	1.24	1.24	1.24
14	11.00	BALL 7	146.60	0.168	0.90	0.152	6.02	101.73	282.88	47.25	40	1.0	1.34	54.52	0.895	0.14	0.11	0.02	0.00	1.26	1.37	1.37	1.37	1.37
15	3.70	BALL 7	132.10	0.013	0.90	0.012	5.60	109.56	304.32	4.02	28	1.0	1.00	16.69	0.312	0.04	0.03		1.50	1.00	0.96	0.96	0.96	0.96
16	17.450	BALL 7	132.10	0.000	0.90	0.000	5.04	109.19	302.20	4.00	28	1.0	1.00	16.69	0.311	0.06	0.04	0.02	1.50	1.00	0.96	0.96	0.96	0.96
17	18.630	BALL 7	132.10	0.013	0.90	0.012	5.10	108.65	301.82	3.98	66	1.0	1.00	16.69	0.368	0.10	0.05	0.04	1.50	1.00	0.96	0.96	0.96	0.96
18	13.400	BALL 8	132.10	0.013	0.90	0.012	5.21	107.77	299.35	3.95	94	1.0	1.00	16.69	0.440	0.07	0.04	0.02	1.50	1.00	0.90	0.90	0.90	0.90
19	20.150	BALL 8	145.00	0.028	0.90	0.025	5.28	107.22	297.83	6.19	106	1.0	1.00	16.69	0.664	0.17	0.12	0.04	1.50	1.00	0.82	0.82	0.82	0.82
20	21.110	BALL 8	1970.05	0.197	0.90	0.177	6.16	100.84	280.10	54.54	148	1.0	1.56	99.30	0.584	0.12	0.11	0.04	0.00	1.41	1.52	1.41	1.41	1.41
21	22.120	BALL 8	1970.05	0.197	0.90	0.177	6.28	100.06	277.96	54.12	148	1.0	1.56	99.30	0.580	0.13	0.12	0.02	0.00	1.54	1.67	1.54	1.54	1.54
22	13.80	BALL 8	270.00	0.224	0.90	0.202	6.41	98.26	275.73	61.27	148	1.0	1.56	99.30	0.652	0.15	0.14	0.02	0.50	1.60	1.82	1.60	1.60	1.60
23	24.895	BALL 8	40.00	0.004	0.90	0.004	5.00	109.56	304.32	1.34		1.0	1.00	16.69	0.224	0.19	0.09		1.50	1.00	0.91	0.91	0.91	0.91
24	6.50	BALL 8	294.00	0.029	0.90	0.026	5.18	107.89	299.69	8.67		1.0	1.00	16.69	0.453	0.04	0.04	0.65	0.02	1.50	0.89	0.94	0.94	0.94
25	6.20	BALL 8	294.00	0.029	0.90	0.026	5.24	107.52	298.67	8.54		1.0	1.00	16.69	0.452	0.04	0.04	0.62	0.02	1.50	0.90	0.94	0.94	0.94
26	27.528	BALL 8	100.00	0.020	0.90	0.026	5.28	107.17	297.71	8.51		1.0	1.00	16.69	0.368	0.03	0.03	0.79	0.50	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90
27	6.00	BALL 8	2634.05	0.263	0.90	0.237	6.56	98.38	273.29	71.25	148	1.0	1.56	99.30	0.615	0.05	0.04	0.04	0.00	1.66	1.95	1.66	1.66	1.66
28	31.00	BALL 8	600.00	0.000	0.90	0.000	6.00	109.56	304.32	3.01	600	1.0	2.57	725.65	0.000	0.31	0.00	1.00	1.00	1.66	1.66	1.66	1.66	1.66
29	2.00	BALL 8	600.00	0.000	0.90	0.000	6.00	109.56	304.32	3.01	600	1.0	2.57	725.65	0.000	0.02	0.50	1.00	1.00	1.61	1.63	2.61	2.61	2.61
30	39.50	BALL 8	600.00	0.000	0.90	0.000	6.00	109.56	304.32	3.01	600	1.0	2.57	725.65	0.000	0.40	0.02	0.00	1.69	2.05	2.05	2.05	2.05	2.05
31	56.40	BALL 8	600.00	0.000	0.90	0.000	6.00	109.56	304.32	3.01	600	1.0	2.57	725.65	0.000	0.36	0.02	0.00	2.07	2.43	2.43	2.43	2.43	2.43
32	26.00	BALL 8	600.00	0.000	0.90	0.000	6.00	109.56	304.32	3.01	600	1.0	2.57	725.65	0.000	0.20	0.02	0.00	2.45	2.71	2.45	2.45	2.45	2.45
33	21.50	BALL 8	75	0.000	0.90	0.000	7.50	109.56	304.32	3.01	75	1.0	8.96	2534.99	0.029	2.58	0.04	1.00	2.75	5.33	5.33	5.33	5.33	5.33

RECIFICACION DE MED DE ALCANTARILLADO EXISTENTE

RECIFICACION DE



### 15.1.4 Materiales

El sistema de desagüe interno de aguas sanitarias estará compuesto en su totalidad de tubería de PVC-D y obedecerán a las especificaciones detalladas en el capítulo pertinente. Los cambios de dirección, derivaciones, empalmes en columnas y colectores se obtendrán mediante desplazamientos amplos a través de la unión de varios codos de 45°.

### 15.1.5 Trampa de Grasas

En la zona de lavado de cabinas se tendrá un efluente con grasa y sedimentos por lo que será tratado a través de una trampa de grasa de 3 cámaras para permitir la depuración adecuada de la grasa siendo éste un tratamiento primario previo a la descarga a las redes de cajas internas del proyecto. Para pequeñas instalaciones la capacidad neta puede fluctuar entre 15 a 20 litros por cabina día. Para el cálculo se ha escogido una dotación de 18 litros/cabina/día. A continuación, se indica el cálculo correspondiente:

TRAMPA DE GRASA		
CONCEPTO	VALOR	UNIDAD
Número de cabinas	64,00	cabinas
Dotación	18,00	l/cabinas/día
Volumen mínimo de Trampa de grasa	1152,00	litros
	1.15	m <sup>3</sup>
DIMENSIONES TRAMPA DE GRASA		
Altura cámara 1	0,75	m
Largo cámara 1	1,00	m
Altura cámara 2 y 3	0,55	m
Largo cámara 2 y 3	0,65	m
Ancho efectivo cámara 1, 2 y 3	0,80	m
Volumen efectivo	1,17	m <sup>3</sup>

\*Se construirá 3 cámaras: 1 cámara de sedimentador y 2 cámaras de trampa de grasa.

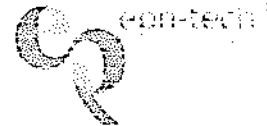
## 15.2 AGUAS LLUVIAS

### 15.2.1 Descripción del sistema

El sistema está constituido de ramales colectores y columnas de aguas Lluvia.

### 15.2.2 Áreas de Aporte. -

Para el dimensionamiento de las tuberías se ha adoptado una intensidad de 109.56 mm/h, valor dado por la Estación Quito INAMHI, para lo cual se ha considerado un periodo de retorno de 10 años y un tiempo de retención de 5 minutos. Los cálculos se encuentran a continuación.



Estación : DAC AEROPUERTO

$$I = \frac{55,6656 * T^{0,0922}}{t^{1,6567}} * [\ln(t + 3)] * \ln T^{0,0985}$$

- I= Intensidad de lluvia ( mm/hora)
- T= Periodo de Retorno (años)
- t= Duración ( min )

DATOS 1 :

- T= 10,00 años
- t= 5,00 min
- t+3= 8,00 min

$$I = \frac{55,67 * 1,24 * 21,09 * 1,09}{14,39} = 109,56 \text{ mm/hora}$$

El coeficiente de escurrimiento para el piso duro es de 0.90 y para zonas verdes se ha adoptado de 0.35. Adicional por razones de seguridad se ha procedido a incrementar en un 5% el caudal de diseño

### 15.2.3 Columnas

Se han previsto diferentes columnas que recojan las descargas de los ramales colectores del nivel de cubiertas. Estas columnas se empatarán a una red de cajas de revisión en planta baja.

Para su cálculo se han tomado en cuenta las siguientes consideraciones:

- Áreas de aporte.
- Adición de déritos.

En el siguiente cuadro se indica dicho cálculo.

BAJANTES AGUAS LLUVIA			
COD	Bajante	Área (m <sup>2</sup> )	φ (mm)
1	BALL 1	200,00	160
2	BALL 2	200,00	160
3	BALL 3	200,00	160
4	BALL 4	97,65	110
5	BALL 5	184,85	160
6	BALL 6	158,85	160
7	BALL 7	132,10	160
8	BALL 8	145,00	160
9	BALL 9	146,60	160





#### 15.2.4 Colectores

Los bajantes de las aguas lluvias se irán incorporando en la red de cajas de revisión de aguas lluvia para posteriormente unirse en una caja de revisión final con las aguas servidas y descargar en la red de Alcantarillado Municipal.

Para el cálculo de las redes externas se considera el aporte directo de los colectores que salen desde lo alto del edificio directamente bajo el nivel de Planta Baja y la Impulsión de los albañales del subsuelo 1. De esta forma se ha calculado los diámetros y pendientes que el sistema debe presentar. Los cuadros correspondientes se encuentran a continuación:

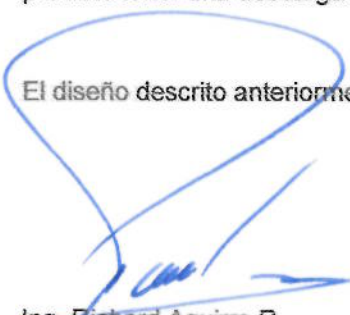
#### 15.2.5 Materiales

El sistema de desagüe interno de aguas lluvias estará compuesto en su totalidad de tubería de PVC-D y obedecerán a las especificaciones detalladas en el capítulo pertinente. Los cambios de dirección, derivaciones, empalmes en columnas y colectores se obtendrán mediante desplazamientos amplios a través de la unión de varios codos de 45°.

### 15.3 COLECTORES FINALES

El sistema consiste de una red de tuberías que reciben los aportes de los sistemas antes descritos conociendo los caudales equivalentes y revisando las capacidades de las tuberías propuestas, así se ha previsto tener una descarga de 315 mm al alcantarillado municipal.

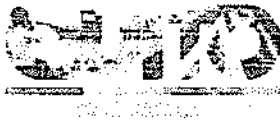
El diseño descrito anteriormente pertenece a:



Ing. Richard Aguirre R.

Lic. 01-17-4774

Lic. Municipal: 4422



## **ESTACIÓN LA ROLDÓS**

### **16. UBICACIÓN Y GENERALIDADES ESTACIÓN LA ROLDÓS:**

El proyecto de ESTUDIOS COMPLEMENTARIOS PARA DETALLE DE INGENIERÍAS DE LA LÍNEA ROLDÓS – OFELIA" ESTACIÓN LA ROLDÓS" se halla ubicado en la ciudad de Quito, en la Calle D10 y Calle Pedro Yeroví. Consta de: una planta baja, una planta alta y cubierta a más además de áreas verdes recreativas y zonas de circulación al interior del proyecto.

### **17. Objetivo**

El objetivo de este trabajo es calcular y diseñar el abastecimiento de agua potable, así como el desalojo de aguas lluvias, servidas y ventilación de las mismas, tanto interiores cuanto exteriores. El los numerales siguientes se citan los estándares de referencia y las normativas utilizadas para el diseño.

#### **17.1 Para el sistema de Agua Potable**

Para el diseño del sistema de Agua potable se han utilizado los estándares convencionales dados por la Empresa de Agua Potable y Alcantarillado de Quito y demás dados en la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC 2011. Se han tomado de referencias dadas en publicaciones de las Universidades Politécnica Nacional y Espol de Guayaquil algunas de las cuales corresponden a las normas del Ex Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias. En algunos casos se han verificado las normas regionales manejadas en Colombia y Venezuela.

Por otro lado, se han realizado acercamientos con la respectiva Empresa de Alcantarillado y Agua Potable con el fin de definir redes existentes y su capacidad de absorber la carga planteada además de detectar problemas especiales por resolver.

#### **17.2 Para el Sistema de Evacuación de Aguas Pluviales y Sanitarias**

Para el diseño del sistema de Agua Lluvia y Servida se han utilizado los estándares convencionales dados por la Empresa de Agua Potable y Alcantarillado de Quito y demás dados en la Norma Ecuatoriana de Construcción NEC 2011. Se han tomado de referencias dadas en publicaciones de las Universidades Politécnica Nacional y Espol de Guayaquil algunas de las cuales corresponden a las normas del Ex Instituto Ecuatoriano de Obras Sanitarias. En algunos casos se han verificado las normas regionales manejadas en Colombia y Venezuela.

Para la generación de Agua Lluvia y su manejo se ha utilizado la fórmula dada por el INAMHI.

Por otro lado, se han realizado acercamientos con la respectiva Empresa de Alcantarillado y Agua Potable con el fin de definir redes existentes y su capacidad de absorber la carga planteada además de detectar problemas especiales por resolver.



## 18. Partes del Proyecto

### 18.1 Sistema de Agua Potable

Se entenderá por Sistema de Agua Potable, el conjunto de operaciones que deberá ejecutar el constructor para colocar, conectar, fijar y probar; bajo los lineamientos y niveles señalados en el proyecto; las tuberías, válvulas, accesorios y piezas especiales requeridas que en conjunto servirán para conducir el agua potable desde la toma domiciliaria hasta los sitios que se requieren alimentar.

### 18.2 Sistema de Aguas Pluviales y Sanitarias

Por Sistema de Aguas Pluviales y servidas, se entenderá al conjunto de operaciones que deberá efectuar el constructor para colocar, conectar y probar satisfactoriamente las tuberías, cajas de revisión y demás dispositivos necesarios que conjuntamente integrarán el sistema de alcantarillado destinado a drenar y conducir las aguas servidas y pluviales de la edificación hasta descargarlas en el alcantarillado municipal.

## 19. Sistema de Agua Potable

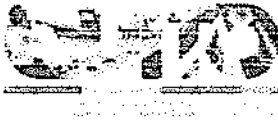
El proyecto se halla constituido por un sistema independiente al sistema contra incendios y consta de una red de distribución de agua fría, un conjunto electro - mecánico y una cisterna de reserva.

### 19.1 Cisterna

Para el proyecto integral se ha considerado las respectivas dotaciones estándar para un número de administrativos y un número promedio de pasajeros por estación. Con ello se ha obtenido el volumen de consumo de agua potable. Adicional a este se ha considerado un volumen para el sistema de protección Contra Incendios que cubre lo necesario conforme la normativa vigente. Los volúmenes que se requieren almacenar se han calculado de la siguiente forma:

ESTACION LA ROLDOS					
CALCULO DE VOLUMEN EN CISTERNA					
Consumo	Pasajeros	Usuarios	Usuarios	1200	
		Dotación	lts/usu. día	3	
		Pacial	m <sup>3</sup>	3,60	
	Administrativos	Administrativos	adm	10	
		Dotación	lts/adm. día	80	
		Pacial	m <sup>3</sup>	0,80	
	Volumen de Consumo			m <sup>3</sup>	4,40
	Volumen Incendios			m <sup>3</sup>	12,00
Volumen total cisterna			m <sup>3</sup>	16,40	

\*Norma Referencia y Anexo 1 NEC 2011 Cap. 16 Pág. 16-17



Así, se tiene una cisterna con una capacidad de 4.40 m<sup>3</sup> para consumo de y de 12 m<sup>3</sup> para control de flagelos. Se debe tener en cuenta que se disponen de dos válvulas de pie una para cada sistema a diferentes alturas para garantizar cada volumen.

Bajo estos criterios los datos geométricos de tales elementos son los siguientes:

Dimensiones Cisterna	Largo	m	3,00
	Ancho	m	3,00
	Area	m <sup>2</sup>	9,00
Alturas en Cisterna	Altura consumo	m	0,49
	Altura incendios	m	1,33
	Altura libre (hl)	m	0,30

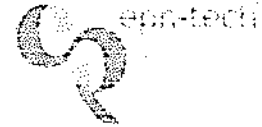
Puesto que la cisterna se encuentra en un nivel más bajo de la planta baja el colocar un desagüe en la cisterna condicionaría los niveles de las cajas de revisión para su descarga, por lo que se ha previsto dotar de una válvula de compuerta de purga en el sistema de bombeo para vaciar la cisterna. Por lo que dicha válvula deberá ser abierta con el fin de descargar a los jardines exteriores o a la caja de revisión más cercana, esto será factible si se cierra la válvula que alimenta al consumo.

#### 19.1.1 Alimentación

En razón de que la presión en la red municipal no es suficiente ni tampoco constante, a más de las variaciones horarias y en vista de las posibles suspensiones del servicio, será necesario el contar con los sistemas que permitan cubrir demandas en horas en las que no se disponga del servicio antes mencionado, por lo que se asume un lapso de 12 horas para el llenado de la cisterna.

Para cumplir con el caudal mínimo necesario de abastecimiento al conjunto, esto es 0.38 l/s y teniendo en cuenta que en el caso más desfavorable la alimentación a la cisterna será por un período de 12 horas. La acometida debería tener un diámetro mínimo de  $\Phi$  3/4" y un medidor de 1.5 m<sup>3</sup>/h.

CONDICIONES DE LA ACOMETIDA		
Volumen de consumo	16400	lts
Tiempo de llenado	12	horas
	43200	seg
Q Acometida	0,38	lts/seg
Diámetro acometida	3/4	Pulg
Medidor	1,37	m <sup>3</sup> /H
Medidor adoptado	1,50	m <sup>3</sup> /H
Velocidad	1,21	m/s



## 19.2 Red Interior de Abastecimiento

### 19.2.1 Distribuidores y Ramales

Son las redes de abastecimiento que, partiendo del equipo de bombeo ubicado en el cuarto de bombas, conduce el agua a los diferentes ramales que corresponden a líneas de aproximación a los cada una de las zonas a servir. El distribuidor principal para La Estación La Mariscal es de 2".

### 19.2.2 Columnas

Será considerada como columna toda tubería vertical encargada de repartir el caudal a los diferentes niveles del proyecto.

### 19.2.3 Ramificaciones

Son tuberías que conducen el agua a cada uno de los niveles y de estos a los aparatos sanitarios. Para el caso presente se han diseñado de tal manera de que sea factible independizar el sistema de cada una de las mencionadas áreas con la colocación de válvulas.

### 19.2.4 Parámetros de cálculo

Para el cálculo de caudales y diámetros en cada una de las tuberías se ha utilizado el método de probabilidades donde se considera el uso simultáneo de aparatos sanitarios cuyo factor de simultaneidad se determina en base a las siguientes suposiciones:

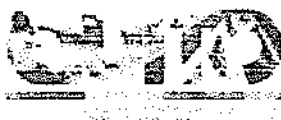
- Simultaneidad de servicio
- Para cada aparato existe una duración media de servicio
- Existe un intervalo medio entre servicios durante el periodo de punta
- Existe una duración media diaria para el periodo pico.

Respecto a los aparatos, los caudales utilizados son<sup>22</sup>:

Inodoros de tanque	0.10 l/s
Inodoros de Fluxómetro	1.25 l/s
Lavabos	0.10 l/s
Duchas	0.10 l/s
Urinarios / Otros Aparatos	0.15 l/s

El cálculo de caudales de distribuidores, columnas y ramificaciones, se ha efectuado en base al Método de Probabilidades que se basa en la probabilidad de uso simultáneo de "n" aparatos instalados, de los cuales "r" se encuentran en funcionamiento, esto es aplicando la relación correspondiente a las sobre posiciones que puedan

<sup>22</sup> NEC 2011. Caudales mínimos



ocurrir con la sucesión de un día, tomando la instalación como de uso público (Unidad Administrativa y Equipamiento de servicio)<sup>23</sup>.

Así:  $\text{Log}A^{(r-1)} - \text{log}B = \text{Log}Cr^n$

Donde:

- A =  $i/t$
- B =  $h/i$
- i = Duración media del intervalo entre dos servicios, durante el período de punta
- t = Duración del uso del servicio
- h = Duración media durante el período de punta
- C<sup>n</sup> = Número de combinaciones posibles tomados entre "n"
- n = Número de servicios

Los valores considerados de t, h, i para cada tipo de aparato son<sup>24</sup>:

	h	t	i
Inodoro Fluxómetro	8 horas	8 segundos	10 min
Inodoro de tanque	8 horas	1 minuto	10 min
Lavabos	8 horas	1 minutos	10 min
Ducha	2 horas	5 minutos	20 min
Otros	2 horas	2 minutos	20 min

#### 19.2.5 Pérdida de carga

Las pérdidas de carga originadas en las tuberías son de dos tipos:

- Pérdidas por fricción a lo largo de las tuberías. Para el cálculo se ha utilizado la fórmula de Flamant de amplia aplicación en el campo considerando un Coeficiente de Flamant de 0.00014<sup>25</sup>.

$$J = 4m \left(\frac{4}{\pi}\right)^{\frac{7}{4}} \frac{Q^{\frac{7}{4}}}{D^{\frac{7}{4}}}$$

Dónde:

J = Gradiente Hidráulico (hf/L)

m= Coeficiente de Flamant.

Q = Caudal (m<sup>3</sup>/s)

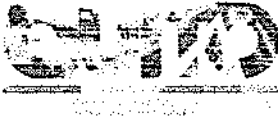
D = Diámetro (m)

Hf = Pérdida de Carga.

<sup>23</sup> Seminario Instalaciones Hidrosanitarias. Escuela Politécnica Nacional. Ing., Msc Milton Silva Salazar, pág. 29.

<sup>24</sup> Seminario Instalaciones Hidrosanitarias. Escuela Politécnica Nacional. Ing., Msc Milton Silva Salazar, pág. 29-30

<sup>25</sup> Seminario Instalaciones Hidrosanitarias. Escuela Politécnica Nacional. Ing., Msc Milton Silva Salazar, pág. 29.



Pérdidas localizadas originadas por la presencia de los diferentes accesorios (codos, té, válvulas, etc. Para este estudio se adopta un valor de 33% <sup>26</sup>.

#### 19.2.6 Velocidades

Atendiendo a razones de orden económico y de funcionamiento hidráulico eficiente, exento de ruidos, vibraciones, peligro de golpe de ariete, se han diseñado los conductos de agua de tal manera que las velocidades se sitúen en el rango de 0.6 a 2.5 m/s, rango de valores dados por la NEC11 Cap 16.

#### 19.2.7 Materiales

Las tuberías serán de PVC-Presión hasta el ingreso a los cuartos de bombas, donde serán de Acero negro hasta la succión de las bombas, de acuerdo a especificaciones detalladas más adelante.

#### 19.2.8 Válvulas de seccionamiento.

Para interrumpir el servicio en los diferentes tramos de la red, se han colocado válvulas de paso, las mismas que deberán cumplir con las especificaciones respectivas y serán instaladas en la cantidad y sitios indicados en planos.

### 19.3 CÁLCULOS

Para sistematizar los cálculos correspondientes se han preparado hojas de cálculo que incluyen el número de aparatos, su caudal unitario y el caudal acumulado afectado por el factor de simultaneidad, su sumatoria y la determinación de los diámetros de tubería que cumplen con las condiciones de velocidad junto con su correspondiente pérdida de carga para dos diámetros factibles de manera que sea posible su selección.

Más adelante se agregan las respectivas pérdidas por tramos con el fin de determinar la mayor carga en nodos y por ende en el sistema de distribuidores, columnas y ramales. A continuación, se encuentra un cuadro de cálculo que ejemplifica lo dicho:

<sup>26</sup> Aproximación realizada dentro del Estudio de Velocidades y Rangos Económicos de Tuberías en Edificaciones. Efrén Galárraga. Revista Politécnica 1992.



## DISEÑO DE AGUA POTABLE

Proyecto: **ESTACIÓN LA ROLDOS**

Tramos: TRAMOS INTERNOS

Fecha: may-16

Tramo: G-BOMBA

#	Aparat.	q unitario	q	Simult. %	Q	Q acuml.
10	Lavb	0,1	1	50	0,5	0,5
8	Inod Fluj	1,25	10	32	3,2	3,7
0	Duch	0,1	0	100	0	3,7
0	Tina	0,15	0	100	0	3,7
0	Fregad	0,2	0	100	0	3,7
0	Lavadora	0,2	0	100	0	3,7
0	Lavandr	0,1	0	100	0	3,7
4	Urin / Otro	0,15	0,6	68	0,408	4,108

Longitud	Q acuml.	Ø tub. "	Velocidad	pendint.	Pérdida f'f'	Selecc. OK
3,00	4,108	2	1,94	0,072	0,215	OK
3,00	4,108	2 1/2	1,13	0,020	0,060	

CAUDAL DE DISEÑO

Observaciones:

Una vez determinadas las cargas por ramales y nodos se determina los mayores requerimientos de carga en el sistema incluyendo las pérdidas de los respectivos tramos de abasto. Más adelante una vez que se agregan las respectivas pérdidas se aplica un factor del 133% para cubrir las pérdidas menores en accesorios conforme a lo dicho en el acápite 4.2.5.

Finalmente se incorpora al cálculo el desnivel geométrico, considerado la altura de succión desde el fondo de la cisterna hasta el aparato más elevado que debe abastecerse que en este caso corresponde al punto de agua sobre las cubiertas y con una presión mínima de quince metros (15m) que el aparato en posición más desfavorable debe tener por los inodoros de fluxómetro.

Una vez realizados dichos cálculos se determina la presión mínima que el sistema debe garantizar. En resumen, con estas consideraciones ha determinado que, para el grifo más desfavorable, esto es para el más elevado y alejado del punto inicial de alimentación, la presión mínima necesaria que debe suministrar el equipo de bombeo.

Del cuadro antes mencionado se ha escogido los valores críticos para el cálculo de pérdidas.





CÁLCULO DE PERDIDAS RED DE AGUA POTABLE										
QUITO CABLES, ESTACIÓN COLINAS DEL NORTE					Presión mínima en pto desfavorable: m.c.a.					15,00
Tramo	Nivel	Desnivel	Longitud (m)	Diámetro (Pulg)	Gradiente Hidráulica (mm/mm)	Velocidad (m/s)	Caudal (l/s)	Pérdida en el tramo por fricción	Pérdida menor por tramo	Presión en Red (m) HD1
A-B	2874,72	0,00	13,65	3/4	0,128	1,37	0,429	1,753	0,584	17,34
B-E	2874,72	0,00	14,90	2	0,051	1,60	3,403	0,767	0,256	18,36
C-D	2874,72	0,00	3,70	1 1/4	0,083	1,59	1,529	0,308	0,103	15,41
D-E	2874,72	0,00	0,65	2	0,046	1,51	3,204	0,030	0,010	15,45
F-G	2874,72	0,00	4,45	2	0,058	1,71	3,631	0,257	0,086	18,70
F-G	2874,72	0,00	0,65	2	0,043	1,45	3,079	0,028	0,009	15,04
G-BOMBA	2874,72	0,00	3,00	2	0,072	1,94	4,108	0,215	0,072	18,99

#### 19.4 Sistema de Bombeo y Tanque Hidroneumático

El sistema de bombeo y tanque hidroneumático se ubicará en el cuarto de bombas del proyecto y constará de 2 unidades de bombeo siendo la segunda un backup para el sistema.

La potencia de la bomba ha sido calculada sobre la base del caudal simultáneo de funcionamiento de los aparatos y la presión máxima de servicio para el aparato en posición más desfavorable respecto del sistema de bombeo. La relación de presiones entre máxima y mínima utilizada ha sido:

$$\frac{P_{max}}{P_{min}} = \frac{4}{3}$$

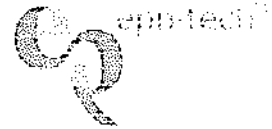
Siendo P min. la presión necesaria para que el sistema pueda abastecer satisfactoriamente el grifo en posición más desfavorable en el instante en que debe comenzar a funcionar la bomba. Dicha presión ha sido especificada como HD1 y corresponde a un valor en metros de columna de agua, mientras que la presión máxima ha sido denominada como HD2 y corresponde a un valor en metros de columna de agua.

El volumen del tanque hidroneumático ha sido calculado sobre la base de la ley isotrópica simplificada. El tanque interiormente en lo posible tendrá una cámara o diafragma de Butilo no estirable trabajando a simple flexión y de permanente sellado interno, para aislar cualquier contacto del agua con la cámara de aire, de esta manera no existirán pérdidas de aire por solubilidad en el agua, lo que permite aplicar las fórmulas:

$$Q_M = \frac{4(Q_s * 60)}{3} \quad V_r = \frac{Q_m * 4}{T} \quad V_t = \frac{V_r (HD2 + 1)}{HD2 - HD1}$$

Donde:

- Qm = caudal medio (l/m)
- Qs = caudal máximo simultáneo
- Vr = volumen de regulación
- Vt = volumen del tanque hidroneumático



HD2 = presión manométrica máxima de trabajo (atm)

T = Tiempo entre arranques (adoptado 4 min.)

HD1 = presión manométrica mínima de trabajo (atm)

Con dichos valores la potencia es:

$$P = \frac{Q_s * HD2}{0.6 * 75}$$

Donde:

P = potencia bomba HP

Qs = caudal máximo simultáneo (l/s)

HD2 = presión máxima (m)

El rendimiento asumido para el conjunto motor bomba es de 0.6 Así, de acuerdo a los cálculos de simultaneidad, pérdidas de carga, etc. Los sistemas obedecerán a las siguientes características:

CARACTERÍSTICAS DEL SISTEMA		
Caudal de Diseño (Dato de cálculo caudales)	4,11	l/s
<i>Pérdidas en el Sistema</i>		
Presión mínima (HD1) arranque (Dato cuadro de presiones en la red )	18,99	m
Presión máxima (HD2) parada	25,32	m
<i>Potencia de la Bomba</i>		
Rendimiento adoptado de motor	0,60	
Potencia turbina	2,31	HP
Potencia motor	3,34	HP
Potencia estimada	4,00	HP
<i>Características del Tanque Hidroneumático</i>		
Caudal Medio (Q <sub>med</sub> )	164,32	l/s
Volumen de Regulación ( Vr )	164,32	lts
Volumen del tanque hidroneumático calculado	916,88	l
Volumen del tanque hidroneumático calculado	242,24	gls
<i>Dimensiones del Tanque Hidroneumático</i>		
Diámetro tanque hidroneumático	0,90	m
Longitud tanque hidroneumático	1,45	m
Volumen nominal	243,6	gls

Para la adquisición de los equipos se debe solicitar se cubran al menos los siguientes requerimientos:

Caudal Q= 4.11lts/s

Altura de bombeo= 25.32m

Potencia calculada conjunto Turbina – Motor = 4HP

Tanque hidroneumático=242.24 galones



Segunda bomba con similares características es opcional.

Se debe mencionar que la potencia es calculada y es un dato referencial para la adquisición de la bomba, ya que entre proveedores la potencia puede cambiar debiéndose garantizar los parámetros de caudal y presión para la compra.

## 20. Sistema Interior de Aguas Servidas y Pluviales

### 20.1 AGUAS SERVIDAS

El sistema consiste de derivaciones en cada piso, columnas de desagüe, colectores horizontales y acometidas de descarga al alcantarillado municipal. Se han diseñado los colectores de tal manera de que ellos reciban los aportes sanitarios y aguas lluvias por separado al interior del edificio para luego unirlos en un sistema exterior de pozos y descargarlos al sistema Municipal de Alcantarillado.

#### 20.1.1 Ramales colectores de piso

Para el dimensionamiento de las tuberías se ha adoptado el Método que considera como base la unidad de desagüe y las cargas típicas por tipo de aparato<sup>27</sup>.

Los valores de unidad de descarga de los aparatos sanitarios a evacuarse se los han adoptado como de uso público y se ha fijado que todas las derivaciones provenientes de un retrete tengan un diámetro de 110 mm y los desagües de los demás aparatos serán de 50 mm. Los valores utilizados son los siguientes<sup>28</sup>.

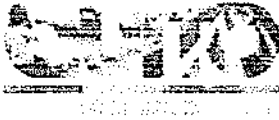
UNIDADES DE DESCARGA	
APARATOS	UD
Lavabo	2
Inodoro Tanque	6
Inodoro Flux	8
Urinario	3
Sumidero de piso	2
Ducha	3
Otros	3

#### 20.1.2 Ventilación.

En vista que el proyecto tiene baterías sanitarias en planta baja, las cuales se conectan directamente a una caja de revisión, se prescinde de una red de ventilación sanitaria.

<sup>27</sup> Seminario Instalaciones Hidrosanitarias. Escuela Politécnica Nacional. Ing., Msc Milton Silva Salazar, pág. 59.

<sup>28</sup> Seminario Instalaciones Hidrosanitarias. Escuela Politécnica Nacional. Ing., Msc Milton Silva Salazar, pág. 59-60. Tabla N° 24.



### 20.1.3 Colectores.

Para su cálculo se han considerado:

- Caudal máximo (número de unidades máximas de desagüe).
- Resistencias accidentales
- Adición de detritos
- Pendiente mínima 1%

Así, la red interna está constituida por colectores bajo la Planta Baja la cual se finalmente se conectará a la red municipal de alcantarillado.

El cálculo se basa en redes que se compone de aportes sanitarios y de aguas lluvia los cuales se van incorporando al sistema de colectores. Los valores han sido cotejados con tablas que señalan las máximas capacidades de colectores solo para servicio sanitario a varias pendientes.

De esta forma se ha calculado los diámetros y pendientes que el sistema debe presentar. Los cuadros correspondientes se encuentran a continuación:



Calculo Hidráulico Red de Canas de Revisión, Aguas Lluvia y Servidas "QUITO CABLES, ESTACIÓN LA ROLDOS"

16. 10.03 2017  
10.03 2017

Proyecto de obra a Estación Quito Cables, Estación La Roldos

TRAMO (CR)	LONGI TUD (m)	BARRAT E (L)	AREA (m <sup>2</sup> )	AREA (m <sup>2</sup> )	CONF. ESCUR. (MENT)	AQUAS LLUVIA	ATE	TIEMPO CORRIE (h:min)	INTENSID AD (L/s/ha)	INTENSID DAD (L/s/ha)	Q1 (L/s)	Q2 (L/s)	CAUDAL CAUDAL (L/s)			DISEÑO DE LA TUBERÍA ALENA			TIEMPO FLUIDO L/SEG (m/s)	K (m)	SENO	NIVEL DEL PROYECTO				
													APORTE (DIR. UB)	APORTE (L/s)	Q (L/s)	φ (mm)	φ (mm)	V (m/s)				Q (L/s)	TABA	SALIDA	CORTE	
1	2	BALL3	160.70	0.026	0.00	0.054	5.00	169.56	3.432	4.69	42	42	1.64	1.64	1.00	1.00	1.00	10.90	0.372	0.11	0.06	3.00	0.50	-0.55	0.50	
2	4	BALL4	180.90	0.048	0.00	0.014	5.11	168.63	36.174	4.66	22	64	2.18	6.81	1.00	1.00	1.00	10.90	0.308	0.16	0.10	3.00	0.50	-0.58	-0.58	
3	4	BALL2	107.23	0.011	0.00	0.009	5.60	169.56	36.432	3.6	38	38	1.42	4.43	1.00	1.00	1.00	10.90	0.265	0.04	0.02	3.00	0.50	-0.52	-0.51	
4	RED	BALL1	334.36	0.000	0.00	0.000	5.27	167.28	237.36	9.23	100	100	2.70	12.61	1.00	1.00	1.00	10.90	0.754	0.12	0.07	3.00	0.50	-0.72	-0.72	
5	5	BALL5	67.75	0.007	0.00	0.006	5.00	169.56	36.432	2.6	20	20	2.01	1.00	1.00	1.00	1.00	5.98	0.388	0.08	0.04	3.00	0.50	-0.58	0.50	
6	7	BALL6	67.75	0.007	0.00	0.006	5.08	168.46	302.40	2.60	20	20	2.00	1.00	1.00	1.00	1.00	5.98	0.334	0.08	0.04	3.00	0.50	-1.07	-1.04	
7	4	BALL4	122.75	0.017	0.00	0.008	5.10	168.10	303.52	1.94	19	19	1.98	1.98	1.00	1.00	1.00	29.85	0.568	0.02	1.08	0.80	0.85	1.87	2.95	1.62
8	RED	BALL4	122.75	0.017	0.00	0.011	5.18	168.03	320.29	3.60	30	30	3.53	1.00	1.00	1.00	1.00	5.98	0.607	0.18	0.09	3.00	0.50	-0.37	-0.03	
9	0	BALL4	46.70	0.008	0.00	0.004	5.00	169.56	36.432	1.34	13	13	1.34	1.34	1.00	1.00	1.00	5.98	0.244	0.17	0.08	3.00	0.50	-0.58	0.50	
10	11	BALL4	142.00	0.012	0.00	0.011	5.17	168.28	353.22	3.64	34	34	3.50	1.00	1.00	1.00	1.00	5.98	0.584	0.18	0.08	3.00	0.50	-0.60	-0.60	
11	RED	BALL4	132.40	0.013	0.00	0.011	5.25	168.63	236.10	3.6	34	34	3.48	1.00	1.00	1.00	1.00	5.98	0.509	0.17	0.08	3.00	0.50	-0.70	-0.78	



#### 20.1.4 Materiales

El sistema de desagüe interno de aguas sanitarias estará compuesto en su totalidad de tubería de PVC-D y obedecerán a las especificaciones detalladas en el capítulo pertinente. Los cambios de dirección, derivaciones, empalmes en columnas y colectores se obtendrán mediante desplazamientos amplos a través de la unión de varios codos de 45°.

### 20.2 AGUAS LLUVIAS

#### 20.2.1 Descripción del sistema

El sistema está constituido de ramales colectores y columnas de aguas Lluvia.

#### 20.2.2 Áreas de Aporte.-

Para el dimensionamiento de las tuberías se ha adoptado una intensidad de 109.56 mm/h, valor dado por la Estación Quito INAMHI, para lo cual se ha considerado un periodo de retorno de 10 años y un tiempo de retención de 5 minutos.

Los cálculos se encuentran a continuación.

Estación : DAC AEROPUERTO

$$I = \frac{55,6656 \cdot T^{0,0922}}{t^{1,6567}} * [\ln(t + 3)] * \ln T^{0,0985}$$

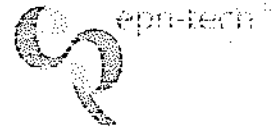
I= Intensidad de lluvia ( mm/hora)  
T= Periodo de Retorno (años)  
t= Duración ( min )

DATOS 1:

T= 10,00 años  
t= 5,00 min  
t+3= 8,00 min

$$I = \frac{55,67 * 1,24 * 21,09 * 1,09}{14,39} = 109,56 \text{ mm/hora}$$

El coeficiente de escurrimiento para el piso duro es de 0.90 y para zonas verdes se ha adoptado de 0.35. Adicional por razones de seguridad se ha procedido a incrementar en un 5% el caudal de diseño



### 20.2.3 Columnas

Se han previsto diferentes columnas que recojan las descargas de los ramales colectores del nivel de cubiertas. Estas columnas se empatarán a una red de cajas de revisión en planta baja.

Para su cálculo se han tomado en cuenta las siguientes consideraciones:

- Áreas de aporte.
- Adición de detritos.

En el siguiente cuadro se indica dicho cálculo.

BAJANTES AGUAS LLUVIA			
COD	Bajante	Área (m <sup>2</sup> )	φ (mm)
1	BALL 1	68,03	110
2	BALL 2	105,23	110
3	BALL 3	160,90	110
4	BALL 4	67,75	110

### 20.2.4 Colectores

Los bajantes de las aguas lluvias se irán incorporando en la red de cajas de revisión de aguas lluvia para posteriormente unirse en una caja de revisión final con las aguas servidas y descargar en la red de Alcantarillado Municipal.

Para el cálculo de las redes externas se considera el aporte directo de los colectores que salen desde lo alto del edificio directamente bajo el nivel de Planta Baja y la Impulsión de los albañales del subsuelo 1. De esta forma se ha calculado los diámetros y pendientes que el sistema debe presentar. Los cuadros correspondientes se encuentran a continuación:

### 20.2.5 Materiales

El sistema de desagüe interno de aguas lluvias estará compuesto en su totalidad de tubería de PVC-D y obedecerán a las especificaciones detalladas en el capítulo pertinente. Los cambios de dirección, derivaciones, empalmes en columnas y colectores se obtendrán mediante desplazamientos amplios a través de la unión de varios codos de 45°.

## 20.3 COLECTORES FINALES

El sistema consiste de una red de tuberías que reciben los aportes de los sistemas antes descritos conociendo los caudales equivalentes y revisando las capacidades de las tuberías propuestas, así se ha



previsto tener tres descargas dos de 110 mm y una de 160 mm que se conectarán al alcantarillado municipal.

## 21. Reutilización de aguas lluvias para riego en jardines.

Respecto a la posibilidad de utilizar agua lluvia para fines de riego de zonas verdes NO productivas desde el punto de vista agrícola, se debe tener en cuenta lo siguiente:

Quito es una ciudad que en época de lluvia presenta un balance hídrico favorable por lo que no es necesario incrementar el volumen de riego para garantizar la vida de las especies vegetales dispuestas en las áreas verdes y jardines. En otras palabras, no hace falta captar el recurso agua para destinarlo a este fin.

En cambio, en época seca la ausencia de lluvias es tal que no se dispondría de la fuente para este fin por lo que se podría contar con reservas que suplan esta deficiencia. Para fines agrícolas productivos, aparentemente esta sería una solución, pero para el caso de espacios verdes escénicos cuando se trata de almacenar los volúmenes necesarios se tiene que los depósitos serían de tal tamaño que generan severos problemas constructivos, de disponibilidad de área a más de otros inconvenientes tales como la probable eutrofización del agua almacenada, etc. que vuelven impracticable esta solución.

De hecho, lo antes dicho, ha marcado la necesidad de utilizar en espacios verdes no productivos, especies vegetales preferiblemente autóctonas que se adapten naturalmente a estos ciclos estacionales sin necesidad de disponer complejos sistemas de riego y control.

Por lo antes mencionado se ha considerado dotar únicamente de llaves de manguera en sitios estratégicos para el riego de áreas verdes tal y como se indica en planos.

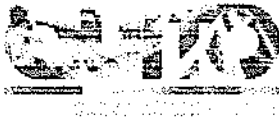
El diseño descrito anteriormente pertenece a:

Ing. Richard Aguirre R.

Lic. 01-17-4774

Lic. Municipal: 4422





## INDICE DE ANEXOS ÁREA HIDROSANITARIA

CÓDIGO	DETALLE
Anexo 1 de 16	Cálculos Agua Potable Estación La Ofelia 1/2
Anexo 2 de 16	Cálculos Agua Potable Estación La Ofelia 2/2
Anexo 3 de 16	Cálculos Agua Potable Estación La Mariscal 1/2
Anexo 4 de 16	Cálculos Agua Potable Estación La Mariscal 2/2
Anexo 5 de 16	Cálculos Agua Potable Estación Colinas del Norte 1/2
Anexo 6 de 16	Cálculos Agua Potable Estación Colinas del Norte 2/2
Anexo 7 de 16	Cálculos Agua Potable Estación La Roldós 1/2
Anexo 8 de 16	Cálculos Agua Potable Estación La Roldós 2/2
Anexo 9 de 16	Factibilidad de Agua Potable Estación La Ofelia
Anexo 10 de 16	Factibilidad de Agua Alcantarillado Estación La Ofelia
Anexo 11 de 16	Factibilidad de Agua Potable Estación La Mariscal
Anexo 12 de 16	Factibilidad de Agua Alcantarillado Estación La Mariscal
Anexo 13 de 16	Factibilidad de Agua Potable Estación Colinas del Norte
Anexo 14 de 16	Factibilidad de Agua Potable Estación Colinas del Norte
Anexo 15 de 16	Factibilidad de Agua Potable Estación La Roldós
Anexo 16 de 16	Factibilidad de Agua Potable Estación La Roldós

## DISEÑO DE AGUA POTABLE

Proyecto: **ESTACIÓN LA OFELIA**

Fecha: may-26

Tramos: **TRAMOS INTERNOS**

Tramo: **A-B**

Tramo: **B-C**

HOJA: 1

#	Aparat.	q unitario	q	Simult. %	Q	Q acuml.
0	Lavb	0,1	0	100	0	0
0	Inod Fluj	1,25	0	100	0	0
0	Duch	0,1	0	100	0	0
0	Tina	0,15	0	100	0	0
0	Fregad	0,2	0	100	0	0
0	Lavadora	0,2	0	100	0	0
0	Lavandr	0,1	0	100	0	0
1	Urin./Otro	0,15	0,15	100	0,15	0,15

#	Aparat.	q unitario	q	Simult. %	Q	Q acuml.
1	Lavb	0,1	0,1	100	0,1	0,1
1	Inod Fluj	1,25	1,25	100	1,25	1,35
0	Duch	0,1	0	100	0	1,35
0	Tina	0,15	0	100	0	1,35
0	Fregad	0,2	0	100	0	1,35
0	Lavadora	0,2	0	100	0	1,35
0	Lavandr	0,1	0	100	0	1,35
1	Urin./Otro	0,15	0,15	100	0,15	1,5

Longitud	Q acuml.	Ø tub. "	Velocidad	J pendint.	Pérdida f/L	Selecc. OK
25,80	0,15	1/2	0,75	0,059	1,520	OK
25,80	0,15	3/4	0,48	0,020	0,527	

Longitud	Q acuml.	Ø tub. "	Velocidad	J pendint.	Pérdida f/L	Selecc. OK
5,70	1,5	1 1/4	1,56	0,080	0,459	OK
5,70	1,5	1 1/2	1,14	0,038	0,216	

Observaciones: \_\_\_\_\_

Observaciones: \_\_\_\_\_

Tramo: **C-D**

Tramo: **D-E**

#	Aparat.	q unitario	q	Simult. %	Q	Q acuml.
1	Lavb	0,1	0,1	100	0,1	0,1
3	Inod Fluj	1,25	3,75	78	2,925	3,025
0	Duch	0,1	0	100	0	3,025
0	Tina	0,15	0	100	0	3,025
0	Fregad	0,2	0	100	0	3,025
0	Lavadora	0,2	0	100	0	3,025
0	Lavandr	0,1	0	100	0	3,025
1	Urin./Otro	0,15	0,15	100	0,15	3,175

#	Aparat.	q unitario	q	Simult. %	Q	Q acuml.
4	Lavb	0,1	0,4	82	0,328	0,328
4	Inod Fluj	1,25	5	60	3	3,328
0	Duch	0,1	0	100	0	3,328
0	Tina	0,15	0	100	0	3,328
0	Fregad	0,2	0	100	0	3,328
0	Lavadora	0,2	0	100	0	3,328
0	Lavandr	0,1	0	100	0	3,328
1	Urin./Otro	0,15	0,15	100	0,15	3,478

Longitud	Q acuml.	Ø tub. "	Velocidad	J pendint.	Pérdida f/L	Selecc. OK
2,00	3,175	2	1,50	0,046	0,091	OK
2,00	3,175	2 1/2	0,87	0,013	0,025	

Longitud	Q acuml.	Ø tub. "	Velocidad	J pendint.	Pérdida f/L	Selecc. OK
0,30	3,478	2	1,64	0,053	0,016	OK
0,30	3,478	2 1/2	0,96	0,015	0,004	

Observaciones: \_\_\_\_\_

Observaciones: \_\_\_\_\_

Tramo: **E-H**

Tramo: **F-G**

#	Aparat.	q unitario	q	Simult. %	Q	Q acuml.
5	Lavb	0,1	0,5	72	0,36	0,36
5	Inod Fluj	1,25	6,25	50	3,125	3,485
0	Duch	0,1	0	100	0	3,485
0	Tina	0,15	0	100	0	3,485
0	Fregad	0,2	0	100	0	3,485
0	Lavadora	0,2	0	100	0	3,485
0	Lavandr	0,1	0	100	0	3,485
1	Urin./Otro	0,15	0,15	100	0,15	3,635

#	Aparat.	q unitario	q	Simult. %	Q	Q acuml.
0	Lavb	0,1	0	100	0	0
2	Inod Fluj	1,25	2,5	100	2,5	2,5
0	Duch	0,1	0	100	0	2,5
0	Tina	0,15	0	100	0	2,5
0	Fregad	0,2	0	100	0	2,5
0	Lavadora	0,2	0	100	0	2,5
0	Lavandr	0,1	0	100	0	2,5
1	Urin./Otro	0,15	0,15	100	0,15	2,65

Longitud	Q acuml.	Ø tub. "	Velocidad	J pendint.	Pérdida f/L	Selecc. OK
2,80	3,635	2	1,71	0,058	0,162	OK
2,80	3,635	2 1/2	1,00	0,016	0,045	

Longitud	Q acuml.	Ø tub. "	Velocidad	J pendint.	Pérdida f/L	Selecc. OK
7,15	2,65	2	1,25	0,033	0,238	OK
7,15	2,65	2 1/2	0,73	0,009	0,065	

Observaciones: \_\_\_\_\_

Observaciones: \_\_\_\_\_

## DISEÑO DE AGUA POTABLE

Proyecto: **ESTACIÓN LA OFELIA**

Fecha: may-16

Tramos: TRAMOS INTERNOS

Tramo: G-H

#	Aparat.	q unitario	q	Simult. %	Q	Q acum.
2	Lavb	0,1	0,2	100	0,2	0,2
2	Inod Fluj	1,25	2,5	100	2,5	2,7
0	Duch	0,1	0	100	0	2,7
0	Tina	0,15	0	100	0	2,7
0	Fregad	0,2	0	100	0	2,7
0	Lavadora	0,2	0	100	0	2,7
0	Lavandr	0,1	0	100	0	2,7
2	Urin./ Otro	0,15	0,3	100	0,3	3

Longitud	Q acum.	Ø tub. "	Velocidad	J pendim.	Pérdida J*L	Selec. OK
1,00	3	2	1,41	0,041	0,041	OK
1,00	3	2 1/2	0,83	0,012	0,012	

Observaciones: \_\_\_\_\_

Tramo: H-L

HOJA: 2

#	Aparat.	q unitario	q	Simult. %	Q	Q acum.
7	Lavb	0,1	0,7	58	0,406	0,406
7	Inod Fluj	1,25	8,75	38	3,325	3,731
0	Duch	0,1	0	100	0	3,731
0	Tina	0,15	0	100	0	3,731
0	Fregad	0,2	0	100	0	3,731
0	Lavadora	0,2	0	100	0	3,731
0	Lavandr	0,1	0	100	0	3,731
3	Urin./ Otro	0,15	0,45	82	0,369	4,1

Longitud	Q acum.	Ø tub. "	Velocidad	J pendim.	Pérdida J*L	Selec. OK
17,50	4,1	2	1,93	0,071	1,248	OK
17,50	4,1	2 1/2	1,13	0,026	0,349	

Observaciones: \_\_\_\_\_

Tramo: I-J

#	Aparat.	q unitario	q	Simult. %	Q	Q acum.
0	Lavb	0,1	0	100	0	0
0	Inod Fluj	1,25	0	100	0	0
0	Duch	0,1	0	100	0	0
0	Tina	0,15	0	100	0	0
0	Fregad	0,2	0	100	0	0
0	Lavadora	0,2	0	100	0	0
0	Lavandr	0,1	0	100	0	0
1	Urin./ Otro	0,15	0,15	100	0,15	0,15

Longitud	Q acum.	Ø tub. "	Velocidad	J pendim.	Pérdida J*L	Selec. OK
12,50	0,15	1/2	0,75	0,059	0,737	OK
12,50	0,15	3/4	0,48	0,020	0,255	

Observaciones: \_\_\_\_\_

Tramo: J-K

#	Aparat.	q unitario	q	Simult. %	Q	Q acum.
0	Lavb	0,1	0	100	0	0
0	Inod Fluj	1,25	0	100	0	0
0	Duch	0,1	0	100	0	0
0	Tina	0,15	0	100	0	0
0	Fregad	0,2	0	100	0	0
0	Lavadora	0,2	0	100	0	0
0	Lavandr	0,1	0	100	0	0
2	Urin./ Otro	0,15	0,3	100	0,3	0,3

Longitud	Q acum.	Ø tub. "	Velocidad	J pendim.	Pérdida J*L	Selec. OK
21,00	0,3	1/2	1,49	0,198	4,162	OK
21,00	0,3	3/4	0,96	0,069	1,442	

Observaciones: \_\_\_\_\_

Tramo: K-L

#	Aparat.	q unitario	q	Simult. %	Q	Q acum.
0	Lavb	0,1	0	100	0	0
0	Inod Fluj	1,25	0	100	0	0
0	Duch	0,1	0	100	0	0
0	Tina	0,15	0	100	0	0
0	Fregad	0,2	0	100	0	0
0	Lavadora	0,2	0	100	0	0
0	Lavandr	0,1	0	100	0	0
3	Urin./ Otro	0,15	0,45	82	0,369	0,369

Longitud	Q acum.	Ø tub. "	Velocidad	J pendim.	Pérdida J*L	Selec. OK
33,00	0,369	1/2	1,84	0,285	9,397	OK
33,00	0,369	3/4	1,18	0,099	3,256	

Observaciones: \_\_\_\_\_

Tramo: L-BOMBA

#	Aparat.	q unitario	q	Simult. %	Q	Q acum.
7	Lavb	0,1	0,7	58	0,406	0,406
7	Inod Fluj	1,25	8,75	38	3,325	3,731
0	Duch	0,1	0	100	0	3,731
0	Tina	0,15	0	100	0	3,731
0	Fregad	0,2	0	100	0	3,731
0	Lavadora	0,2	0	100	0	3,731
0	Lavandr	0,1	0	100	0	3,731
5	Urin./ Otro	0,15	0,9	49	0,441	4,172

Longitud	Q acum.	Ø tub. "	Velocidad	J pendim.	Pérdida J*L	Selec. OK
7,00	4,172	2	1,97	0,074	0,515	OK
7,00	4,172	2 1/2	1,15	0,021	0,144	

Observaciones: \_\_\_\_\_

ANEXO 2/16

## DISEÑO DE AGUA POTABLE

Proyecto: **ESTACIÓN LA MARISCAL**  
 Fecha: may-16

Tramos: TRAMOS INTERNOS

Tramo: A-B

#	Aparat.	q unitario	q	Simult. %	Q	Q acumul.
0	Lavb	0,1	0	100	0	0
0	Inod Fluj	1,25	0	100	0	0
0	Duch	0,1	0	100	0	0
0	Tina	0,15	0	100	0	0
0	Fregad	0,2	0	100	0	0
0	Lavadora	0,2	0	100	0	0
0	Lavandr	0,1	0	100	0	0
1	Urin./ Otro	0,15	0,15	100	0,15	0,15

Longitud	Q acumul.	Ø tub. "	Velocidad	J pendint.	Pérdida f'L	Selecc. OK
35,50	0,15	1/2	0,75	0,059	2,092	OK
35,50	0,15	3/4	0,48	0,020	0,725	

Observaciones: \_\_\_\_\_

Tramo: B-C

NOJA: 1

#	Aparat.	q unitario	q	Simult. %	Q	Q acumul.
0	Lavb	0,1	0	100	0	0
0	Inod Fluj	1,25	0	100	0	0
0	Duch	0,1	0	100	0	0
0	Tina	0,15	0	100	0	0
0	Fregad	0,2	0	100	0	0
0	Lavadora	0,2	0	100	0	0
0	Lavandr	0,1	0	100	0	0
2	Urin./ Otro	0,15	0,3	100	0,3	0,3

Longitud	Q acumul.	Ø tub. "	Velocidad	J pendint.	Pérdida f'L	Selecc. OK
21,20	0,3	1/2	1,49	0,198	4,202	OK
21,20	0,3	3/4	0,96	0,069	1,456	

Observaciones: \_\_\_\_\_

Tramo: C-D

#	Aparat.	q unitario	q	Simult. %	Q	Q acumul.
0	Lavb	0,1	0	100	0	0
0	Inod Fluj	1,25	0	100	0	0
0	Duch	0,1	0	100	0	0
0	Tina	0,15	0	100	0	0
0	Fregad	0,2	0	100	0	0
0	Lavadora	0,2	0	100	0	0
0	Lavandr	0,1	0	100	0	0
3	Urin./ Otro	0,15	0,45	82	0,369	0,369

Longitud	Q acumul.	Ø tub. "	Velocidad	J pendint.	Pérdida f'L	Selecc. OK
1,00	0,369	1/2	1,84	0,285	0,285	OK
1,00	0,369	3/4	1,18	0,099	0,099	

Observaciones: \_\_\_\_\_

Tramo: D-E

#	Aparat.	q unitario	q	Simult. %	Q	Q acumul.
4	Lavb	0,1	0,4	82	0,328	0,328
1	Inod Fluj	1,25	1,25	100	1,25	1,578
0	Duch	0,1	0	100	0	1,578
0	Tina	0,15	0	100	0	1,578
0	Fregad	0,2	0	100	0	1,578
0	Lavadora	0,2	0	100	0	1,578
0	Lavandr	0,1	0	100	0	1,578
3	Urin./ Otro	0,15	0,45	82	0,369	1,947

Longitud	Q acumul.	Ø tub. "	Velocidad	J pendint.	Pérdida f'L	Selecc. OK
3,30	1,947	1 1/2	1,48	0,060	0,198	OK
3,30	1,947	2	0,92	0,019	0,064	

Observaciones: \_\_\_\_\_

Tramo: E-H

#	Aparat.	q unitario	q	Simult. %	Q	Q acumul.
4	Lavb	0,1	0,4	82	0,328	0,328
3	Inod Fluj	1,25	3,75	76	2,925	3,253
0	Duch	0,1	0	100	0	3,253
0	Tina	0,15	0	100	0	3,253
0	Fregad	0,2	0	100	0	3,253
0	Lavadora	0,2	0	100	0	3,253
0	Lavandr	0,1	0	100	0	3,253
3	Urin./ Otro	0,15	0,45	82	0,369	3,622

Longitud	Q acumul.	Ø tub. "	Velocidad	J pendint.	Pérdida f'L	Selecc. OK
0,50	3,622	2	1,71	0,057	0,029	OK
0,50	3,622	1 1/2	1,00	0,016	0,008	

Observaciones: \_\_\_\_\_

Tramo: F-G

#	Aparat.	q unitario	q	Simult. %	Q	Q acumul.
4	Lavb	0,1	0,4	82	0,328	0,328
0	Inod Fluj	1,25	0	100	0	0,328
0	Duch	0,1	0	100	0	0,328
0	Tina	0,15	0	100	0	0,328
0	Fregad	0,2	0	100	0	0,328
0	Lavadora	0,2	0	100	0	0,328
0	Lavandr	0,1	0	100	0	0,328
0	Urin./ Otro	0,15	0	100	0	0,328

Longitud	Q acumul.	Ø tub. "	Velocidad	J pendint.	Pérdida f'L	Selecc. OK
7,30	0,328	1/2	1,63	0,232	1,692	OK
7,30	0,328	3/4	1,04	0,080	0,585	

Observaciones: \_\_\_\_\_

## DISEÑO DE AGUA POTABLE

Proyecto: **ESTACIÓN LA MARISCAL**

Fecha: may-16

Tramos: TRAMOS INTERNOS

Tramo: G-H

#	Aparat.	q unitario	q	Simult. %	Q	Q acum.
4	Lavb	0,1	0,4	82	0,328	0,328
2	Inod Fluj	1,25	2,5	100	2,5	2,828
0	Duch	0,1	0	100	0	2,828
0	Tina	0,15	0	100	0	2,828
0	Fregad	0,2	0	100	0	2,828
0	Lavadora	0,2	0	100	0	2,828
0	Lavandr	0,1	0	100	0	2,828
2	Jrin./Otro	0,15	0,3	100	0,3	3,128

Longitud	Q acum.	Ø tub. "	Velocidad	J pendim.	Pérdida f'L	Selec. OK
1,70	3,128	2	1,47	0,044	0,075	OK
1,70	3,128	2 1/2	0,86	0,012	0,021	

Observaciones: \_\_\_\_\_

Tramo: H-K

HOJA: 2

#	Aparat.	q unitario	q	Simult. %	Q	Q acum.
8	Lavb	0,1	0,8	54	0,432	0,432
5	Inod Fluj	1,25	6,25	50	3,125	3,557
0	Duch	0,1	0	100	0	3,557
0	Tina	0,15	0	100	0	3,557
0	Fregad	0,2	0	100	0	3,557
0	Lavadora	0,2	0	100	0	3,557
0	Lavandr	0,1	0	100	0	3,557
5	Jrin./Otro	0,15	0,75	58	0,435	3,992

Longitud	Q acum.	Ø tub. "	Velocidad	J pendim.	Pérdida f'L	Selec. OK
18,50	3,992	2	1,68	0,068	1,245	OK
18,50	3,992	2 1/2	1,10	0,019	0,348	

Observaciones: \_\_\_\_\_

Tramo: I-J

#	Aparat.	q unitario	q	Simult. %	Q	Q acum.
1	Lavb	0,1	0,1	100	0,1	0,1
1	Inod Fluj	1,25	1,25	100	1,25	1,35
0	Duch	0,1	0	100	0	1,35
0	Tina	0,15	0	100	0	1,35
0	Fregad	0,2	0	100	0	1,35
0	Lavadora	0,2	0	100	0	1,35
0	Lavandr	0,1	0	100	0	1,35
0	Jrin./Otro	0,15	0	100	0	1,35

Longitud	Q acum.	Ø tub. "	Velocidad	J pendim.	Pérdida f'L	Selec. OK
5,60	1,35	1 1/4	1,40	0,067	0,375	OK
5,60	1,35	1 1/2	1,02	0,032	0,177	

Observaciones: \_\_\_\_\_

Tramo: J-K

#	Aparat.	q unitario	q	Simult. %	Q	Q acum.
2	Lavb	0,1	0,2	100	0,2	0,2
2	Inod Fluj	1,25	2,5	100	2,5	2,7
0	Duch	0,1	0	100	0	2,7
0	Tina	0,15	0	100	0	2,7
0	Fregad	0,2	0	100	0	2,7
0	Lavadora	0,2	0	100	0	2,7
0	Lavandr	0,1	0	100	0	2,7
0	Jrin./Otro	0,15	0	100	0	2,7

Longitud	Q acum.	Ø tub. "	Velocidad	J pendim.	Pérdida f'L	Selec. OK
0,50	2,7	2	1,27	0,034	0,017	OK
0,50	2,7	2 1/2	0,74	0,010	0,005	

Observaciones: \_\_\_\_\_

Tramo: K-BOMBA

#	Aparat.	q unitario	q	Simult. %	Q	Q acum.
10	Lavb	0,1	1	50	0,5	0,5
7	Inod Fluj	1,25	8,75	38	3,325	3,825
0	Duch	0,1	0	100	0	3,825
0	Tina	0,15	0	100	0	3,825
0	Fregad	0,2	0	100	0	3,825
0	Lavadora	0,2	0	100	0	3,825
0	Lavandr	0,1	0	100	0	3,825
5	Jrin./Otro	0,15	0,75	58	0,435	4,26

Longitud	Q acum.	Ø tub. "	Velocidad	J pendim.	Pérdida f'L	Selec. OK
8,50	4,26	2 1/2	1,17	0,022	0,181	
8,50	4,26	3	0,85	0,010	0,034	

Observaciones: Ø 2" V=2,0 m/s J=0,0762

## DISEÑO DE AGUA POTABLE

Proyecto: **ESTACIÓN COLINAS DEL NORTE**  
 Fecha: may-16

Tramos: TRAMOS INTERNOS

Tramo: A-B

Tramo: B-C

HOJA: 1

#	Aparat.	q unitario	q	Simult. %	Q	Q acumul.
0	Lavb	0,1	0	100	0	0
0	Inod Fluj	1,25	0	100	0	0
0	Duch	0,1	0	100	0	0
0	Tina	0,15	0	100	0	0
0	Fregad	0,2	0	100	0	0
0	Lavadora	0,2	0	100	0	0
0	Lavandr	0,1	0	100	0	0
1	Urin./Otros	0,15	0,15	100	0,15	0,15

#	Aparat.	q unitario	q	Simult. %	Q	Q acumul.
0	Lavb	0,1	0	100	0	0
0	Inod Fluj	1,25	0	100	0	0
0	Duch	0,1	0	100	0	0
0	Tina	0,15	0	100	0	0
0	Fregad	0,2	0	100	0	0
0	Lavadora	0,2	0	100	0	0
0	Lavandr	0,1	0	100	0	0
2	Urin./Otros	0,15	0,3	100	0,3	0,3

Longitud	Q acumul.	Ø tub. "	Velocidad	J pendint.	Pérdida %L	Selecc. OK
19,00	0,15	1/2	0,75	0,059	1,120	OK
19,00	0,15	3/4	0,48	0,020	0,388	

Longitud	Q acumul.	Ø tub. "	Velocidad	J pendint.	Pérdida %L	Selecc. OK
24,00	0,3	1/2	1,49	0,198	4,757	OK
24,00	0,3	3/4	0,96	0,069	1,648	

Observaciones: \_\_\_\_\_

Observaciones: \_\_\_\_\_

Tramo: C-E

Tramo: D-E

#	Aparat.	q unitario	q	Simult. %	Q	Q acumul.
3	Lavb	0,1	0,3	93	0,279	0,279
0	Inod Fluj	1,25	0	100	0	0,279
0	Duch	0,1	0	100	0	0,279
0	Tina	0,15	0	100	0	0,279
0	Fregad	0,2	0	100	0	0,279
0	Lavadora	0,2	0	100	0	0,279
0	Lavandr	0,1	0	100	0	0,279
2	Urin./Otros	0,15	0,3	100	0,3	0,579

#	Aparat.	q unitario	q	Simult. %	Q	Q acumul.
0	Lavb	0,1	0	100	0	0
3	Inod Fluj	1,25	3,75	78	2,925	2,925
0	Duch	0,1	0	100	0	2,925
0	Tina	0,15	0	100	0	2,925
0	Fregad	0,2	0	100	0	2,925
0	Lavadora	0,2	0	100	0	2,925
0	Lavandr	0,1	0	100	0	2,925
0	Urin./Otros	0,15	0	100	0	2,925

Longitud	Q acumul.	Ø tub. "	Velocidad	J pendint.	Pérdida %L	Selecc. OK
1,00	0,579	3/4	1,84	0,217	0,217	OK
1,00	0,579	1	1,69	0,062	0,062	

Longitud	Q acumul.	Ø tub. "	Velocidad	J pendint.	Pérdida %L	Selecc. OK
5,60	2,925	2	1,38	0,039	0,221	OK
5,60	2,925	2 1/2	0,81	0,011	0,062	

Observaciones: \_\_\_\_\_

Observaciones: \_\_\_\_\_

Tramo: E-I

Tramo: F-H

#	Aparat.	q unitario	q	Simult. %	Q	Q acumul.
3	Lavb	0,1	0,3	93	0,279	0,279
3	Inod Fluj	1,25	3,75	78	2,925	3,204
0	Duch	0,1	0	100	0	3,204
0	Tina	0,15	0	100	0	3,204
0	Fregad	0,2	0	100	0	3,204
0	Lavadora	0,2	0	100	0	3,204
0	Lavandr	0,1	0	100	0	3,204
2	Urin./Otros	0,15	0,3	100	0,3	3,504

#	Aparat.	q unitario	q	Simult. %	Q	Q acumul.
0	Lavb	0,1	0	100	0	0
2	Inod Fluj	1,25	2,5	100	2,5	2,5
0	Duch	0,1	0	100	0	2,5
0	Tina	0,15	0	100	0	2,5
0	Fregad	0,2	0	100	0	2,5
0	Lavadora	0,2	0	100	0	2,5
0	Lavandr	0,1	0	100	0	2,5
2	Urin./Otros	0,15	0,3	100	0,3	2,8

Longitud	Q acumul.	Ø tub. "	Velocidad	J pendint.	Pérdida %L	Selecc. OK
2,20	3,504	2	1,65	0,054	0,119	OK
2,20	3,504	2 1/2	0,97	0,015	0,033	

Longitud	Q acumul.	Ø tub. "	Velocidad	J pendint.	Pérdida %L	Selecc. OK
16,00	2,8	2	1,32	0,037	0,585	OK
16,00	2,8	2 1/2	0,77	0,010	0,164	

Observaciones: \_\_\_\_\_

Observaciones: \_\_\_\_\_

## DISEÑO DE AGUA POTABLE

Proyecto: **ESTACIÓN COLINAS DEL NORTE**  
 Fecha: may-16

Tramos: TRAMOS INTERNOS

Tramo: G-H

Tramo: H-I

HOJA: 2

#	Aparat.	Q unitario	q	Simult. %	Q	Q acumul.
2	Lavb	0,1	0,2	100	0,2	0,2
0	Inod Fluj	1,25	0	100	0	0,2
2	Duch	0,1	0,2	100	0,2	0,4
0	Tina	0,15	0	100	0	0,4
0	Fregad	0,2	0	100	0	0,4
0	Lavadora	0,2	0	100	0	0,4
0	Lavandr	0,1	0	100	0	0,4
0	Urin./ Otros	0,15	0	100	0	0,4

Longitud	Q acumul.	Ø tub. "	Velocidad	J pendint.	Pérdida %L	Selec. OK
6,50	0,4	1/2	1,99	0,326	2,132	OK
6,50	0,4	3/4	1,27	0,114	0,739	

Observaciones: \_\_\_\_\_

#	Aparat.	Q unitario	q	Simult. %	Q	Q acumul.
2	Lavb	0,1	0,2	100	0,2	0,2
2	Inod Fluj	1,25	2,5	100	2,5	2,7
2	Duch	0,1	0,2	100	0,2	2,9
0	Tina	0,15	0	100	0	2,9
0	Fregad	0,2	0	100	0	2,9
0	Lavadora	0,2	0	100	0	2,9
0	Lavandr	0,1	0	100	0	2,9
2	Urin./ Otros	0,15	0,3	100	0,3	3,2

Longitud	Q acumul.	Ø tub. "	Velocidad	J pendint.	Pérdida %L	Selec. OK
9,20	3,2	2	1,51	0,046	0,425	OK
9,20	3,2	2 1/2	0,86	0,013	0,119	

Observaciones: \_\_\_\_\_

Tramo: I-J

Tramo: J-K

#	Aparat.	Q unitario	q	Simult. %	Q	Q acumul.
5	Lavb	0,1	0,5	72	0,36	0,36
5	Inod Fluj	1,25	6,25	50	3,125	3,485
2	Duch	0,1	0,2	100	0,2	3,685
0	Tina	0,15	0	100	0	3,685
0	Fregad	0,2	0	100	0	3,685
0	Lavadora	0,2	0	100	0	3,685
0	Lavandr	0,1	0	100	0	3,685
4	Urin./ Otros	0,15	0,6	68	0,408	4,093

Longitud	Q acumul.	Ø tub. "	Velocidad	J pendint.	Pérdida %L	Selec. OK
6,50	4,093	2	1,93	0,071	0,462	OK
6,50	4,093	2 1/2	1,13	0,020	0,129	

Observaciones: \_\_\_\_\_

#	Aparat.	Q unitario	q	Simult. %	Q	Q acumul.
9	Lavb	0,1	0,9	52	0,468	0,468
8	Inod Fluj	1,25	10	32	3,2	3,668
2	Duch	0,1	0,2	100	0,2	3,868
0	Tina	0,15	0	100	0	3,868
0	Fregad	0,2	0	100	0	3,868
0	Lavadora	0,2	0	100	0	3,868
0	Lavandr	0,1	0	100	0	3,868
4	Urin./ Otros	0,15	0,6	68	0,408	4,276

Longitud	Q acumul.	Ø tub. "	Velocidad	J pendint.	Pérdida %L	Selec. OK
4,00	4,276	2 1/2	1,18	0,021	0,086	
4,00	4,276	3	0,85	0,010	0,040	

Observaciones: Ø 2" V= 2,00 m/s J=0,0760

Tramo: K-BOMBA

#	Aparat.	Q unitario	q	Simult. %	Q	Q acumul.
10	Lavb	0,1	1	50	0,5	0,5
9	Inod Fluj	1,25	11,25	31	3,4875	3,9875
2	Duch	0,1	0,2	100	0,2	4,1875
0	Tina	0,15	0	100	0	4,1875
0	Fregad	0,2	0	100	0	4,1875
0	Lavadora	0,2	0	100	0	4,1875
0	Lavandr	0,1	0	100	0	4,1875
5	Urin./ Otros	0,15	0,75	58	0,435	4,6225

Longitud	Q acumul.	Ø tub. "	Velocidad	J pendint.	Pérdida %L	Selec. OK
10,00	4,6225	2 1/2	1,27	0,025	0,246	
10,00	4,6225	3	0,92	0,011	0,114	

Observaciones: Ø 2" V= 2,17 m/s J=0,088

## DISEÑO DE AGUA POTABLE

Proyecto: **ESTACIÓN LA ROLDOS**

Fecha: may-16

Tramos: TRAMOS INTERNOS

Tramo: A-B

#	Aparat.	q unitario	q	Simult. %	Q	Q acum.
3	Lavb	0.1	0.3	93	0.279	0.279
0	Inod Fluj	1.25	0	100	0	0.279
0	Duch	0.1	0	100	0	0.279
0	Tina	0.15	0	100	0	0.279
0	Fregad	0.2	0	100	0	0.279
0	Lavadora	0.2	0	100	0	0.279
0	Lavandr	0.1	0	100	0	0.279
1	Urin./ Otro	0.15	0.15	100	0.15	0.429

Longitud	Q acum.	Ø tub. "	Velocidad	J pendint.	Pérdida J/L	Selecc. OK
13.65	0.429	3/4	1.37	0.128	1.753	OK
13.65	0.429	1	0.81	0.037	0.504	

Observaciones:

Tramo: B-E

HOJA: 1

#	Aparat.	q unitario	q	Simult. %	Q	Q acum.
4	Lavb	0.1	0.4	82	0.328	0.328
3	Inod Fluj	1.25	3.75	78	2.925	3.253
0	Duch	0.1	0	100	0	3.253
0	Tina	0.15	0	100	0	3.253
0	Fregad	0.2	0	100	0	3.253
0	Lavadora	0.2	0	100	0	3.253
0	Lavandr	0.1	0	100	0	3.253
1	Urin./ Otro	0.15	0.15	100	0.15	3.403

Longitud	Q acum.	Ø tub. "	Velocidad	J pendint.	Pérdida J/L	Selecc. OK
14.90	3.403	2	1.60	0.051	0.767	OK
14.90	3.403	2 1/2	0.94	0.014	0.214	

Observaciones:

Tramo: C-D

#	Aparat.	q unitario	q	Simult. %	Q	Q acum.
3	Lavb	0.1	0.3	93	0.279	0.279
1	Inod Fluj	1.25	1.25	100	1.25	1.529
0	Duch	0.1	0	100	0	1.529
0	Tina	0.15	0	100	0	1.529
0	Fregad	0.2	0	100	0	1.529
0	Lavadora	0.2	0	100	0	1.529
0	Lavandr	0.1	0	100	0	1.529
0	Urin./ Otro	0.15	0	100	0	1.529

Longitud	Q acum.	Ø tub. "	Velocidad	J pendint.	Pérdida J/L	Selecc. OK
3.70	1.529	1 1/4	1.59	0.083	0.308	OK
3.70	1.529	1 1/2	1.16	0.039	0.145	

Observaciones:

Tramo: D-E

#	Aparat.	q unitario	q	Simult. %	Q	Q acum.
3	Lavb	0.1	0.3	93	0.279	0.279
3	Inod Fluj	1.25	3.75	78	2.925	3.204
0	Duch	0.1	0	100	0	3.204
0	Tina	0.15	0	100	0	3.204
0	Fregad	0.2	0	100	0	3.204
0	Lavadora	0.2	0	100	0	3.204
0	Lavandr	0.1	0	100	0	3.204
0	Urin./ Otro	0.15	0	100	0	3.204

Longitud	Q acum.	Ø tub. "	Velocidad	J pendint.	Pérdida J/L	Selecc. OK
0.65	3.204	2	1.51	0.046	0.030	OK
0.65	3.204	2 1/2	0.98	0.013	0.008	

Observaciones:

Tramo: E-G

#	Aparat.	q unitario	q	Simult. %	Q	Q acum.
7	Lavb	0.1	0.7	58	0.406	0.406
6	Inod Fluj	1.25	7.5	41	3.075	3.481
0	Duch	0.1	0	100	0	3.481
0	Tina	0.15	0	100	0	3.481
0	Fregad	0.2	0	100	0	3.481
0	Lavadora	0.2	0	100	0	3.481
0	Lavandr	0.1	0	100	0	3.481
1	Urin./ Otro	0.15	0.15	100	0.15	3.631

Longitud	Q acum.	Ø tub. "	Velocidad	J pendint.	Pérdida J/L	Selecc. OK
4.45	3.631	2	1.71	0.058	0.257	OK
4.45	3.631	2 1/2	1.00	0.016	0.072	

Observaciones:

Tramo: F-G

#	Aparat.	q unitario	q	Simult. %	Q	Q acum.
3	Lavb	0.1	0.3	93	0.279	0.279
2	Inod Fluj	1.25	2.5	100	2.5	2.779
0	Duch	0.1	0	100	0	2.779
0	Tina	0.15	0	100	0	2.779
0	Fregad	0.2	0	100	0	2.779
0	Lavadora	0.2	0	100	0	2.779
0	Lavandr	0.1	0	100	0	2.779
2	Urin./ Otro	0.15	0.3	100	0.3	3.079

Longitud	Q acum.	Ø tub. "	Velocidad	J pendint.	Pérdida J/L	Selecc. OK
0.65	3.079	2	1.45	0.043	0.028	OK
0.65	3.079	2 1/2	0.85	0.012	0.008	

Observaciones:



## DISEÑO DE AGUA POTABLE

Proyecto: **ESTACIÓN LA ROLDOS**

Fecha: may-16

Tramos: TRAMOS INTERNOS

Tramo: G-BOMBA

Tramo: 0

HOJA: 2

#	Aparat.	q unitario	q	Simult. %	Q	Q acumul.
10	Lavb	0.1	1	50	0.5	0.5
8	Inod Fluj	1.25	10	32	3.2	3.7
0	Duch	0.1	0	100	0	3.7
0	Tina	0.15	0	100	0	3.7
0	Fregad	0.2	0	100	0	3.7
0	Lavadora	0.2	0	100	0	3.7
0	Lavandr	0.1	0	100	0	3.7
4	Urin./Otro	0.15	0.6	68	0.408	4.108

Longitud	Q acumul.	Ø tub. "	Velocidad	pendim.	Pérdida f'	Setor OK
3.00	4.103	2	1.94	0.072	0.215	OK
3.00	4.108	2 1/2	1.13	0.020	0.060	

Observaciones:

\_\_\_\_\_

\_\_\_\_\_