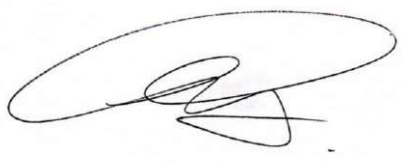
MEMORIA DE CÁLCULO DISEÑO HIDROSANITARIO

CENTRO DE SALUD CORREGIMIENTO LOS ANGELES, MUNICIPIO DEL TAMBO(C)

CENTRO DE SALUD LOS ANGELES- EL TAMBO (C)



Ing. JUAN DANIEL MUÑOZ HINCAPIE

MEMORIA DE CÁLCULO DISEÑO HIDROSANITARIO

PROYECTO:
CENTRO DE SALUD CORREGIMIENTO LOS ANGELES-
MUNICIPIO DE EL TAMBO (C)

DISEÑO RED DE AGUA POTABLE
DISEÑO RED DE SANITARIA
DISEÑO PLUVIAL

1. GENERALIDADES:

1.1. LOCALIZACIÓN DEL PROYECTO:

Corregimiento Los Ángeles, municipio de El Tambo, departamento del Cauca

1.2. USO DE LAS EDIFICACIONES: Pública

1.3. CARACTERÍSTICAS:

Un solo piso (Nivel 1): Con los siguientes espacios:

- Coordinación
- Facturación
- Recepción
- Consultorio médico
- Odontología-Esterilización-Residuos aseo
- Consultorio de enfermería
- Sala de procedimientos citología
- Toma de muestras-Area de embalaje-Central de Materiales
- Sala de espera-bateria sanitaria público- Cuarto de aseo
- UTB
- Tanque de suministro-Planta eléctrica- Compresor

2. NORMAS APLICABLES:

El diseño de las instalaciones hidráulicas y sanitarias se efectúa con base en la norma ICONTEC 1500 (Código Colombiano de Fontanería, NTC 1500). Las redes se diseñarán para un máximo de accesibilidad, manejabilidad y seguridad.
Los planos arquitectónicos han sido diseñados y suministrados por el Arquitecto consultor**.** EL cual determina el diseño técnico del edificio con todas sus características y el uso de los espacios.

3. ALCANCE DEL PROYECTO:

El diseño de las instalaciones hidráulicas comprende el Sistema de Abastecimiento de agua desde la red pública de acueducto, así como el respectivo suministro de agua a los aparatos sanitarios.
El Diseño sanitario abarca el Sistema de Evacuación de Aguas Residuales hacia la Planta de tratamiento de aguas residuales PTARD.
El diseño del Sistema de Recolección y Drenaje de aguas Pluviales de la edificación hacia el sector de escorrentia natural del terreno.

Los parámetros básicos y los procedimientos de dimensionamiento para cada sistema, se describen a continuación.

4. DISEÑO RED POTABLE:

4.1. SUMINISTRO DE AGUA POTABLE:

Las redes de suministro se diseñan de manera que aseguren los caudales recomendados para los diferentes aparatos y mantengan las presiones requeridas. La demanda se satisfará de acuerdo con las normas aplicables y los posibles tipos de consumo de la edificación.

4.2 ACOMETIDA Y MEDIDOR:

Las redes de suministro de agua potable serán alimentadas por la red del acueducto veredal que proviene de la vereda el Ramal en tubería PVC de 1 ¼".

4.3 RED DE AGUA POTABLE:

Determinación del caudal máximo probable.

CAUDAL MAXIMO PROBABLE.

APARATO SANITARIO	UNIDADES DE SUMINISTR0	PRIMER PISO	
		No. Aparatos	Total U. S.
Inodoro de Tanque	**5**	5	25
Lavamanos y/o salida Odontología	**1,5**	14	21
Ducha	**4**	3	12
Lavaplatos	**4**	2	8
Poceta de aseo y/o llave Jardín	**2,25**	4	9
TOTAL		**28**	**75**

TOTAL UNIDADES SUMINISTRO DE LA EDIFICACIÓN	**75**
FACTOR DE SIMULTANEIDAD	**0,9**
TOTAL UNIDADES SUMINISTRO PARA CALCULO	**68**

CAUDAL	**2,30**	**LPS**

Para 28 salidas se puede utilizar un factor de 0.90

Por lo tanto el Total de unidades de suministro será:

75 *0.90 = 68

Con este valor vamos a la tabla de Hunter.

Tabla 2. Demanda máxima probable según método de hunter (NTC 1500)

TABLA DE HUNTER											
DEMANDA MAXIMA PROBABLE											
UND	LPS	UND	LPS	UND	LPS	UND	LPS	UND	LPS	UND	LPS
1	0.1	31	1.3	61	2.1	91	2.7	121	3.2	155	3.7
2	0.1	32	1.3	62	2.1	92	2.8	122	3.2	160	3.7
3	0.2	33	1.5	63	2.2	93	2.8	123	3.2	165	3.8
4	0.3	34	1.5	64	2.2	94	2.8	124	3.2	170	3.8
5	0.3	35	1.5	65	2.2	95	2.8	125	3.3	175	3.9
6	0.3	36	1.5	66	2.3	96	2.8	126	3.3	180	4.0
7	0.4	37	1.5	67	2.3	97	2.8	127	3.3	185	4.0
8	0.4	38	1.5	68	2.3	98	2.8	128	3.3	190	4.1
9	0.5	39	1.5	69	2.3	99	2.8	129	3.3	200	4.2
10	0.6	40	1.6	70	2.3	100	2.9	130	3.3	250	4.7
11	0.6	41	1.6	71	2.3	101	2.9	131	3.3	300	5.4
12	0.6	42	1.6	72	2.4	102	2.9	132	3.3	350	5.9
13	0.6	43	1.7	73	2.4	103	3.0	133	3.3	400	6.6
14	0.7	44	1.7	74	2.4	104	3.0	134	3.4	450	7.2
15	0.8	45	1.8	75	2.5	105	3.0	135	3.4	500	7.9
16	0.8	46	1.8	76	2.5	106	3.0	136	3.4	600	9.0
17	0.9	47	1.8	77	2.5	107	3.0	137	3.4	700	10.1
18	0.9	48	1.8	78	2.5	108	3.0	138	3.5	800	11.2
19	0.9	49	1.8	79	2.5	109	3.0	139	3.5	900	12.2
20	0.9	50	1.9	80	2.5	110	3.0	140	3.5	1000	13.1
21	1.0	51	1.9	81	2.5	111	3.0	141	3.5	1250	15.1
22	1.1	52	1.9	82	2.6	112	3.1	142	3.5	1500	16.8
23	1.1	53	2.0	83	2.6	113	3.1	143	3.5	1750	18.5
24	1.1	54	2.0	84	2.6	114	3.1	144	3.5	2000	20.2
25	1.1	55	2.0	85	2.6	115	3.1	145	3.5	3000	27.3
26	1.1	56	2.0	86	2.6	116	3.2	146	3.5	4000	33.1
27	1.2	57	2.1	87	2.6	117	3.2	147	3.6	5000	37.4
28	1.2	58	2.1	88	2.7	118	3.2	148	3.6	6000	40.6
29	1.3	59	2.1	89	2.7	119	3.2	149	3.6	8000	45.3
30	1.3	60	2.1	90	2.7	120	3.2	150	3.6	9000	47.0

Fuente: EMCALI EICE ESP

DE LA TABLA 2 CAUDALES MAXIMOS PROBABLES – EMCALI TENEMOS QUE:

Q= 2.30 LT/SG

El caudal de la acometida se calcula estableciendo un tiempo de llenado en el tanque de aproximadamente 2 horas y una velocidad entre 0.60 y 1,6 m/seg. (ver TIEMPO DE LLENADO DEL TANQUE**)**

ACOMETIDA HIDRAULICA RED PUBLICA - TANQUE DE ALMACENAMIENTO

Tanque de almacenamiento 6 mca

PUNTO TRAMO	UNIDADES	Qmax	F	Q	V	hv	C	j	ø	Longitud de tuberias en m					J	PRESIÓN
	Und			l/s	m/s	m.c.a.	Fricción	m/m	Pulg.	Horizontal	Vertical	micro	Acc.	Total	m.c.a.	m.c.a.
B-C	3	2,3	8,37%	0,19	0,67	0,02	0,0001	0,028	0,75	10,00	6,00		4,28	20,28	0,56784	12,59
A-B	3	2,3	8,37%	0,19	0,67	0,02	0,0001	0,028	0,75	60,00		0,60	1,32	61,32	1,71696	14,92
															2,28	

La anterior tabla referente a la acometida a la red de acueducto ppal, da inicio en el punto C (flotador tanque almacenamiento) con una presión de 6.0 mca atendiendo las recomendaciones y solicitudes de los lineamientos técnicos de acueducto veredal.

La presión en A (Red Pública) requerida es de 14.95 m.c.a, la cual es menor a la reportada en la mensuras realizadas en campo .

De lo anterior se concluye que:

- El caudal máximo probable para el proyecto es de 2.3 LPS.
- La acometida al tanque es de 3/4" PVC – RDE 26
- El caudal de la acometida es de 0.19 LPS.

PRESION DE ENTRADA	14.95	MCA

4.4 SELECCIÓN MICROMEDIDOR:

$Caudal$

$\boldsymbol{Qprobable}: 0.1163 * UA^{0.6975}$

$\boldsymbol{Qprobable}: 0.1163 * 42^{0.6975} = 1.58lps$

$\boldsymbol{Factor\ F} = 0.5 - 0.75$

Se adopta 0.5

$Q = 1.58 * 0.5 = 0.79lps * \frac{1m^3}{100l} = \boldsymbol{0.00079m^3/s}$

Calculo del diámetro

$$\boldsymbol{D} = \frac{\sqrt{\frac{4 * Q}{v * \pi}}}{0.0254}$$

$$\boldsymbol{D} = \frac{\sqrt{\frac{4 * 0.79/1000}{2 * \pi}}}{0.0254}$$

$$\boldsymbol{D} = 0.88\ in$$

Se adopta un medidor con diámetro de 1 pulgada.

4.5 TANQUE DE ALMACENAMIENTO:

Requerimientos:

- Estimación carga de personas:
  La carga de habitantes para el Centro de Salud de Los Ángeles en un día normal de labores es de 20 habitantes (dato suministrado por el consultor arquitectónico)
- Capacidad para abastecimiento de agua potable de la edificación según resolución 330/2017.

DESCRIPCION	CANTIDAD	
POBLACION	20	Habitantes
DOTACION NETA	130	l/hab-dia
DOTACION BRUTA	173,33	l/hab-dia
CAUDAL MEDIO DIARIO	3466,67	l/dia
K1	1,3	
CAUDAL MAXIMO DIARIO	4506,67	l/dia
CAPACIDAD DE ALMACENAMIENTO	1502,22	lts

TOMAMOS COMO VOLUMEN DEL TANQUE	2	m3

Se toma un volumen de 2 m^3 el cual es un dato comercial para la compra de tanques

plásticos ó de otros materiales de fácil adquisición, transporte, instalación y mantenimiento.

TIEMPO DE LLENADO TANQUE:

T llenado = Volumen tanque / Q
Tiempo de llenado máximo 3 horas=180 minutos=10.800 segundos
Volumen tanque= 2 m^3=2.000 lts
Q= Caudal requerido=Volumen Tanque/Tiempo de llenado
Q=2.000Lts/10.800 segundos
Q=0.19 lts/seg

Tomando como restricción que la velocidad en el rango recomendable es (0,6 a 1,6 m/s)., para nuestro caso tomaremos un diámetro de entrada en 3/4" y la velocidad será V=0.67 l/sg

2 h < 12h **OK**

4.6 VENTILACIÓN TANQUE:

Diámetro tubería de llegada: 3/4"

Según Literal 6.6.5 NTC 1500 se requiere un área de ventilación igual o mayor a 6 veces el diámetro de la tubería de llegada.
Utilizaremos 3 tubos de 2" en la tapa del tanque, cada uno con terminación tipo cuello de ganso y una rejilla metálica o plástica que impida el ingreso de cualquier solido contaminante u obstructor al tanque de almacenamiento.

4.7 BORDE LIBRE:

Se tendrá un borde libre a partir del nivel máximo de agua almacenada hasta la parte interna de la tapa del tanque de almacenamiento igual a 0.30 m cumpliendo la solicitación de la NTC 1500.

4.8 TUBERÍA REBOSE Y LAVADO:

Se tendrá una tubería de 2"para rebose de acuerdo a la tabla 7.6.5.4 de la NTC 1500 ya que el caudal de entrada es de 0.19 l/seg.

Tabla 7.6.5.4 Dimensión de la tuberia de rebose			
Máxima capacidad de la tuberia de suministro	**Tuberia de rebose**		
lts/min	lts/seg	gpm	Pulgadas
0-189	0-3,15	0-50	2
189-568	3,15-9,47	50-150	2 1/2
568-757	9,47-12,62	150-200	3

Tabla 7.6.5.4 Dimensión de la tuberia de rebose			
Máxima capacidad de la tuberia de suministro	**Tuberia de rebose**		
757-1514	12,62-25,23	200-400	4
1514-2650	25,23-44,17	400-700	5
2650-3785	44,17-63,08	700-1000	6
Más de 3785	Más de 63,08	Más de 1000	8
Factores de conversión: 25,4 mm= 1 Pulgada, 1 l/min= 0,017 lts/seg = 0,26 galón/min			

La tubería de lavado será de 1” de acuerdo a la tabla 7.6.5.7 de la NTC 1500

Tabla 7.6.5.7 Dimensión de la tuberia de lavado		
Capacidad del tanque		
lts	**Galones**	**Pulgadas**
Hasta 2839	Hasta 750	1
2840 a 5678	751 a 1500	1 1/2
5679 a 11355	1501 a 3000	2
11356 a 18925	3001 a 5000	2 1/2
18926 a 28388	5000 a 7500	3
Más de 28388	Más de 7500	4

5.0 SISTEMA DE BOMBEO:

5.1 SUCCION:

Por recomendación utilizamos un diámetro de 2.5” para 2.30 l/s en que la velocidad esté entre 0.6 m/s y 0.9 m/s. Así:

Tabla 3.7

Hazen Williams

2,5"

$j = (Q / 280CD^{2.63})^{1.85}$ $Q = AV$

Unidades	Caudal			V	hv	Pérdida de carga j en m/m						
	gal/min	l/min	l/s	m/s	m	80	90	100	120	130	140	150
40	25	94,63	1,58	0,50	0,01	0,014	0,011	0,009	0,007	0,006	0,005	0,004
47	30	113,55	1,89	0,60	0,02	0,019	0,016	0,013	0,009	0,008	0,007	0,006
70	35	132,48	2,21	0,70	0,02	0,026	0,021	0,017	0,012	0,011	0,009	0,008
85	40	151,40	2,52	0,80	0,03	0,033	0,027	0,022	0,016	0,013	0,012	0,010
110	45	170,33	2,84	0,90	0,04	0,041	0,033	0,027	0,019	0,017	0,015	0,013
130	50	189,25	3,15	1,00	0,05	0,050	0,040	0,033	0,024	0,020	0,018	0,016
155	55	208,18	3,47	1,10	0,06	0,060	0,048	0,039	0,028	0,024	0,021	0,019
175	60	227,10	3,79	1,20	0,07	0,070	0,056	0,046	0,033	0,029	0,025	0,022
200	65	246,03	4,10	1,29	0,09	0,081	0,065	0,054	0,038	0,033	0,029	0,025
225	70	264,95	4,42	1,39	0,10	0,093	0,075	0,062	0,044	0,038	0,033	0,029
250	75	283,88	4,73	1,49	0,11	0,106	0,085	0,070	0,050	0,043	0,038	0,033
275	80	302,80	5,05	1,59	0,13	0,119	0,096	0,079	0,056	0,049	0,042	0,037
300	85	321,73	5,36	1,69	0,15	0,134	0,107	0,088	0,063	0,054	0,047	0,042
325	90	340,65	5,68	1,79	0,16	0,148	0,119	0,098	0,070	0,060	0,053	0,046
350	95	359,58	5,99	1,89	0,18	0,164	0,132	0,109	0,077	0,067	0,058	0,051
375	100	378,50	6,31	1,99	0,20	0,180	0,145	0,119	0,085	0,073	0,064	0,056
400	105	397,43	6,62	2,09	0,22	0,197	0,159	0,131	0,093	0,080	0,070	0,062
425	110	416,35	6,94	2,19	0,24	0,215	0,173	0,142	0,102	0,088	0,076	0,067

Para Q=2.30 l/seg y D= 2.5" Tenemos:

V=0.67 m/s J= 0.00719 hv=0.023

CALCULO SUCCION:

D= 2.5" … V= 0.67 m/sg (Hazen-Williams)

Q: 2.30 Lt/s

VEL: 0,67 m/sg

hv: 0.023

C: 150

PERDIDA J: 0.00719 m/m

LONGITUD HORIZ: 1.5 m

LONGITUD VERT: 0.50 m

Accesorios: (long. Equivalente):

1 valv. Pie con coladera (2.5") = 10.82 m

1 codo 90° x 2.5" = 2.56 m

TOTAL ACCS = 13.38 m

LONGITUD TOTAL= 0.5 m +1.5+ 13.38m = 15.38 m

PERD J = 15.38 m * 0.0072 = 0.1107 m

PERD TOTAL J = J + hv = 0.1107m + 0.023m = 0.1335 m

ALTURA DINAMICA SUCCIÓN = 0.50 m + 0.1335 m =0.63 m

NPSH:

Msnm: 1700 T= 20°c k=8.10

Tensión de vapor de agua = 0.24

Tabla 4.2

Altura	Ja
1700	1.990
1800	2.090

Perdida por temperatura Jt

°c	Jt	°c	Jt
5	0.09	30	0.43
10	0.13	35	0.55
15	0.17	40	0.75
20	0.24	45	0.99
25	0.32	50	1.25

Presión barométrica = 10.33 – 1.99 = 8.34m

ADS Altura dinámica de succión = 0.63 m

NPSH =8.34 m-0.32-0.63=7.39

CUADRO PARA EL CÁLCULO DE LA N.P.S.H.

nivel del mar	TEMPERATURA AMBIENTE EN °C								
	5	10	15	20	25	30	35	40	50
3000	7.01	6.97	6.93	6.86	6.78	6.67	6.51	6.35	5.85
2600	7.37	7.33	7.29	7.22	7.14	7.03	6.87	6.71	6.21
2200	7.74	7.70	7.66	7.59	7.51	7.40	7.24	7.08	6.58
2000	7.95	7.91	7.87	7.80	7.72	7.61	7.45	7.29	6.79
1800	8.15	8.11	8.07	8.00	7.92	7.81	7.65	7.49	6.99
1600	8.36	8.32	8.28	8.21	8.13	8.02	7.86	7.70	7.20
1400	8.58	8.54	8.50	8.43	8.85	8.24	8.08	7.92	7.42
1200	8.80	8.76	8.72	8.65	8.57	8.46	8.30	8.14	7.64
1000	9.02	8.98	8.94	8.87	8.79	8.68	8.52	8.36	7.86
800	9.25	9.21	9.17	9.10	9.08	8.91	8.75	8.59	8.09
600	9.49	9.45	9.41	9.34	9.26	9.11	8.99	8.83	8.33
500	9.91	9.57	9.53	9.46	9.38	9.27	9.11	9.95	8.45
400	9.74	9.70	9.66	9.59	9.51	9.40	9.24	9.08	8.58
300	9.86	9.82	9.78	9.71	9.63	9.52	9.36	9.20	8.70
200	9.99	9.95	9.91	9.84	9.76	9.65	9.49	9.33	8.83
100	10.11	10.07	10.03	9.96	9.88	9.77	9.61	9.45	8.95
0	20.24	20.24	10.16	10.09	10.01	9.90	9.74	9.58	9.08

A los números dados se les resta la A.D.S y se obtiene N.P.S.H

De la tabla NPSH =8.1-0.63= 7.47 m.c.a. tomo este valor

ALTURA MÁXIMA DE SUCCIÓN:

AMS = 10.33 – (A+B+C+D+E+F)

A) Perdida por altura sobre nivel de mar = 1.990m
B) Perdida por temperatura = 0.24m
C) Perdidas por depresiones barométricas = 0.36m
D) Perdidas por vacío imperfecto = 2.40m
E) Perdidas por fricción y accesorios = 0.134m
F) Perdidas por cabeza de velocidad = 0.023m

Sum = 5.147 m

AMS = 10.33 – 5.147= 5.183 < NPSH 7.45 OK

5.2 IMPULSION:

RUTA CRITICA:

- Hasta inodoro consultorio enfermería

NOMBRE DEL PROYECTO:	CENTRO DE SALUD LOS ÁNGELES													
TIPO: SERVICIO PUBLICO														
APARATO CRITICO						INODORO CONSULTORIO ENFERMERIA					14			
PUNTO TRAMO	UNIDADES	Q	V	hv	C	j	ø	Longitud de tuberias en m					J	PRESIÓN
	Und	l/s	m/s	m.c.a.	Fricción	m/m	Pulg.	Horizontal	Vertical	microm	Acc.	Total	m.c.a.	m.c.a.
WC-1	5	0,25	1,97	0,2	0,0001	0,308	0,5	0,10	0,60		1,93	2,63	0,81004	15,41
1*2	12	0,57	1,99	0,2	0,0001	0,189	0,75	5,73			2,08	7,81	1,47609	16,89
2*3	16	0,76	1,49	0,11	0,0001	0,08	1	5,80			0,66	6,46	0,51680	17,40
3*4	46	1,77	1,55	0,12	0,0001	0,051	1,5	17,85			3,21	21,06	1,07406	18,48
4*5	75	2,27	1,99	0,2	0,0001	0,079	1,5	7,45			3,94	11,39	0,89981	19,38
5*B	75	2,27	1,99	0,2	0,0001	0,079	1,5	2,00			3,39	5,39	0,42581	19,80
												TOTA	2,8	

- Hasta el inodoro Sala toma de muestras cervicouterinas

NOMBRE DEL PROYECTO:	CENTRO DE SALUD LOS ÁNGELES													
TIPO: SERVICIO PUBLICO														
APARATO CRITICO						INODORO SALA CITOLOGIA					14			
PUNTO TRAMO	UNIDADES	Q	V	hv	C	j	ø	Longitud de tuberias en m					J	PRESIÓN
	Und	l/s	m/s	m.c.a.	Fricción	m/m	Pulg.	Horizontal	Vertical	microm	Acc.	Total	m.c.a.	m.c.a.
WC-6	5	0,25	1,97	0,2	0,0001	0,308	0,5	0,10	0,60		1,93	2,63	0,81004	15,41
6*7	12	0,57	1,99	0,2	0,0001	0,189	0,75	1,71			1,75	3,46	0,65394	16,06
7*4	32	1,32	1,67	0,14	0,0001	0,073	1,25	12,56			2,33	14,89	1,08697	17,15
4*5	75	2,27	1,99	0,2	0,0001	0,079	1,5	2,45			1,79	4,24	0,33496	17,49
5*B	75	2,27	1,99	0,2	0,0001	0,079	1,5	2,00			3,39	5,39	0,42581	17,91
												TOTA	2,5	

Se tomará como ruta critica la del Inodoro consultorio enfermeria la cual requiere una presión en la impulsión de 19.80 m.c.a

CALCULO DE LA POTENCIA:

IMPULSIÓN = 20 m (mínimo 19.80 m Punto critico)
SUCCIÓN = 5.18 m
H SEGURIDAD = 3.00 m
Total = 28.18 m

Se calcula con una altura de 29 m

POTENCIA DE LA BOMBA:

Q probable = 2.30 lt/sg

P hp = (Ht*Q / 76 * n)*1.2
= ((29 m*2.30 lt/sg) / (76*0.65)) 1.2= 1.62 HP

n=0.65 eficiencia asumida

Se debe utilizar una bomba que cumpla con los requisitos de caudal y cabeza. La potencia comercial es de 2.0 HP.

CARACTERISTICAS BOMBA RECOMENDADA:

Diámetro de succión 2.5“ , diámetro de impulsión 1.5” , eficiencia mínima 65%, cabeza de 29 m mínimo, Q = 2.30 l/sg

HIDROFLO:

Número de salidas: 28

Tabla 4.11 Factor Multiplicador = 0.90

CAPACIDAD DEL EQUIPO = 28*0.90 = 25.20 gal/min

PRESION REQUERIDA / 0.7 = 25,2 mca/0.7 = 41.43 PSI

CARACTERISTICAS HIDROFLO RECOMENDADO:

hidroacumulador de capacidad de 25.2 gal/min

presión de 40 a 60 PSI

DISEÑO DEL SISTEMA:

Las redes y tuberías internas no sobrepasan la presión de trabajo del sistema de 29 m.c.a.

Los parámetros básicos del dimensionamiento de la red se muestran a continuación:

APARATO SANITARIO	UNIDADES DE SUMINISTR0
Inodoro de Tanque	**5**
Lavamanos y/o salida Odontología	**1,5**
Ducha	**4**
Lavaplatos	**4**
Poceta de aseo y/o llave Jardín	**2,25**

De acuerdo a la NTC 1500 y ajustada a criterio del diseñador.

Además de las anteriores recomendaciones se poseerán otros lineamientos de diseño tales como:

- La caja del micro medidor de la edificación será instalada en el andén de conformidad con los planos y según los requerimientos del acueducto veredal (si se requiere).
- Cuando se presenten cruces entre redes, la tubería potable pasara a una distancia vertical de no menos de 10 cm de las tuberías.
- Se buscarán velocidades menores de 2.5 mts/sg y mayores de 0.3 mts/sg. Se aceptarán velocidades menores a la mínima cuando se trabaje con el diámetro mínimo.
- La tubería a utilizar para agua fría será en PVC. Con un coeficiente de rugosidad de Hazen C=140.
- Los caudales en las redes de distribución se determinan basados en el método de Hunter modificado y la NTC 1500. Las pérdidas de presión por fricción se calculan mediante Hazen-Williams.

6. GENERALIDADES RED SANITARIA Y PLUVIAL:

- La red sanitaria y pluvial trabajara por gravedad.
- Las aguas se transportarán mediante colectores horizontales ubicados en el piso servido y serán recibidas por un colector principal.
- La pendiente y los diámetros de cada tramo, se calcularán con la fórmula de Manning con n = 0.009 para PVC. Siendo aceptables las siguientes velocidades:
  Aguas residuales: Mayores a 0.45 m/sg
  Aguas Pluviales: Mayores a 0.8 m/sg
  Las anteriores velocidades se toman en referencia y sugerencia según “fuente RAFAEL PEREZ CARMONA, INSTALACIONES HIDROSANITARIAS Y DE GAS PARA EDIFICACIONES”

7. RED SANITARIA:

- Los caudales de la red sanitaria se calcularon mediante unidades de descarga de Hunter.

- El caudal resultante de aguas residuales será descargado al sistema de tratamiento de aguas residuales PTAR .

- Las unidades de descarga serán tomadas como se observan a continuación cumpliendo con la NTC 1500 y sumado un factor de seguridad si se requiere a criterio del diseñador.

APARATO SANITARIO	UNIDADES DE DESAGUE
Inodoro de Tanque	**5**
Lavamanos y/o salida Odontología	**1**
Ducha	**5**
Lavaplatos	**2**
Poceta de aseo	**2**
sifón	**2**

a. CALCULO DE LOS BAJANTES DE AGUAS RESIDUALES (BAR)

El proyecto es de un solo piso por lo tanto no tiene bajantes de aguas residuales.

b. CALCULO DE LOS COLECTORES DE AGUAS RESIDUALES:

Inicialmente se realiza el cálculo el total de unidades de desague de la edificación de acuerdo a la NTC 1500 así:

APARATO SANITARIO	UNIDADES DE DESAGUE	PRIMER PISO	
		No. Aparatos	Total U. D.
Inodoro de Tanque	**5**	8	40
Lavamanos y/o salida Odontología	**1**	14	14
Ducha	**5**	3	15
Lavaplatos	**2**	3	6
Poceta de aseo	**2**	2	4
sifón	**2**	5	10
TOTAL			**89**

El total de unidades de desague de la edificación es de 89, con este dato nos podemos remitir a la siguiente tabla de la NTC 1500

Diámetro nominal (mm)	Diámetro Interior (mm)	UD's Max Ramales	UD's Max Bajantes 2 intervalos	UD's Max Bajantes > 2 intervalos	UD's Máx Colector con S=1%	UD's Máx Colector con S=2%	UD's Máx Colector con S=4%
50	54.48	6	10	24	0	21	26
75	76.2	20	48	72	36	42	50
110	107.7	160	240	500	180	216	250
160	160.04	620	960	1900	700	840	1000

Los colectores se pueden dimensionar con un diámetro nominal de 110 mm (4”) y una pendiente del 2% por cuanto se admite hasta 216 unidades de descarga y nuestro proyecto totaliza solo 89 unidades de descarga.

PROYECTO:CENTRO DE SALUD LOS ÁNGELES S- EL TAMBO (C)

PUNTO O TRAMO	PISO SERVIDO	UNIDADES				CAUDAL MINIMO			DIMENSIÓN		PEND	TUBO LLENO			RELACIONES HDCAS			
		Por Piso	Total	q unit	Q_D	salidas	K1	Qmin	Long	DIAM	S	Q_{LL}	V_{LL}	F_1	Q_D/Q_{LL}	V_D/V_{LL}	y/D	t/T
		Und	Und	l/s	l/s	Und		l/s		PULG	%	l/s	m/s	kg/m2				
1*2	1	14	14	0,112	2	5	0,50	0,78	2,57	4	2,00	11,01	3,1	0,5	0,1	0,6	0,3	0,7
2*4	1	0	14	0,112	2	5	0,50	0,78	5,32	4	2,00	11,01	3,1	0,5	0,1	0,6	0,3	0,7
3*4	1	14	14	0,112	2	5	0,50	0,78	2,57	4	2,00	11,01	3,1	0,5	0,1	0,6	0,3	0,7
4*5	1	0	28	0,112	2,6	10	0,33	1,03	7,18	4	2,00	11,01	3,1	0,5	0,2	0,6	0,3	0,8
5*6	1	1	29	0,112	2,64	11	0,32	1,04	3,17	4	2,00	11,01	3,1	0,5	0,2	0,6	0,3	0,8
6*8	1	0	29	0,112	2,64	11	0,32	1,04	7,29	4	2,00	11,01	3,1	0,5	0,2	0,6	0,3	0,8
7*8	1	7	7	0,11	1,53	4	0,58	0,45	5,70	4	2,00	11,01	3,1	0,5	0,1	0,5	0,2	0,6
8*15	1	0	36	0,112	2,87	11	0,32	1,29	6,86	4	2,00	11,01	3,1	0,5	0,2	0,7	0,3	0,8
9*10	1	13	13	0,112	1,94	4	0,58	0,84	3,43	4	2,00	11,01	3,1	0,5	0,1	0,6	0,3	0,7
10*12	1	0	13	0,112	1,94	4	0,58	0,84	6,90	4	2,00	11,01	3,1	0,5	0,1	0,6	0,3	0,7
11*12	1	18	18	0,112	2,2	8	0,38	0,77	2,84	4	2,00	11,01	3,1	0,5	0,2	0,6	0,3	0,7
12*14	1	0	31	0,112	2,71	12	0,30	1,04	2,33	4	2,00	11,01	3,1	0,5	0,2	0,7	0,3	0,8
13*14	1	3	3	0,112	1,1	3	0,71	0,24	2,84	4	2,00	11,01	3,1	0,5	0,1	0,5	0,2	0,5
14*15	1	0	34	0,112	2,81	15	0,30	1,14	6,58	4	2,00	11,01	3,1	0,5	0,2	0,7	0,3	0,8
15*16	1	0	70	0,112	3,7	26	0,30	2,35	24,82	4	2,00	11,01	3,1	0,5	0,3	0,7	0,4	0,9

PROYECTO:CENTRO DE SALUD LOS ANGELES - EL TAMBO (C)															
CHEQUEO CON Q_D					CHEQUEO CON Qmin							CAIDA	COTA BATEA		
Q_D/Q_{LL}	V_D	V_D	y	F	Q_D/Q_{LL}	V_D/V_{LL}	y/D	t/T	Q_D/Q_{LL}	V_D	V_D	^h	Inicial	Final	CAJA
< 0.8		0.6<V_D<5		>0.15					< 0.8		0.6<V_D<5	m	m	m	
OK	2,02	OK	0,03	0,37	0,07	0,49	0,21	0,51	OK	1,57	OK	0,05	-0,45	-0,5	inicial
OK	2,02	OK	0,03	0,37	0,07	0,49	0,21	0,51	OK	1,57	OK	0,11	-0,52	-0,64	
OK	2,02	OK	0,03	0,37	0,07	0,49	0,21	0,51	OK	1,57	OK	0,05	-0,45	-0,50	inicial
OK	2,19	OK	0,04	0,42	0,09	0,52	0,23	0,55	OK	1,66	OK	0,14	-0,65	-0,79	
OK	2,19	OK	0,04	0,42	0,09	0,52	0,23	0,55	OK	1,66	OK	0,06	-0,81	-0,87	
OK	2,19	OK	0,04	0,42	0,09	0,52	0,23	0,55	OK	1,66	OK	0,15	-0,89	-1,04	
OK	1,88	OK	0,03	0,34	0,04	0,43	0,17	0,41	OK	1,36	OK	0,11	-0,45	-0,56	inicial
OK	2,23	OK	0,04	0,43	0,12	0,57	0,27	0,63	OK	1,82	OK	0,14	-1,06	-1,20	
OK	2,02	OK	0,03	0,37	0,08	0,51	0,22	0,53	OK	1,61	OK	0,07	-0,45	-0,53	inicial
OK	2,02	OK	0,03	0,37	0,08	0,51	0,22	0,53	OK	1,61	OK	0,14	-0,55	-0,69	
OK	2,09	OK	0,04	0,39	0,07	0,49	0,21	0,51	OK	1,57	OK	0,06	-0,45	-0,51	inicial
OK	2,22	OK	0,04	0,43	0,09	0,52	0,23	0,55	OK	1,66	OK	0,05	-0,71	-0,76	
OK	1,72	OK	0,03	0,30	0,02	0,36	0,12	0,32	OK	1,15	OK	0,06	-0,45	-0,51	inicial
OK	2,23	OK	0,04	0,43	0,10	0,54	0,25	0,59	OK	1,72	OK	0,13	-0,78	-0,91	
OK	2,41	OK	0,05	0,48	0,21	0,66	0,35	0,78	OK	2,12	OK	0,5	-1,22	-1,72	

7.2 VENTILACIÓN:

- Se utilizaran recomienda utilizar válvulas incorporadoras de aire minivent para los aparatos sanitarios de acuerdo a las especificaciones del preveedor.sanitarios, lavamanos, lavaplatos.

8.0 RED PLUVIAL:

- Las aguas conducidas por los bajantes pluviales serán entregadas al canal perimetral de la edificación para finalmente entregarlas a la escorrentia natural del terreno

8.1 PARÁMETROS DE DISEÑO:

- Intensidad de lluvia: Tr=10 años Duración = 10 min mínimo (según NTC 1500)

La estación pluviométrica cercana y con información disponible es la del aeropuerto Guillermo León Valencia de la ciudad de Popayán.

La Empresa de acueducto y alcantarillado de Popayán a implementado unas formulas para el calculo de la intensidad basado en la información pluviométrica de la estación Guillermo León Valencia y las cuales podemos aplicar a nuestro proyecto.

$I = \frac{kTr^{\mu}}{t^{\lambda}}$	I= Intensidad (mm/hr) Tr= Tiempo retorno (años) t = Duración de la tormenta (minutos) k, μ y λ son parámetros de la función de distribución

$i = 288.10\frac{Tr^{0.1736255}}{t^{0.6676185}}$	Para Tr de 2 a 100 años y duración de 5 minutos	I= Intensidad, mm/hr Tr= Tiempo retorno, años t= duración, minutos
$i = 422.35\frac{Tr^{0.1736255}}{t^{0.6676185}}$	Para duración 10minutos Tr= 2 a 100 años	
$i = 553.08\frac{Tr^{0.1736255}}{t^{0.6676185}}$	Para duración de 20 a 360 minutos y Tr= 2 a 100 años	

La formula que aplica para las recomendaciones de la NTC 1500 es la resaltada en amarillo:

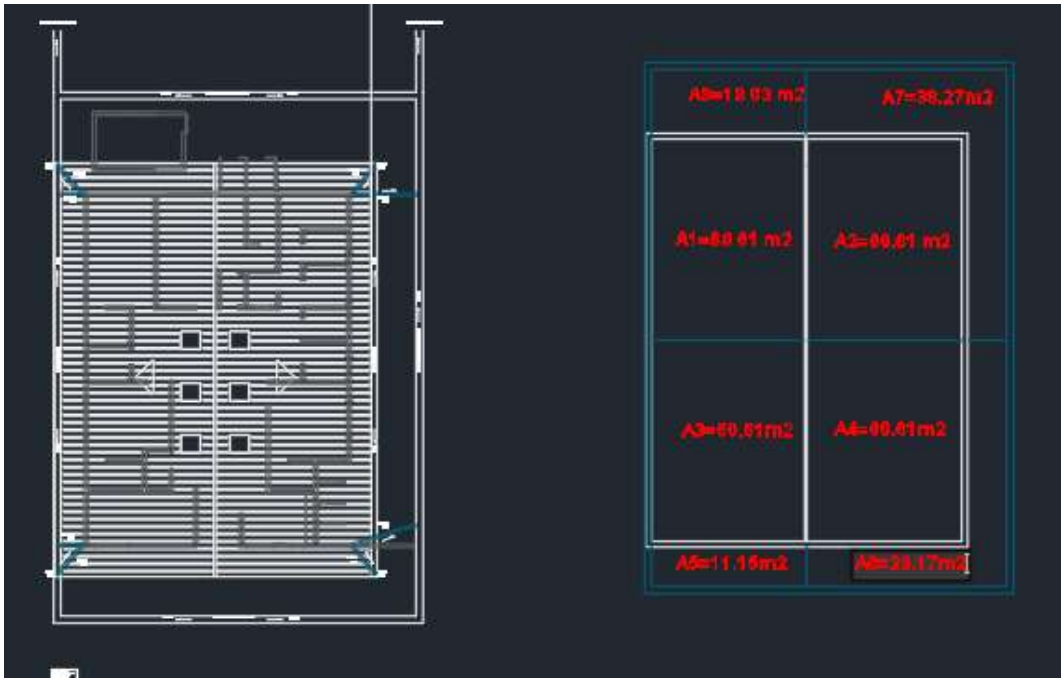
I = 92.37 mm/h según formula 1 (Tr =10 años , T = 10 min < 20 minutos)
I = 135.41 mm/h según formula 2 (Tr =10 años , T = 10 min < 20 minutos)
I = 177.33 mm/h según formula 3 (Tr = 10 años , T = 10 min < 20 minutos -No aplica)

Tomamos por exceso y facilidad de calculo I = 150 mm/h

- Localización: Los Ángeles - El Tambo (Cauca)
- Los bajantes serán provistos de rejillas planas o tipo cúpula para proteger la entrada de basura a los bajantes.

8.2 DIMENSIONAMIENTO DE LOS BAJANTES:

- Según la disposición de la cubierta en la edificación se plantean cuatro (4) bajantes de aguas lluvias de acuerdo a las siguientes áreas tributarias que se presentan a continuación y que se pueden observar en el plano 5 de 6.



- Se realiza su verificación de acuerdo a la tabla 12.6.2 de la NTC 1500, así:

Diámetro del tubo (in)	Capacidad L/s				
	Drenaje Vertical	Pendiente drenaje horizontal (%)			
		0.5	1	2	4
2	2.15	0.95	1.39	1.96	2.78
3	5.49	2.46	3.47	4.98	7
4	11.36	5.11	7.26	10.27	14.57
6	33.94	15.33	21.7	30.72	43.47
8	70.46	31.86	45.04	63.71	90.15
10	129.32	58.48	82.7	117.02	165.47
12	206.41	93.36	132.03	186.73	264.13

- Para el presente proyecto establecemos bajantes circulares de 4”

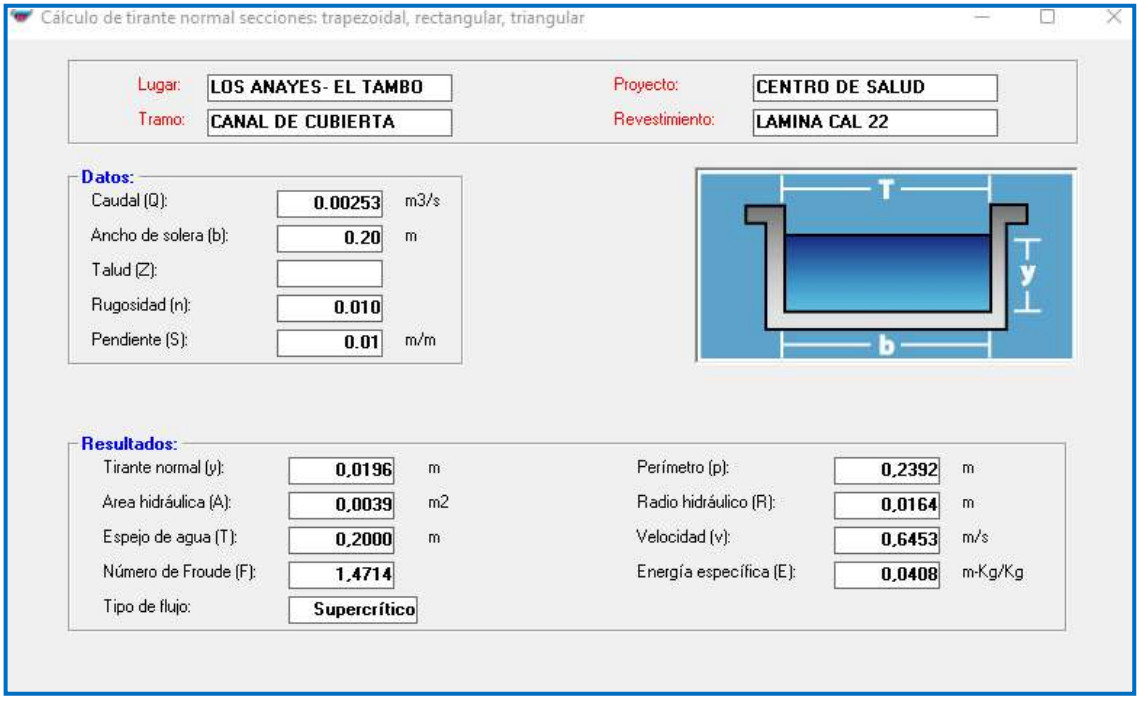
TABLAS DE AREAS DE CUBIERTA Y DIAMETRO DE BAJANTES

BALL N°	AREA TRIBUTARIA M2	DIAMETRO PULG	CAPACIDAD TOTAL l/seg	LONG M
BALL 1	60,61	4	11,36	2,58
BALL 2	60,61	4	11,36	2,58
BALL 3	60,61	4	11,36	2,58
BALL 4	60,61	4	11,36	2,58

CANAL CUBIERTA	CEOF. ESCORRENTIA	I (mm/h)	I (lt/seg/m2)	AREA (m2)	AREA (Ha)	MÁXIMO Q (LT/SG)	MAXIMO Q (M3/SG)
BALL 1	1	150	0,0417	60,61	0,006061	**2,52744**	**0,00253**
BALL2	1	150	0,0417	60,61	0,006061	**2,52744**	**0,00253**
BALL 3	1	150	0,0417	60,61	0,006061	**2,52744**	**0,00253**
BALL 4	1	150	0,0417	60,61	0,006061	**2,52744**	**0,00253**

Nos chequea con un drenaje vertical para 3" con un caudal de 5.49 l/seg, pero para efectos de mantenimento y porque el proyecto esta ubicado en el sector rural donde las canales se obstruyen por acumulación de hojas, tomaremos un diámetro para las bajantes de 4" con una capacidad máxima de 11.36 l/seg.

- Ahora chequeamos la capacidad del canal propuesto bajo las siguientes condiciones con el Software HCANALES:



Con el máximo caudal posible de 0.00253 m^3/seg y un ancho de solera de 0.20 mts, una pendiente del 0.01 m/m (1%), el tirante normal que se genera será de 0.019 m, menor

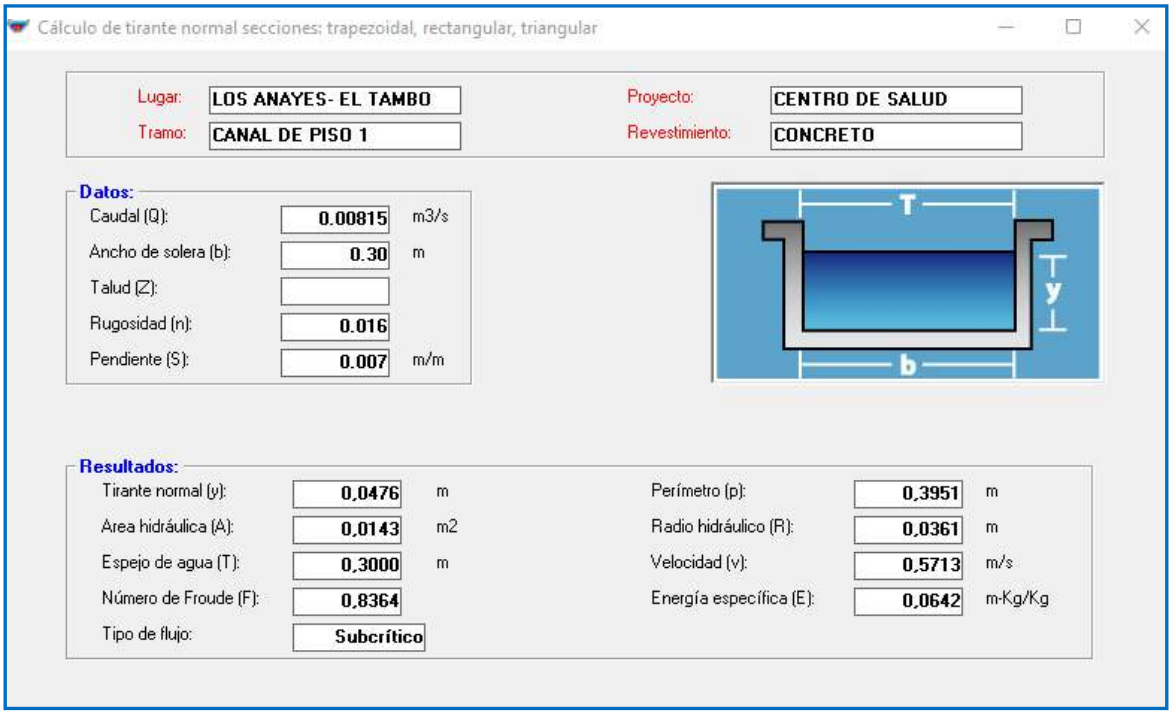
a 0.20 m altura del canal en lámina, por lo tanto la capacidad del canal es apta para la evacuación de las aguas lluvias de la edificación.

CHEQUEO DE LA CAPACIDAD DE LOS CANALES EN CONCRETO DE PISO

- Consideramos la condición extrema en el canal 1 para el cálculo del caudal de aguas lluvias de la siguiente manera:

SECTOR	CEOF. ESCORRENTIA	I (mm/h)	I (lt/seg/m2)	AREA (m2)	AREA (Ha)	MÁXIMO Q (LT/SG)	MAXIMO Q (M3/SG)
A1-A3-A5-A8	1	150	0,0417	150,40	0,01504	**6,27168**	**0,00627**
Zona Blanda	0,6	150	0,0417	75,00	0,0075	**1,87650**	**0,00188**
					TOTAL	**8,14818**	**0,00815**

- Ahora se verifica la capacidad del canal con HCANALES, con las siguientes condiciones :

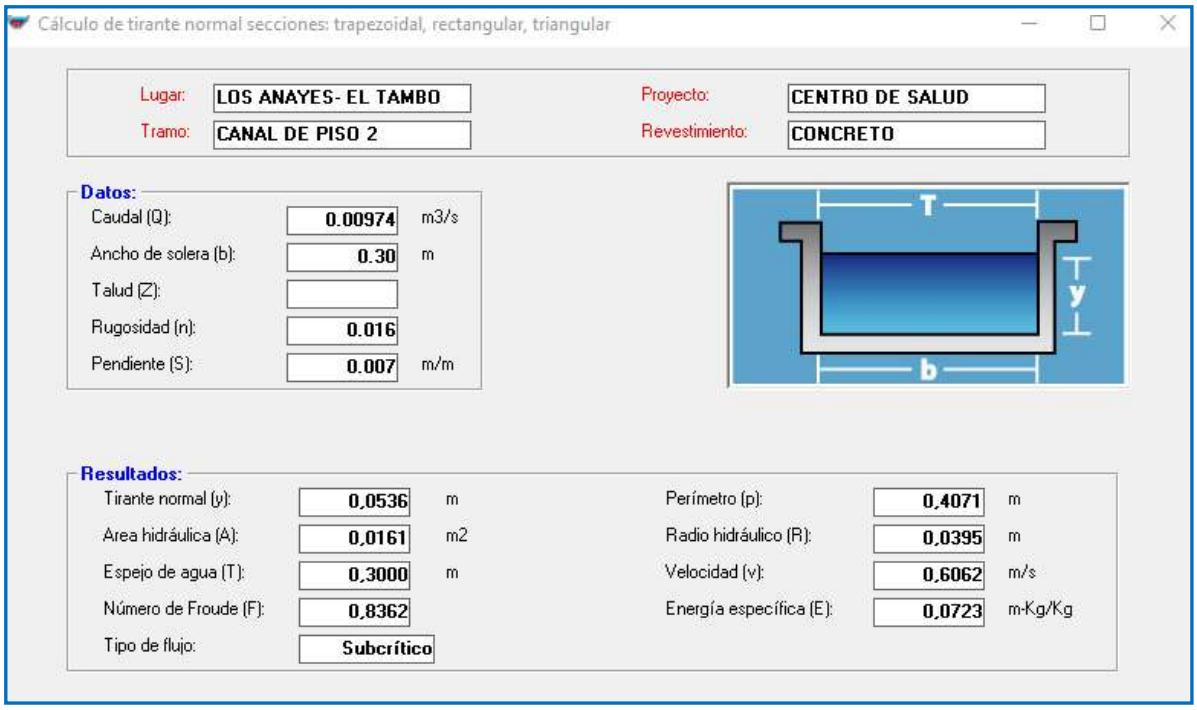


Con el máximo caudal posible de 0.00815 m^3/seg y un ancho de solera de 0.30 mts, una pendiente del 0.007 m/m (0.7%), el tirante normal que se genera será de 0.0476 m, menor a 0.150 m altura del canal en concreto en su inicio, por lo tanto la capacidad del canal es apta para la evacuación de las aguas lluvias de las zonas duras y blandas del sector.

- Consideramos la condición extrema en el canal 2 para el cálculo del caudal de aguas lluvias de la siguiente manera:

SECTOR	CEOF. ESCORRENTIA	I (mm/h)	I (lt/seg/m2)	AREA (m2)	AREA (Ha)	MÁXIMO Q (LT/SG)	MAXIMO Q (M3/SG)
A2-A4-A6-A7	1	150	0,0417	188,66	0,018866	**7,86712**	**0,00787**
Zona Blanda	0,6	150	0,0417	75,00	0,0075	**1,87650**	**0,00188**
					TOTAL	**9,74362**	**0,00974**

Ahora se verifica la capacidad del canal con HCANALES, con las siguientes condiciones :



Con el máximo caudal posible de 0.00974 m^3/seg y un ancho de solera de 0.30 mts, una pendiente del 0.01 m/m (1%), el tirante normal que se genera será de 0.0536 m, menor a 0.15 m altura del canal en concreto en su inicio, por lo tanto la capacidad del canal es apta para la evacuación de las aguas lluvias de las zonas duras y blandas del sector.

9.0 SISTEMA DE TRATAMIENTO:

El ministerio de Ambiente y Desarrollo Sostenible reglamentó a través del decreto 1076 de 2015 todo lo relacionado con los vertimientos líquidos de aguas residuales, el uso de aguas superficiales y subterráneas,así como también los residuos o vertimientos líquidos. De igual manera, expidió la Resolución 330 de 2017, la actualización del Reglamento Técnico de Saneamiento Básico y Agua Potable RAS.

La zona de estudio es el centro de salud Los Ángeles en la vereda los Ángeles, en la zona rural de El Tambo Cauca.

En el presente documento se elabora la memoria de cálculo del sistema de tratamiento de aguas residualespara la institución, el diseño se realiza de acuerdo con parámetros establecidos en el Reglamento Técnico de Saneamiento Básico y agua Potable RAS.

9.1 CÁLCULO DEL CAUDAL:

El Centro de Salud Los Ángeles reporta una carga de 20 personas, distribuidos entre personal administrativo, médico y pacientes, siendo esta la población máxima que puede soportar la infraestructura de salud en un día normal de labores. A continuación, se realiza el dimensionamiento de las estructuras con base en la metodología simplificada.

La tabla 1 muestra los periodos de diseño máximos y el nivel de complejidad de acuerdo a la resolución 2320 del 2009. El periodo actual exigido por la Resolución 330 de 2017 es de 25 años correspondiente al valor adoptado.

Tabla 1. Periodo de diseño.

NIVEL DE COMPLEJIDAD	PERIODO DE DISEÑO MAXIMO
Bajo, medio y medio alto	25 años
Alto	30 años

Fuente: Resolución 2320 del 2009 (Tabla 10)

Según la Tabla 1 el periodo de diseño de la planta de aguas residuales domésticas con un nivel decomplejidad **bajo,** es de 25 años, por lo tanto, el año horizonte es 2047 y la población de diseño es de 20 personas.

Los aportes a la red sanitaria, están relacionados al caudal de aguas residuales que ingresa al sistema y cuya fuente de emisión son las viviendas, o zonas residenciales, las edificaciones industriales, institucionales, y comerciales, además del caudal por infiltración y el caudal por posibles conexiones erradas al sistema, estos son los aportes que finalmente ingresan a la planta de aguas residuales. En este caso los aportes son

exclusivamente de aguas residuales institucionales y se asimilan a aguas residuales domésticas.

Para determinar el aporte por aguas residuales se utiliza la siguiente expresión:

$$Q_{ARD} = \frac{C * P * R}{86400}$$

El coeficiente R, coeficiente de retorno, hace referencia al porcentaje de caudal que es captado por el sistema de alcantarillado en relación al caudal de agua potable que ingresa a las edificaciones. Esto, teniendo en cuenta que hay diversas actividades en las que el agua utilizada no va al alcantarillado.

El coeficiente de retorno adoptado R es de 0.85 según la RAS 2000

Para determinar la dotación neta, se emplea la resolución 330 de 2017 (RAS 2017) la cual con baseen la altura promedio de la zona de estudio se calcula la dotación neta de esta.

Tabla 3. Dotación neta máxima.

ALTURA PROMEDIO SOBRE EL NIVEL DELMAR DE LA ZONA ATENDIDA	DOTACION NETA MAXIMA (L/HAB*DIA)
> 2000 m.s.n.m	120
1000 – 2000 m.s.n.m	130
< 1000 m.s.n.m	140

Fuente: Resolución 330 de 2017 (Tabla 1).

La zona de estudió presenta una altura entre 1000-2000 msnm, de acuerdo con la tabla 3 esta corresponde a una dotación meta máxima de 130 L/HAB*DIA.

El caudal de agua residual doméstico es:

$$QARD = \frac{130\ L/hab\text{-}Dia \times 20 \times 0.85}{86400\ seg} = 0.025\ L/seg$$

Como al alcantarillado solo llegan aguas residuales domésticas, el caudal medio diario (Q_{MD}) esigual al aporte de las aguas residuales domésticas.

$$Q_{MD} = 0{,}025\ ^{L}/_{S}$$

Se se va a implementar una cámara de cribado ubicada antes de la planta para evitar que elementos como papel higiénico, toallas, basura de gran dimensión entre y ocasione

taponamiento en los ductos de salida del almacenamiento o en el FAFA y cause daños al correcto funcionamiento del sistema. La cámara de cribado a tendrá un mantenimiento manual que se recomienda sea diario mientras el Centro de Salud este en funcionamiento.

9.2 TRATAMIENTO PRIMARIO - TANQUE SEPTICO:

Un tanque séptico es aquel tanque que recibe y trata las aguas residuales que provienen de una vivienda o edificación. En este sistema la parte sólida de las aguas residuales es separada por un proceso de sedimentación, y a través del denominado "proceso séptico" se estabiliza la materia orgánica de esta agua para lograr transformarla en un barro o lodo inofensivo.

- **Dimensionamiento del Sistema**

  A continuación, se presenta los datos generales para el dimensionamiento del tanque septico según lametodologia simplificada establecida en el titulo E de la RAS 2000:

NIVEL DE COMPLEJIDAD	BAJO	
POBLACIÓN CONTRIBUYENTE	20	HBTES
TEMPERATURA AMBIENTE PROMEDIO	20	°C
CONTRIBUCIÓN PERCAPITA DE AGUA	70	LTS/HBTE-DIA
CONTRIBUCION PERCAPITA DE LODO	0,2	
INTERVALO DE LIMPIEZA DELL TANQUE	1	AÑO
CONTRIBUCIÓN DIARIA	1400	LTS
TIEMPO DE RETENCIÓN	1	DIA
TASA DE ACUMULACIÓN DE LODO	65	

El tamaño del tanque séptico se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$\mathbf{Vu = 1000 + Nc\ (CT + KLf)}$$

Donde:
Vu = Volumen útil
Nc = Población
C = Contribución de aguas residuales
T = Tiempo de retención (Días)
K = Tasa de acumulación de lodos digeridos
Lf = Lodo fresco (L/día)

Para estimar la contribución de aguas residuales se utilizó la tabla E.7.1. del RAS 2000:

Tabla 5. Contribución de aguas residuales por persona.

Predio	Unidades	Contribución de aguas residuales (C) y lodo fresco L_f (L / dia)	
Ocupantes permanentes	persona	C	L_f
Residencia	persona	160	1
Clase alta	persona	130	1
Clase media	persona	100	1
Clase baja	persona	100	1
Hotel (excepto lavandería y cocina)		80	1
Ocupantes temporales	persona	70	0.30
Oficinas temporales	persona	50	0.20
Edificios públicos o	persona	50	0.20
comerciales	persona	50	0.20
Escuelas	persona	6	0.10
Bares	comida	25	0.01
Restaurantes	local	2	0.02
Cines, teatros o locales de corta permanencia	tasa sanitaria	480	4.0
Baños públicos Fábrica en general			

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Económico - Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000)

Tomamos como base Edificios Público una contribución de 50 L/ dia y adicionamos 20 L/dia por tratarse de un centro de salud.

En cuanto al tiempo de retención se utilizó la tabla E.7.2 del RAS 2000:

Tabla 7. Tiempos de retención.

Tiempos de retención

Contribución diaria (L)	Tiempo de retención (T)	
	dias	horas
Hasta 1,500	1.00	24
De 1,501 a 3,000	0.92	22
De 3,000 a 4,500	0.83	20
4,501 a 6,000	0.75	18
6,001 a 7,500	0.67	16
7,501 a 9,000	0.58	14
mas de 9,000	0.50	12

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Económico - Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000)

El **tiempo de retención** para el tanque séptico y teniendo en cuenta la contribución diaria total de los habitantes del centro de salud (1400 L) es de 1,0 días.

La **tasa de acumulación** de lodos digeridos se determinó según la Tabla E.7.3. del RAS 2000:

Tabla 8. Valores de tasa de acumulación de lodos digeridos.

Valores de tasa de acumulación de lodos digeridos

Intervalo de limpieza (años)	Valores de K por intervalo temperatura ambiente (t) en °C		
	t ≤ 10	10 ≤ t ≤ 20	t ≥ 20
1	94	65	57
2	134	105	97
3	174	145	137
4	214	185	177
5	254	225	217

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Económico - Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000)

Considerando una limpieza anual y que la temperatura ambiente oscila entre 20,5°C y 21,9°C (21) se tiene un **valor K** de 97.Con base en lo anterior, el volumen del tanque séptico del Centro de Salud, se determina así:Para determinar la profundidad útil se utilizó la tabla (RAS E.3.3):

Tabla 9. Valores de profundidad útil

Valores de profundidad útil

Volumen útil (m³)	Profundidad útil mínima (m)	Profundidad útil máxima (m)
Hasta 6	1.2	2.2
De 6 a 10	1.5	2.5
Más de 10	1.8	2.8

Fuente: (Ministerio de Desarrollo Económico - Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000)

Para elegir la geometría para el tanque séptico se tiene en cuenta los criterios establecidos en el RAS 2000 “Los tanques pueden ser cilíndricos o prismáticos rectangulares. Los cilíndricos se utilizan cuando se quiere minimizar el área útil aumentando la profundidad, y los prismáticos rectangulares en los casos en que se requiera mayor área horizontal o mayor profundidad.” (Ministerio de Desarrollo Económico - Dirección de Agua Potable y Saneamiento Básico, 2000).

Tabla 10. Calculo del volumen del Tanque Séptico

CAUDAL MEDIO	2210	LTS/ DIA
POBLACION	20	HBTES
TIEMPO DE RETENCION	1	DIA
CONTRIBUCIÓN DE AGUAS RESIDUALES	70	LTS/HBTE-DIA
VOLUMEN UTIL	2660	LTS/ DIA
TOMAMOS VOLUMEN UTIL COMERCIAL	2660	LTS

El caudal de salida del tanque sépticos será de 0.025 L/s intermitentes durante toda la jornada. Y teniendo en cuenta que el tanque séptico remueva parte de la DBO, se supone una DBO del vertimiento según Romero de 200 mg/L

Tabla 12. Características de un agua residual doméstica típica.

Tabla 1.6
Características de un agua residual doméstica típica[3]

Parámetro	Magnitud	
DBO	200	mg/L
DQO	400	mg/L
Sólidos suspendidos totales	200	mg/L
Solidos suspendidos volátiles	150	mg/L
Nitrógeno amoniacal	30	mg/L - N
Ortofosfatos	10	mg/L - P

Con el fin de determinar el porcentaje de remoción del sistema de tanque séptico se toma como referencia latabla E.4.2 del Título E de la RAS 2000.

Tabla 13. Eficiencia típicas de remoción.

TABLA E.4.2
Eficiencias típicas de remoción

	Eficiencia en la remoción de constituyentes, porcentaje						
Unidades de tratamiento	**DBO**	**DQO**	**SS**	**P**	**N Org**	**NH_3-N**	**Patógenos**
Rejillas	desp[1].	desp.	desp.	Desp.	desp.	desp.	Desp.
Desarenadores	0-5	0-5	0-10	Desp.	desp.	desp.	Desp.
Sedimentación primaria	30-40	30-40	50-65	10-20	10-20	0	desp.
Lodos activados (convencional)	80-95	80-95	80-90	10-25	15-20	8-15	desp.
Filtros percoladores							desp.
Alta tasa, roca	65-80	60-80	60-85	8-12	15-50	8-15	
Super tasa, plástico	65-85	65-85	65-85	8-12	15-50	8-15	
Cloración	desp.	desp.	desp.	Desp.	desp.	desp.	100
Reactores UASB	65-80	60-80	60-70	30-40	---	---	desp.
Reactores RAP	65-80	60-80	60-70	30-40	---	---	desp.
Filtros anaerobios	65-80	60-80	60-70	30-40	---	---	desp.
Lagunas de oxidación							
Lagunas anaerobias	50-70	---	20-60	---	---	---	90-99.99
Lagunas aireadas	80-95	---	85-95	---	---	---	90-99.99
Lagunas facultativas	80-90	---	63-75	30	---	---	90-99.99
Lagunas de maduración	60-80	---	85-95	---	---	---	90-99.99
Ultravioleta	desp.	desp.	desp.	Desp.	desp.	desp.	100

Fuente: Título E.4.2. RAS 2000

Cálculo de la concentración de DBO de salida:

$$DBO\ salida\ del\ tanque\ séptico = DBO\ inicial * (100 - \%remoción)$$

$$DBO\ salida\ del\ tanque\ séptico = 200\ {}^{mg}/_{L} * (100 - 30\%)$$

$$DBO\ salida\ del\ tanque\ séptico = 140\ {}^{mg}/_{L}$$

9.3 TRATAMIENTO SECUNDARIO – FILTRO ANAEROBIO

ARTÍCULO 175. Resolución 330 de 2017 Filtro anaeróbico de flujo ascendente. Los filtros anaeróbicosde flujo ascendente (FAFA) se construyen como una cámara anexa al final del pozo séptico o como una cámara independiente. En el lecho filtrante se usará material plástico (rosetones).

Ilustración 4. Rotoplas de 5.000 L

Tabla 14. Parámetros de entrada para el diseño del filtro anaerobio de flujo ascendente.

DISEÑO FAFA		
Parámetros de entrada	**Valores**	**Referencia**
Caudal de diseño Qdis (L/s)	0,025	Caudal pico
Eficiencia de remoción esperada del filtro (E)	65	Asumido para DBO5 según RAS2000
DBO5 inicial (mg/L)	140	Asumido para un ARD típica

DBO5 de salida al filtro (mg/L)	50	DBO a la salida del filtro
Coeficiente característico del sustrato (K)	1,2	Tabla E.4.29 RAS. 2000
Porosidad – Po (plástico)	0,95	Tabla E.7.6
Coeficiente de porosidad (m)	0,665	Tabla E.7.6
Altura útil asumida del medio filtrante (H en m)	0.90	Sección E.4.7.9.2. Asumidos del fabricante
Geometría	cilíndrica	Datos del fabricante
Diámetro tubería P.V.C de entrada (m)	0,1016	Sección E.4.7.9.2. RAS 2000

Se asume un tiempo de media de diseño de TRH: 12 horas para ajustar el dimensionamiento a los volúmenes comerciales de los sistemas de tratamiento plásticos.

El volumen del FAFA será :

VL= Qdis x TRH

VL= 0.025 l/seg x 43.200 seg= 1080 lts

El volumen Total del FAFA: VT= VL/Po

VT= 1080 lts/0.95

VT= 1136 lts

Por facilidad de instalación, operación y mantenimiento se propone sun SISTEMA SEPTICO INTEGRADO que es de fácil transporte al sitio del proyecto.
Los volúmenes de las estructuras calculadas son las siguientes:

Pozo Septico: 2660 lts
Filtro Anaerobio: 1136 Lts

Las capacidades comerciales de los Sistemas septicos integrados son:

Tabla N°1 CAPACIDAD DE LOS SISTEMAS SÉPTICOS INTEGRADOS

VOLUMEN TOTAL (LITROS)	TANQUE SÉPTICO VOLUMEN(LITROS)	FILTRO ANAEROBIO	
		Vol (lt)	N° de Rosetones
1650	1100	550	180
2000	1330	670	250
3000	2000	1000	370
5000	2500	2500	935
7500	5000	2500	935
10000	7500	2500	935
12500	7500	5000	1870
15000	10000	5000	1870
17500	12500	5000	1870
20000	15000	5000	1870
25000	15000	10000	3740
30000	20000	10000	3740
35000	25000	10000	3740
40000	25000	15000	5600
45000	30000	15000	5600
50000	35000	15000	5600

A las dimensiones comerciales se ajusta un sistema en paralelo de dos líneas de 2000 lts de la siguiente manera:

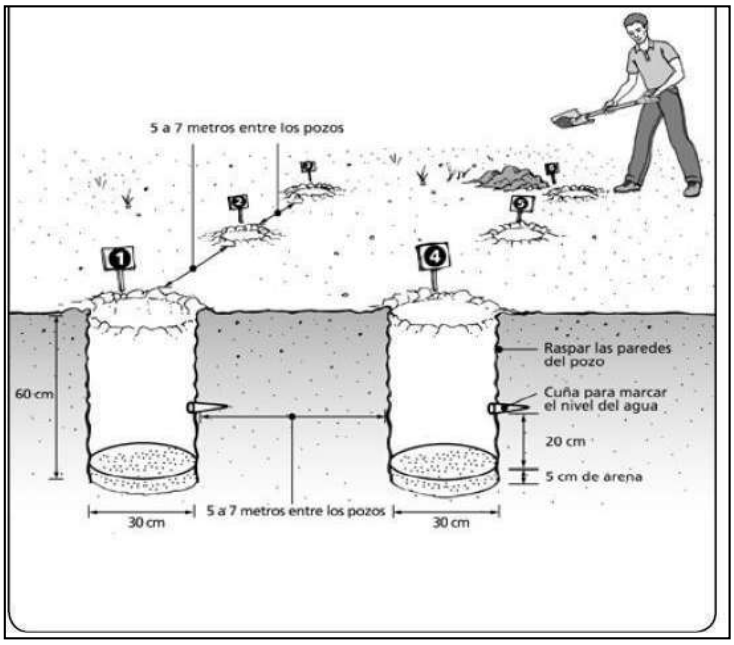
SISTEMA	VOLUMEN TOTAL (LTS)	TANQUE SEPTICO (LTS)	FILTRO ANAEROBIO (LTS)
LINEA 1	2000	1330	670
LINEA 2	2000	1330	670
TOTAL	**4000**	**2660**	**1340**

Con lo propuesta realizada se cumple con los requerimentos del sistema de tratamiento.

9.4 <u>DISPOSICIÓN FINAL POZOS DE INFILTRACIÓN</u>:

Una vez revisadas las medidas necesarias de seguridad, se procede a revisar, verificar que el equipoy las herramientas para la generación de la prueba esté disponible y en buenas condiciones y se da inicio a la prueba de percolación.

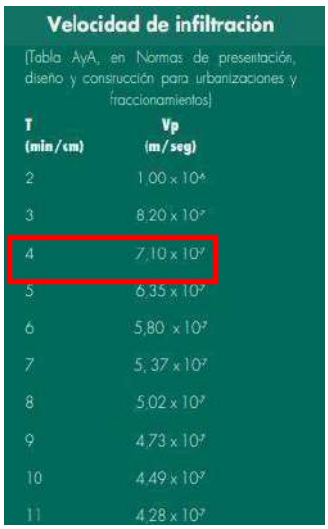
• Procedimiento de la Prueba de Percolación:



- Inicialmente, se realiza una inspección al sitio para seleccionar los puntos de muestreo días antes de la prueba se revisa y verifica el equipo, tanto de seguridad como el tecnológico para desarrollo delproyecto.
  Nota: Previamente se recomendó que la prueba se hiciera en un área donde el suelo no fuese excesivamente rocoso, con árboles cercanos (raíces) o fuentes superficiales cercanas (quebradas, ríos,entre otros).
- En el campo o área del proyecto, el funcionario, se coloca lo necesario del equipo de seguridad, posteriormente procede a alistar el equipo; el mismo debe estar listo para su colocación en el sitio de estudio, posteriormente con el GPS, efectué la lectura de las coordenadas del lugar.
- Seguidamente, se excavo un pozo de geometría cubica (0.5*0.4*0.4); removiendo piedras o raícesque afecten la ejecución del estudio.
- Se raspa cuidadosamente el fondo y las paredes del agujero perforado con el filo de un cuchillo oun instrumento punzocortante, para remover cualquier superficie de suelo remoldeado y proporcionaruna interfase natural del suelo en el cual pueda filtrarse el agua. Se retira todo material suelto del agujero; se agregan 10 centímetros de arena fina para proteger el fondo contra socavaciones y sedimentos.

- Para asegurar una completa saturación y expansión del suelo, se mantiene el agujero menor lleno de agua durante un período conveniente de 24 horas consecutivas, previo a la prueba o toma de lecturas. La saturación del suelo es muy importante porque los sistemas de infiltración deben funcionar correctamente en las épocas de lluvia. Con esta etapa se pretende simular ese hecho. Y si no se realiza en forma correcta, los sistemas que se dimensionen con datos errados, no funcionarán cuando las personas requieran utilizar los sistemas de saneamiento en los períodos de alta precipitación y saturación natural de los terrenos.
- Pasado el período de saturación, indicado en el punto anterior, se ajusta la profundidad del agua a por lo menos 30 centímetros sobre la arena colocada en el fondo. Desde un punto de referencia fijo, se mide el nivel de agua a intervalos de 15 minutos durante un período entre 4 y 6 horas, añadiendo agua sobre la grava cuando sea necesario (se agrega agua cuantas veces se requiera dentro del período establecido para la toma de datos). El descenso que ocurra en los últimos 15 minutos se usa para calcular la tasa de infiltración, usualmente expresada en minutos/cm.
- La diferencia de lecturas, al inicio y al final del último período de 15 minutos, es la que se utiliza para definir la tasa de infiltración (T), la cual se expresa generalmente en minutos/centímetro.

Reportandose una tasa de infiltración de 4 cm/min



Velocidad de infiltración

(Tabla AyA, en Normas de presentación, diseño y construcción para urbanizaciones y fraccionamientos)

T (min/cm)	Vp (m/seg)
2	1.00×10^{-6}
3	8.20×10^{-7}
4	7.10×10^{-7}
5	6.35×10^{-7}
6	5.80×10^{-7}
7	5.37×10^{-7}
8	5.02×10^{-7}
9	4.73×10^{-7}
10	4.49×10^{-7}
11	4.28×10^{-7}

VELOCIDAD DE INFILTRACIÓN:

VELOCIDAD DE INFILTRACIÓN: 7.10 X $^{-7}$ m/seg

No. DE HABITANTES: 20

CAUDAL DE AGUAS RESIDUALES POR HABITANTE: 130 LTS/HABITANTE/ DIA

CAUDAL: 20 HABITANTES X 130 LTS /HABITANTE/ DIA = 2210 LITROS/DIA
CAUDAL DE INFILTRACIÓN: $2.56X10^{-5}$ m^3/seg

AREA DE TERRENO REQUERIDA PARA LA INFILTRACIÓN:

Q= A x V

A= Área (m^2)
V= Velocidad (m/seg)
Q= Caudal (m^3/seg)

A= Q/V
A= $2.56X10^{-5}$ m^3/seg /7.10 X $^{-7}$ m/seg = 36,026 m^2

Se recomienda un dos pozos de infiltración por disponibilidad limitada del área disponible, cada pozo con un área de contacto lateral de 18 m^2

Se propone una excavación cuadrada de lado = 2 mts

Area de contacto= L x H

L= Longitud (m)
H= altura (m)
A= Área (m^2)

= 4.0 x 2 m=8 m

H=A/L
H= 18 m^2/8 m
H= 2.25 m
Por seguridad tomamos H= 2.50 m

Para facilitar el contacto del las aguas vertidas y su infiltración al terreno los pozos de absorción se proveerán de un material de filtro como se indica en los planos.

10.0 OPERACIÓN Y MANTENIMIENTO

- MANTENIMIENTO LA CAMARA DE CRIBADO

- ✓ Debe ser revisada regularmente para prevenir el paso de solidos gruesos al tanque séptico.
- ✓ La frecuencia de limpieza se hará diariamente.
- ✓ Se debe extraer los solidos con un recipiente apropiado y disponerlos en el relleno sanitario o en su defecto, se deben depositar en un hueco hecho previamente y roseado con CAL en las

paredes y en el fondo, se debe agregar cal a los solidos se deja escurrir el líquido.
- ✓ Finalmente se cubre el hueco con la tierra extraída del mismo.

- MANTENIMIENTO TANQUE SÉPTICO

El mantenimiento de un pozo séptico debe hacerse anualmente, pero es necesario inspeccionarlo por lo menos cada seis meses para determinar cuándo hay que darle mantenimiento
Inspección: El grosor de la nata se mide con una vara que se introduce en la capa de la nata. Si tiene más de 15 cm, de espesor se debe extraer aproximadamente el 70%, dejando una parte que es rica en bacterias para que continúe su proceso de descomposición de la materia orgánica. El lodo se mide con una vara larga con una toalla clara amarrada en el punto de abajo. Se sumerge la vara y se deja 3 o 4 minutos tocando el fondo; al sacar la vara aparece marcando un poco más oscuro el nivel del lodo en la toalla. Si el nivel de lodo tiene más de 25 cm, se debe extraer aproximadamente el 70% con una pala o con un recipiente en forma de cucharon. Este proceso debe hacerse lentamente para sacar los lodos sin necesidad de vaciar el tanque.

Nota: No es necesario vaciar el tanque, pues en caso de haber un nivel freático alto o de lluvia cuando el tanque este vacío, puede flotar o se puede deformar o dañar.

- MANTENIMIENTO FILTRO ANAEROBIO (FAFA)

El mantenimiento de la unidad de filtración es muy importante y debe hacerse de acuerdo a las siguientes recomendaciones:

a) Cerrar el afluente y evacuar el agua remanente en el filtro
b) Realizar el lavado superficial de la unidad
c) Realizar el lavado y cambio del material de soporte si es necesario
d) Mantener la estructura tapada, pero previendo dejar la tubería de escape de gases a la atmosfera.

- OTROS ASPECTOS A TENER EN CUENTA

- ✓ Engrasado de los dispositivos de apertura de compuertas (mensualmente).
- ✓ Inspección minuciosa de la unidad, resane de deterioros en la estructura, reparación o cambio de válvulas y compuertas (anualmente).

Los aspectos operacionales y de mantenimiento deben ser considerados desde la fase de planeación del proyecto. Se considera, entre otras funciones principales del operador de un sistema de tratamiento, el control del flujo, el monitoreo de la calidad del agua, la limpieza de las unidades y la ejecución de actividades generales de mantenimiento. Una herramienta importante para el operador

y que contribuye a alcanzar un mejor control sobre el funcionamiento del sistema, es la ficha de control, la cual debe ser llevada diariamente según el programa de seguimiento acordado con el ente de soporte en control y vigilancia de la calidad del agua. Los registros obtenidos para los parámetros de interés deben ser comparados con los valores deseables, a fin de establecer la eficiencia en el funcionamiento del sistema de tratamiento y tomar las acciones en caso de ser necesarias.

10.1 Diseño y cálculo de bomba para red en caso de desabastecimiento.

Calculo de potencia de la bomba

Ecuación de potencia para bomba

$$P(hp) = \frac{\mathrm{Q} * \mathrm{p} * g * \mathrm{hB}}{746 * \mathrm{e}}$$

Donde:

Q= Caudal (m^3/s)

Po=Potencia de la bomba (hp)

p= Densidad del agua (kg/m^3)

g**=** Gravedad (9.8m/s^2)

hB= Cabeza neta de la bomba(m)

e= Eficiencia (75%) asumido

746w=1hp

Para el cálculo de la cabeza neta, se procede a implementar la ecuación de Bernoulli:

$$h1 + \frac{V1^2}{2g} + \frac{P}{p} + hB = h2 + \frac{V2^2}{2g} + \frac{P}{p} + \mathrm{hp1} + 2$$

Donde:

h2= Cota diseño del punto con deficiencias de presión

V1= Velocidad en el punto inicial

P1=Presión en el punto inicial

hB= Cabeza neta de la bomba

h2= Cota de diseño punto crítico

V2= Velocidad punto critico

Hp1+2= Perdidas por fricción en el tramo

Se tiene entonces los siguientes datos:

Longitud de succión 0.6 m

Diámetro y tipo tubería de succión 1 1/2" (0.04 m) (RDE 21)

Q= 1.6 L/s (0.0016 m3/s)

p= 998 Kg/m3

g= 9.8 m/s2

e = 0.75

Se plantea la ecuación de Bernoulli en base a las siguientes suposiciones:

1. El nivel de referencia es la cota eje del tubo en conexión al tanque que a su ves es el mismo de la bomba.
2. La conexión al tanque será en la parte inferior haciendo que el nivel de agua y flujo se suponga constante, y como es un tanque abierto la presión será la atmosférica.
3. La altura máxima en el punto necesario será de 1.1 m correspondiente a una ducha.
4. La presión máxima deseada será de 20 mca.
5. Las perdidas máximas de la red son 18.1 (apreciar anexo de pérdidas totales del sistema).
6. Al conocer el caudal necesario y el diámetro de la tubería de la salida a la red se puede determinar la cabeza de velocidad en el punto 2.

Se sustituyen valores y se tiene entonces que la ecuación de Bernoulli queda:

$$hB = 1.10m + 0.083m + 20m + 18.10m$$
$$hB = 39.3\,m$$

Al sustituir en la ecuación:

$$P(hp) = \frac{\mathrm{Q} * \mathrm{p} * g * \mathrm{hB}}{746 * \mathrm{e}}$$

Se tiene entonces:

$$(hp) = \frac{0.0016\frac{\mathrm{m3}}{\mathrm{s}} * \frac{998\mathrm{Kg}}{\mathrm{m3}} * 9.8\frac{m}{s} * 39.3\mathrm{m}}{746 * 0.75}$$

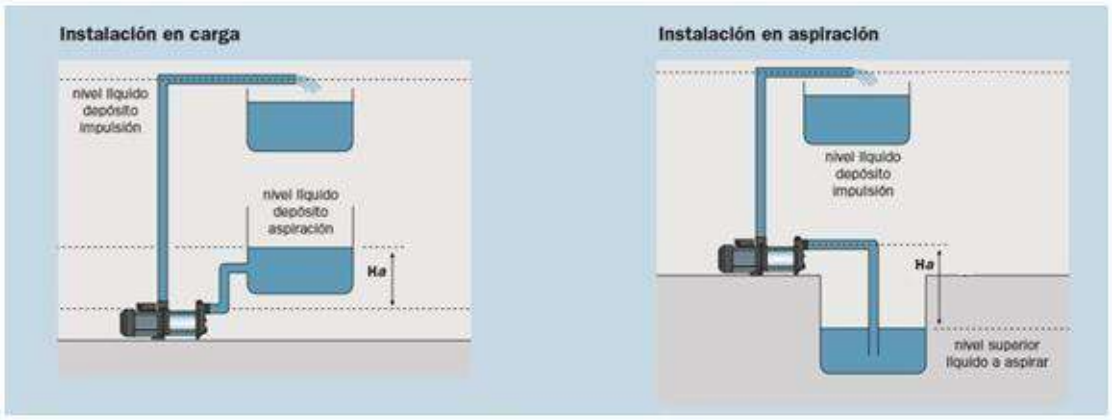
$$(hp) = 1.09\,Hp$$

Se recomienda de 1 Hp

Calculo NPSH

El cálculo del NPSH permite determinar si una bomba va a cavitar. El fenómeno de la cavitación puede causar daños en la bomba. El fabricante de la bomba nos proporciona del valor del NPSH

requerido para un determinado punto de trabajo, este valor debe de compararse con el NPSH disponible en la instalación. Para que la bomba pueda funcionar adecuadamente el NPSH requerido debe de ser inferior al NPSH disponible en la instalación, considerando siempre cierto margen de seguridad.



Si la instalación es en carga:

$$NPSH_{disp} = 10^5 * \frac{(p_l - p_v)}{\rho * g} + H_a - h_a$$

Para una instalación en aspiración:

$$NPSH_{disp} = 10^5 * \frac{(p_l - p_v)}{\rho * g} - H_a - h_a$$

Como este es un sistema de tipo carga y se asume una temperatura de 10°C

Pl= 1 bar

Pv= 0.012 bar

P= 998 Kg/m3

g= 9.8m/s2

Nivel de altura de tanque a conexión = 1.2 m

Perdida en la línea de succión = 0.5 m

NPSH dis 10.8

Es decir, cualquier bomba con un valor NPSHreq < 10 m, puede ser utilizada en esta instalación (recordemos que hay que restar al NPSHdisp 0,5 metros por seguridad). La selección la realizaremos del catálogo del fabricante. Cuyos anexos serán externos.

Calculo de micro medidor

$EEA = 20$

$Caudal$

$\mathrm{O}probable: 0.1163 * UA^{0.6975}$

$\mathrm{O}probable: 0.1163 * 20^{0.6975} = 0.94lps$

$Factor\ F = 0.5 - 0.75$

Se adopta 0.5

$Q = 0.94 * 0.5 = 0.47lps * \frac{1m^3}{100l} = \mathbf{0.0004}7m^3$ **/s**

Calculo del diámetro

$$D = \frac{\sqrt{\frac{4 * Q}{v * \pi}}}{0.0254}$$

$$D = \frac{\sqrt{\frac{4 * 0.47/1000}{2 * \pi}}}{0.0254}$$

$D = 0.68\ in$

Se adopta un diámetro de 1 pulgada.

11 CONCLUCIONES Y RECOMENDACIONES

- No fue posible suministrar directamente el agua al centro de salud porque el diámetro de la red pública no cumplía con las condiciones de presión ni de caudal, y al hacerlo directamente en esas condiciones se descompensaría el abastecimiento general de la población afectando a la comunidad.

- Las características del sistema de la bomba a utilizar el la red de distribución de agua potable es la siguiente: Diámetro de succión 2.5", diámetro de impulsión 1.5" , eficiencia mínima 65%, cabeza de 29 m mínimo, caudal de servicio Q = 2.30 l/sg. El hidroflo se adaptará a las características que indique el proveedor para la bomba descrita.

- Se calculó las características de un micromedidor para la red potable en el evento que los administradores del acueducto veredal requieran de su instalación.

- Los aparatos sanitarios a instalar deberán cumplir con las presiones indicadas en los cálculos de la red.

- La red sanitaria descargará sus aguas residuales al sistema de tratamiento propuesto en Tubería sanitaria de 4" y con una pendiente no menor al 2%, para su adecuado funcionamiento.

- El sistema de tratamiento propuesto consiste en una cámara de cribado de entrada, un Sistema Séptico Integrado Plástico (pozo séptico y filtro anaerobio) con dos líneas en paralelo con una capacidad de 2000 Lts cada una y que finalmente entregaran su descargas a dos pozos de absorción de 18 m^3 de capacidad.

- La red pluvial está compuesta por cuatro (4) bajantes de 4" que entregan las aguas lluvias a un canal perimetral que a su vez descarga al drenaje natural del terreno.

- En el evento de que se requiera realizar alguna modificación al diseño propuesto se deberá informar al diseñador para su aval, si se omite esta recomendación el diseñador no se hace responsable de las modificaciones del proyecto hidrosanitario propuesto.

ANEXOS

- **CALCULO DE LA ACUMULACIÓN DE UNIDADES Y LAS LONGITUDES ESQUIVALENTES POR ACCESORIOS EN LA RUTA CRÍTICA DEL CONSULTORIO DE ENFERMERIA (INODORO)**

acumulación de unidades

WC-1			UNIDAD SUMINISTRO	TOTAL UND	TOTAL NETO	-
CANT.	-	APARATO				
1	-	INODORO TANQUE	5	5	1	-
			TOTAL	5	1	
PARA	K2	1		SALIDAS EL K1 ES:		1
				unidades	5	
SON 1 PISOS				unidades anteriore	0	5
				se toman:	5	UND

accesorios por tramos

WC-1				
tee lateral	0,75	1	1,02	1,02
reduccion	0,5	1	0,06	0,06
codo_90	0,5	2	0,36	0,72
valvula_comp_a	1	1	0,13	0,13
			total	1,93

acumulación de unidades

1*2			UNIDAD SUMINISTRO	TOTAL UND	TOTAL NETO	-
CANT.	-	APARATO				
2	-	LAVAMANOS	1,5	3	2	-
1	-	DUCHA + AC	4	4	1	-
						-
						-
						-
						-
						-
						-
						-
						-
						-
						-
			TOTAL:	7	3	
PARA	K2	3		SALIDAS EL K1 ES:		1
				unidades	7	
SON 1 PISOS				unidades anteriore	5	12
				se toman:	12	UND

accesorios por tramos

1*2				
tee directa	0,75	1	0,29	0,29
tee lateral	0,75	1	1,02	1,02
reduccion	0,75	1	0,08	0,08
valvula_comp_a	0,75	1	0,10	0,1
valvula_comp_a	0,75	1	0,10	0,1
codo_90	0,75	1	0,49	0,49
			total	2,08

acumulación de unidades							*accesorios por tramos*				
2*3			UNIDAD SUMINISTRO	TOTAL UND	TOTAL NETO	-	2*3				
CANT.	-	APARATO					tee directa	1,5	1	0,55	0,55
1	-	POCETA DE ASEO	2,25	2,25	1	-	reduccion	1	1	0,11	0,11
				TOTAL	2,25	1					
PARA	K2	1		SALIDAS EL K1 ES:							
				unidades	2,25						
SON 1 PISOS				unidades anteriore	12	14,25					
					se toman:	16	UND			total	0,66

acumulación de unidades							*accesorios por tramos*				
3*4			UNIDAD SUMINISTRO	TOTAL UND	TOTAL NETO	-	3*4				
CANT.	-	APARATO					tee directa	1,5	1	0,55	0,55
1	-	POCETADEASEO	2,25	2,25	1	-	tee lateral	1,5	1	1,79	1,79
2	-	INODORO TANQUE	5	10	2	-	codo_90	1,5	1	0,87	0,87
7	-	LAVAMANOS	1,5	10,5	7	-					
2	-	FREGADERO COCINA	4	8	2	-					
				TOTAL	30,75	12					
PARA	K2	12		SALIDAS EL K1 ES:							
				unidades	30,75						
SON 1 PISOS				unidades anteriore	16	46,75					
					se toman:	46	UND			total	3,21

acumulación de unidades

4*5			UNIDAD SUMINISTRO	TOTAL UND	TOTAL NETO	-
CANT.	-	APARATO				
2	-	INODORO TANQUE	5	10	2	-
5	-	LAVAMANOS	1,5	7,5	5	-
2	-	DUCHA + AC	4	8	2	-
2	-	POCETA DE ASEO	2,25	4,5	2	-
						-
						-
						-
						-
						-
						-
						-
						-
				TOTAL :	30	11
PARA	K2	11		SALIDAS EL K1 ES:		1
				unidades	30	
SON 1 PISOS				unidades anteriore	46	76
				se toman:	75	UND

accesorios por tramos

4*5				
tee directa	1,5	1	0,55	0,55
cheque	1,5	1	3,20	3,2
valvula_comp_a	1,5	1	0,19	0,19
			total	3,94

acumulación de unidades

5*B			UNIDAD SUMINISTRO	TOTAL UND	TOTAL NETO	-
CANT.	-	APARATO				
				TOTAL :	0	0
PARA	K2	0		SALIDAS EL K1 ES:		1
				unidades	0	
SON 1 PISOS				unidades anteriore	75	75
				se toman:	75	UND

accesorios por tramos

5*B				
valvula_comp_a	1,5	1	0,19	0,19
cheque	1,5	1	3,20	3,2
			total	3,39

CALCULO DE LA ACUMULACIÓN DE UNIDADES Y LAS LONGITUDES ESQUIVALENTES POR ACCESORIOS EN LA RUTA CRÍTICA DE LA SALA DE CITOLOGÍA (INODORO)

acumulación de unidades

WC-6			UNIDAD SUMINISTRO	TOTAL UND	TOTAL NETO	-
CANT.	-	APARATO				
1	-	INODORO TANQUE	5	5	1	-
				TOTAL :	5	1
PARA	K2	1		SALIDAS EL K1 ES:		1
				unidades	5	
SON 1 PISOS				unidades anteriore	0	5
				se toman:	5	UND

accesorios por tramos

WC-6				
tee lateral	0,75	1	1,02	1,0
reduccion	0,5	1	0,06	0,0
codo_90	0,5	2	0,36	0,7
valvula_comp_a	1	1	0,13	0,1
			total	1,9

acumulación de unidades

6*7			UNIDAD SUMINISTRO	TOTAL UND	TOTAL NETO	-
CANT.	-	APARATO				
2	-	LAVAMANOS	1,5	3	2	-
1	-	DUCHA + AC	4	4	1	-
						-
						-
						-
						-
						-
						-
						-
						-
						-
				TOTAL :	7	3
PARA	K2	3		SALIDAS EL K1 ES:		1
				unidades	7	
SON 1 PISOS				unidades anteriore	5	1
				se toman:	12	UND

accesorios por tramos

6*7				
tee directa	0,75	1	0,29	0,2
tee lateral	1	1	1,28	1,2
reduccion	0,75	1	0,08	0,0
valvula_comp_a	0,75	1	0,10	0,
			total	1,7

acumulación de unidades

7*4			UNIDAD SUMINISTRO	TOTAL UND	TOTAL NETO	-
CANT.	-	APARATO				
2	-	POCETA DE ASEO	2,25	4,5	2	-
4	-	LAVAMANOS	1,5	6	4	-
1	-	INODORO TANQUE	5	5	1	-
1	-	DUCHA + AC	4	4	1	-
			TOTAL	19,5	8	
PARA	K2	8		SALIDAS EL K1 ES:		1
				unidades	19,5	
SON 1 PISOS				unidades anterior	12	31,5
				se toman:	32	UND

accesorios por tramos

7*4				
tee directa	1,25	3	0,46	1,38
tee directa	1,5	1	0,55	0,55
valvula_comp_a	1,25	1	0,16	0,16
reduccion	1,25	1	0,13	0,13
reduccion	1	1	0,11	0,11
			total	2,33

acumulación de unidades

4*5			UNIDAD SUMINISTRO	TOTAL UND	TOTAL NETO	-
CANT.	-	APARATO				
2	-	POCETA DE ASEO	2,25	4,5	2	-
3	-	INODORO TANQUE	5	15	3	-
9	-	LAVAMANOS	1,5	13,5	9	-
2	-	FREGADERO COCINA	4	8	2	-
1		DUCHA + AC	4	4	1	
			TOTAL	45	17	
PARA	K2	17		SALIDAS EL K1 ES:		2
				unidades	45	
SON 1 PISOS				unidades anterior	32	7
				se toman:	75	UND

accesorios por tramos

4*5				
tee lateral	1,5	1	1,79	1,79
			total	1,79

acumulación de unidades

5*B			UNIDAD SUMINISTRO	TOTAL UND	TOTAL NETO	-
CANT.	-	APARATO				
						-
						-
						-
						-
						-
						-
						-
				TOTAL:	0	0
PARA	K2	0		SALIDAS EL K1 ES:		1
				unidades	0	
SON 1 PISOS				unidades anteriore	75	75
				se toman:	75	UND

accesorios por tramos

5*B				
cheque	1,5	1	3,20	3,2
valvula_comp_a	1,5	1	0,19	0,19
			total	3,39

Calculo de pérdidas de red.

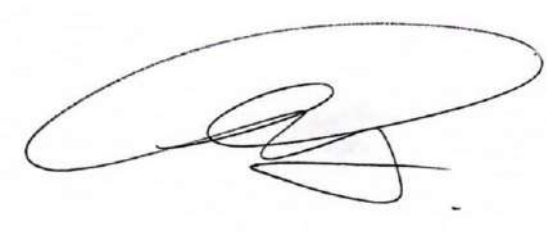
PREDIMENSIONAMIENTO DE REDES HIDRAULICAS - METODO DE HUNTER MODIFICADO - EC. HAZEN WILLIAMS														
TRAMO		LONGITUD (m)			DIAMETRO (pulg)		COEFICIENTE C	UNIDADES CONDUMO	CAUDAL (L/s)	PERDIDAS (m)				VELOCIDAD (m/s)
De	A	Tramo	Equivalente	LTotal	Nominal	Real				S (m/m)	hf	hm	Ht	
PRIMER PISO														
7	9	1.32	1	2.32	1/2	0.50	140	1.5	0.1	0.07452108	0.1728889	0.172888897	0.345777794	0.78431373
7	8	0.282	3	3.282	3/4	0.75	140	5	0.3	0.0789567	0.2591359	0.777407702	1.036543603	1.04575163
5	7	1.84	2.2	4.04	1 1/4	1.25	140	6.5	0.35	0.00872644	0.03525482	0.077560608	0.11281543	0.43921569
5	6	0.7	2.8	3.5	1/2	0.50	140	1.5	0.1	0.07452108	0.26082377	0.730306547	0.991130313	0.78431373
3	5	0.81	0	0.81	1 1/4	1.25	140	8	0.4	0.01117178	0.00904914	0	0.009049139	0.50196078
3	4	0.282	2.8	3.082	3/4	0.75	140	5	0.3	0.0789567	0.24334456	0.681364768	0.924709328	1.04575163
1	3	9.29	1.1	10.39	1 1/4	1.25	140	13	0.6	0.02365326	0.24575742	0.27033316	0.516090579	0.75294118
1	2	2.76	3.7	6.46	3/4	0.75	140	1.5	0.1	0.01034462	0.06682627	0.24725719	0.314083457	0.34858388
Y	1	0.51	1.1	1.61	1 1/4	1.25	140	14.5	0.75	0.03574165	0.05754406	0.063298464	0.120842523	0.94117647
Y	Z	0.7	2.8	3.5	1/2	0.50	140	1.5	0.1	0.07452108	0.26082377	0.730306547	0.991130313	0.78431373
Y	O	4	2.8	6.8	1 1/4	1.25	140	16	0.6	0.02365326	0.1608422	0.450358157	0.611200356	0.75294118
S	U	2.76	0.7	3.46	3/4	0.75	140	1.5	0.1	0.01034462	0.0357924	0.025054678	0.060847075	0.34858388
S	T	0.6	1.5	2.1	1/2	0.50	140	1.5	0.1	0.07452108	0.15649426	0.23474139	0.39123565	0.78431373
R	S	2.89	1.4	4.29	3/4	0.75	140	3	0.2	0.03729239	0.15998434	0.223978074	0.383962413	0.69716776
R	X	1.16	1.4	2.56	3/4	0.75	140	1.5	0.1	0.01034462	0.02648224	0.03707513	0.063557366	0.34858388
V	R	1	1.4	2.4	3/4	0.75	140	4.5	0.3	0.0789567	0.18949609	0.265294524	0.454790612	1.04575163
V	W	0.6	0.5	1.1	1/2	0.50	140	1.5	0.1	0.07452108	0.08197318	0.040986592	0.122959776	0.78431373
P	V	0.1	1.4	1.5	3/4	0.75	140	6	0.3	0.0789567	0.11843506	0.165809077	0.284244132	1.04575163
P	Q	0.97	0.5	1.47	1/2	0.50	140	1.5	0.1	0.07452108	0.10954598	0.054772991	0.164318973	0.78431373
O	P	0.31	1.4	1.71	3/4	0.75	140	7.5	0.4	0.13443912	0.2298909	0.32184726	0.55173816	1.39433551
M	O	13.88	1.3	15.18	1 1/2	1.50	140	23.5	1.1	0.02987274	0.45346821	0.589508673	1.042976883	0.95860566
M	N	4.51	5.6	10.11	3/4	0.75	140	1.5	0.1	0.01034462	0.10458414	0.585671201	0.690255344	0.34858388
C	M	10.32	2.8	13.12	1 1/2	1.50	140	25	1.1	0.02987274	0.39193036	1.097405018	1.489335381	0.95860566
J	L	1.53	1.4	2.93	3/4	0.75	140	5	0.3	0.0789567	0.23150105	0.324101476	0.555602531	1.04575163
J	K	1.08	2.4	3.48	1/2	0.50	140	1.5	0.1	0.07452108	0.25933335	0.622400028	0.881733373	0.78431373
H	J	0.1	0	0.1	3/4	0.75	140	6.5	0.35	0.1050124	0.01050124	0	0.01050124	1.22004357
H	I	0.282	2.1	2.382	3/4	0.75	140	5	0.3	0.0789567	0.18807487	0.394957222	0.58303209	1.04575163
F	H	1.4	0	1.40	1	1.00	140	11.5	0.6	0.07012015	0.09816821	0	0.098168214	1.17647059
F	G	0.6	2.8	3.4	3/4	0.75	140	1.5	0.1	0.01034462	0.03517172	0.098480815	0.133652535	0.34858388
D	F	0.1	0	0.1	1	1.00	140	13	0.6	0.07012015	0.00701202	0	0.007012015	1.17647059
D	E	0.7	2.4	3.1	3/4	0.75	140	4	0.3	0.0789567	0.24476578	0.587437874	0.832203654	1.04575163
C	D	2.3	0	2.30	1	1.00	140	17	0.9	0.14846076	0.34145975	0	0.34145975	1.76470588
B	C	3.7	2.8	6.5	1 1/2	1.50	140	42	1.6	0.05974762	0.3883595	1.087406597	1.475766096	1.39433551
B	BOMBA	2.5	3.3	5.80	1 1/2	1.50	140	42	1.6	0.05974762	0.34653617	1.143569356	1.490105524	1.39433551
Comentida	B	1.08	2.8	3.88	1 1/2	1.50	140	42	1.6	0.05974762	0.23182075	0.649098092	0.880918839	1.39433551
												SUMATORIA DE PERDIDAS	18.96	

longitudes equivalentes a perdidas localizadas (en metros de tuberia rectilinea)

Diametro		Codo 90° radio largo	Codo 90° radio medio	Codo 90° radio corto	Codo 45°	Curva 90° R/D=1-1/2	Curva 90° R/D=1	Curva 45°	Entrada normal	Entrada extendida o de borda	Valvula de corte abierta	Valvula de globo abierta	Valvula de globo en anguo abietta	Tee de paso directo	Tee de paso de lado	Tee de salida bilateral	Valvula de pie con coladera o filtro	Salida de tuberia	Valvula	
mm	pulg																			
13	1/2			0.5	0.2									0.						
19	3/4			0.7	0.3									0.		1.4				
25	1			0.8	0.4				0.3			8.2		0.		1.7				
32	1--1/4			1.1	0.5				0.4			11.3		0.		2.3				
38	1--1/2			1.3	0.6				0.5			13.4		0.		2.8				
50	2								0.7			17.4								
63	2--1/2																			
75	3																			
100	4																			
125	5																			
150	6																			
200	8																			
250	10																			
300	12																			
350	14																			

PRESION MINIMA REQUERIDA			**14.04**	**m.c.a**
Presion en la red		35	ASUMIDA	NTC 1500
Estatica	1	Punto mas alto		
Total de perdidas		18.96		
Presion de servicio		1.00	NTC 1500	
		20.96		
Medidas a piso terminado				
WC	0.182	m		
LP	0.6	m		
LM	0.6	m		
D	1.1	m		
LV	1.1	m		
LR	1	m		
LT	0.6	m		
Calentador	1.2	m		
Unidades de consumo				
inodoro		5	m	
lavamanos /odont		1.5	m	
ducha		4	m	
lavaplatos		4	m	
pseta aseo-jardin		2.25	m	

Cualquier modificación que se realice sin la autorización del diseñador al presente diseño no se incluye en mi responsabilidad.



Ing. Juan Daniel Muñoz Hincapié
Ingeniero Ambiental y Sanitario