



MINISTERIO  
DE VIVIENDA

	Unidad de Acceso a la Información Pública
<b>RECIBIDO UAIP</b>	
Fecha:	03/10/2022
Hora:	11:09 am
Por:	M. Valle

## MEMORANDO

REF: MV-DT-039-29-09-2022

**PARA:** Licda. Marcela Valle  
Oficial de Información - MIVI

**DE:** Ing. David Cañas  
Director Técnico Ad-honorem

**FECHA:** 29 de septiembre de 2022

**ASUNTO:** Respuesta a solicitud número 032-2022.



En relación con su memorando con **REF-UAIP/062-2022**, con fecha 27 de septiembre de 2022, a través del cual se nos solicita remitir información sobre los estudios previos a la ejecución del Complejo Habitacional La Bretaña, ubicado en Ex agro mercado Carretera de Oro kilómetro 17 1/2, municipio de San Martín, San Salvador; muy atentamente le remitimos lo siguiente:

- I. Memoria de Diseño Hidráulico, donde se incluye estudio hidrológico y diseño hidráulico del proyecto.
- II. Estudio Geotécnico realizado por el Ministerio de Obras Públicas, el cual sirvió como insumo para el diseño de las cimentaciones de los Módulos Habitacionales a construirse.

Con respecto al Estudio Sísmico, se hace la mención que dicha construcción está avalada por el diseño estructural, en la cual se consideró lo establecido en el Estudio de Suelos y lo dictado por la Norma Técnica de Diseño por Sismo de El Salvador (NTDS-97) en la cual se establecen los criterios como zona sísmica, geológica local y características del suelo las cuales se determinan según la ubicación de la estructura.

Sin otro particular, la saludo muy cordialmente.

**INFORME REF. MOP-DACGER-SG-012-2020.**  
**INFORME DE RESULTADOS EN SONDEOS DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR**  
**(SPT) PROYECTO HABITACIONAL LA BRETAÑA A DESARROLLAR EN EL**  
**LOTE EX AGROMERCADO, SAN MARTIN, SAN SALVADOR.**

1. **Objeto de los sondeos:** efectuar sondeos de penetración estándar en la zona del proyecto a fin de determinar las propiedades mecánicas de los estratos superiores y de estipular así posibles soluciones de cimentación para las obras propuestas
2. **Fecha de los sondeos:**

Sondeo No.	Fecha de Ejecución
Sondeo 1	20 de junio de 2020
Sondeo 2	21 de junio de 2020
Sondeo 3	22 de junio de 2020
Sondeo 4	23 de junio de 2020
Sondeo 5	24 de junio de 2020
Sondeo 6	25 de junio de 2020

**3. Personal:**

Ing. Alonso A. Alfaro Navarrete  
Arq. Violeta Aguilar de Consolín  
Sr. Francisco Rodríguez  
Sr. Carlos Espinoza  
Sr. Fernando Orellana

Sub dirección de Geotecnia - DACGER  
Subdirección de Estudios Técnicos –DACGER  
Dirección de Construcción y Mantenimiento de la Obra Pública  
Dirección de Construcción y Mantenimiento de la Obra Pública  
Dirección de Construcción y Mantenimiento de la Obra Pública

- 4. Coordenadas:** 13°43'52.99"N 89° 4'13.03"O (Sondeo 3, ubicado al centro)



**Figura 1:** Ubicación General.

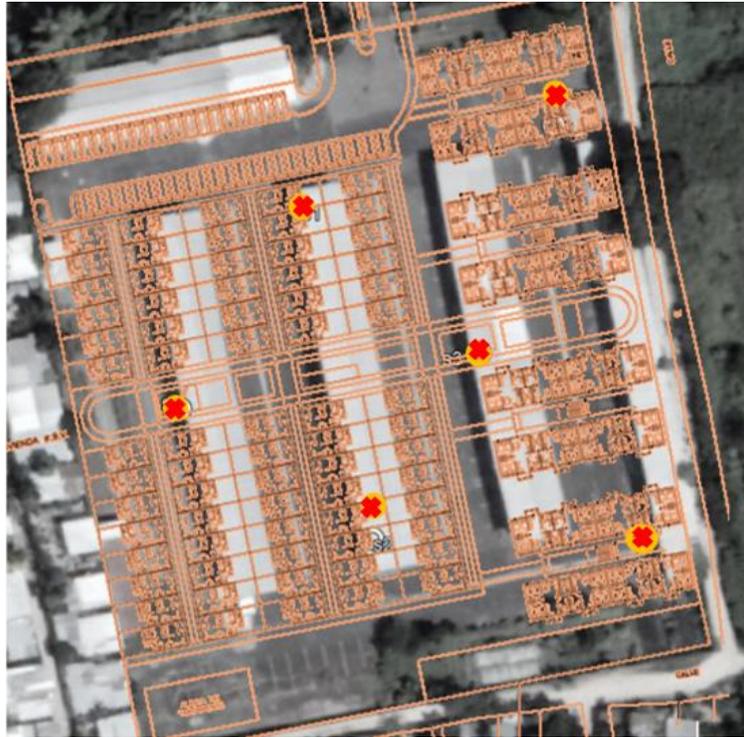


**Figura 2:** Ubicación de los sondeos en el terreno.

### **OBSERVACIONES:**

A solicitud del Ministerio de Vivienda se planificó campaña geotécnica a fin de determinar las propiedades de los materiales de suelo existentes en el Agromercado de San Martín, terreno en el que el Ministerio de Vivienda ejecutará un proyecto de vivienda, con soluciones habitacionales de un nivel y con unidades de viviendas en tres niveles. De manera preliminar se establece que el sector oriente del “Terreno se destinará a la viviendas multinivel mientras que el poniente de este se destinará a las viviendas de un nivel. Los sondeos ubicados en las zonas en donde se construirán estructuras de tres niveles (s3, s5 y s5) se establecieron con una profundidad de 6 metros; los sondeos ubicados en la zona destinadas a viviendas de un nivel (s1, s2 y s6) se fijaron con una profundidad de 4 metros (Figura 2).

Los sondeos fueron realizados con un perforador automático marca ROLATEC, Modelo ML-76A. La identificación, clasificación y humedad de las muestras sustraídas fueron efectuadas por el laboratorio “Suelos y Materiales, S.A. de C.V.”.



**Figura 3:** Ubicación de los sondeos y futuras edificaciones.

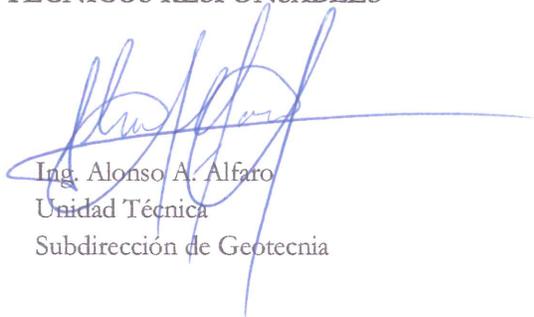
### *Conclusiones y recomendaciones*

- 1) El contenido de humedad encontrado en la mayor parte de las muestras analizadas indica un contenido de agua mayor al esperado para la granulometría obtenida, sobre todo tomado en cuenta que la superficie se encuentra impermeabilizada en una extensión de más de 20,000 m<sup>2</sup>. Esto implica que existe agua proveniente ya sea de alguna fuga interna del estacionamiento o de alguna otra fuente cercana por definir.
- 2) Es necesario determinar el origen de esta humedad a fin de determinar las alternativas existentes en cuanto a propuestas de cimentación. A aproximadamente 100 metros al oeste de la ubicación de los sondeos discurre en el sentido de norte a sur una quebrada sin nombre a su lente del Arenal seco y proveniente de las faldas del accidente topográfico conocido como Loma de los Arias ubicada al oeste de San Martín.
- 3) Si bien es cierto el contenido de humedad no muestra indicios de saturación, salvo en la muestra correspondiente a 3.5 – 4.0 m del sondeo 2, sí dificultaría el proceso de compactación para la construcción de las cimentaciones debido a que se encuentra por encima del nivel de humedad óptimo para este tipo de materiales. Valga aclarar que en el mencionado sondeo existe una pila de recolección de agua cuyo grifo se encuentra clausurado. Desafortunadamente no se cuenta con información referente a si esto podría deberse a una fuga existente y si, de ser así, esto podría explicar la inusualmente alta humedad de la zona.
- 4) Es importante hacer ver que a distintas profundidades, pero en la mayoría de los sondeos existe una capa de material muy suelto, generalmente a partir de los dos metros (2.0 m) de profundidad en la zona de las viviendas y a partir de un metro (1.0 m) de profundidad en la zona de los edificios. Este deberá de ser totalmente restituído por material selecto compactado (ver Anexo 2 profundidades marcadas,  $N_{60} < 10$ ).
- 5) Para el caso de la zona de viviendas de un solo nivel en los sectores centrales y sur oeste de se deberá de efectuar la restitución de la capa de material suelto ubicada entre los 2.5 metros y 4 metros de profundidad. Esta recomendación es extensible a toda zona donde, en campo, sea detectada la continuidad de este estrato. La capacidad de carga a considerar luego de esta restitución podrá ser de 1.2 kg/cm<sup>2</sup> que corresponde a una solera corrida de 60 cm de ancho con un desplante de 80 cm.
- 6) Para el caso de las viviendas multinivel en los sectores norte y central se deberá de efectuar la restitución de la capa de material suelto ubicada entre los 0.5 metros y 2.5 metros de profundidad debajo de las cimentaciones planteadas. Esta recomendación es extensible a toda zona donde, en campo, sea detectada la continuidad de este estrato. Podrán efectuarse cimentaciones superficiales considerando una capacidad de carga de 1.4 kg/cm<sup>2</sup>, no

obstante, la capacidad de carga calculada corresponde a una zapata cuadrada de un metro veinte centímetros por lado (1.2 m), con un desplante de metro veinte centímetros (1.2m). En la porción Este de la zona de edificios se observa también la existencia de una capa muy suelta, adicional a la antes descrita, de poco espesor, ubicada a más profundidad. Esta deberá de ser evaluada mediante la ejecución de pruebas de fondo, pruebas que se efectúan específicamente en los lugares donde se plantearían las potenciales obras de cimentación con el fin de evaluar la necesidad de remoción.

- 7) En los casos donde se realice la remoción del material suelto deberá colocarse material selecto compactado al 95% de la densidad máxima de acuerdo a la prueba de Proctor. Para todas las cimentaciones deberá considerarse por debajo de las mismas una capa de 20 cm de suelo cemento 20: 1
- 8) En caso de no detectarse el origen del agua existente que genera la humedad o que ésta sea de origen natural deberá de restituirse desde los 4.5 m de profundidad con dos tipos de materiales: en la parte baja lodocreto con 30 cm de espesor más, una capa adicional de material selecto compactado al 95% de la densidad máxima de acuerdo a la prueba de Proctor hasta llegar al nivel de desplante de diseño.
- 9) Se plantea también la alternativa de efectuar un relleno masivo de cimentación a modo de terraplén a fin de evitar que las cargas futuras tengan influencia significativa en los estratos identificados como sueltos. La altura de este relleno, de material selecto compactado al 95% de la densidad máxima de acuerdo a la prueba de Proctor, se propone de un metro y medio (1.5m) y se recomienda que entre el material superficial existente y el superior se utilicen como capa de liga dos capas continuas de quince centímetros (15 cm) de lodocreto. La capa asfáltica existente deberá ser retirada, no así la base y sub base de la estructura de pavimento, cuyas propiedades mecánicas pueden ser de provecho.

#### TÉCNICOS RESPONSABLES



Ing. Alonso A. Alfaro  
Unidad Técnica  
Subdirección de Geotecnia

Revisó

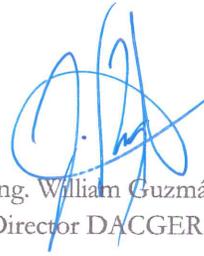
Vo. Bo.



Inga. Aleyda Montoya

Subdirectora

Subdirección de Geotecnia



Ing. William Guzmán

Director DACGER



## ANEXO 1. RESULTADOS DE LABORATORIO

### Sondeo 1

PROFUNDIDAD		Identificación de la Muestra SUCS Preliminar	HUMEDAD %
De metros	a metros		
0.00	0.50	Arena Limosa con pomez, color café claro, 4% de grava, con 65% de arena gruesa, media y fina. No plastico.	20.8
0.50	1.00	Arena Limosa con pomez, color café claro, 4% de grava, con 65% de arena gruesa, media y fina. No plastico.	21.2
1.00	1.50	Arena Limosa con pomez, color café claro, 6% de grava, con 65% de arena gruesa, media y fina. No plastico.	20.8
		Arena Limosa con pomez, color café claro, 4% de grava, con 65% de arena gruesa, media y fina. No plastico.	23.60
1.50	2.00	Arena Limosa con pomez, color café claro, 10% de grava, con 70% de arena gruesa, media y fina. No plastico.	24.30
2.00	2.50	Arena Limosa con pomez, color café claro, 10% de grava, con 70% de arena gruesa, media y fina. No plastico.	21.70
2.50	3.00	Arena Limosa con pomez, color café claro, 15% de grava, con 70% de arena gruesa, media y fina. No plastico.	21.00
3.00	3.50	Arena Limosa con pomez, color café claro, 15% de grava, con 70% de arena gruesa, media y fina. No plastico.	18.50
3.50	4.00	Arena Limosa con pomez, color café claro, 15% de grava, con 70% de arena gruesa, media y fina. No plastico.	19.10

## Sondeo 2

PROFUNDIDAD		Identificación de la Muestra SUCS Preliminar	HUMEDAD %
De metros	a metros		
0.00	0.50	Arena Limosa con pómez, color café claro, 4% de grava, con 65% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	26.2
0.50	1.00	Arena Limosa con pómez, color café claro, 8% de grava, con 65% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	24.4
		Arena Limosa con pómez, color café claro, 6% de grava, con 65% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	22.8
1.00	1.50	Arena Limosa con pómez, color café claro, 6% de grava, con 65% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	24.5
		Arena Limosa con pómez, color café claro, 6% de grava, con 65% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	21.30
1.50	2.00	Arena Limosa con pómez, color café claro, 8% de grava, con 65% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	20.30
		Arena Limosa con pómez, color café claro, 8% de grava, con 65% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	19.10
2.00	2.50	Arena Limosa con pómez, color café, 8% de grava, con 65% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	20.90
2.50	3.00	Arena Limosa con pómez, color café, 14% de grava, con 65% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	22.50
3.00	3.50	Arena Limosa con pómez, color café, 14% de grava, con 65% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	24.90
3.50	4.00	Arena Limosa con pómez, color café, 12% de grava, con 65% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	37.30

### Sondeo 3

PROFUNDIDAD		Identificación de la Muestra SUCS Preliminar	HUMEDAD %
De metros	a metros		
0.00	0.50	Arena Limosa con pómez, color café claro, 4% de grava, con 65% de arena gruesa, media y fina. No plástico. Grumos de suelo cemento	31.5
		Arena Limosa con pómez, color café claro, 4% de grava, con 65% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	33.50
0.50	1.00	Arena Limosa con pómez, color café claro, 6% de grava, con 65% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	23.50
1.00	1.50	Arena Limosa con pómez, color café claro, 8% de grava, con 65% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	22.70
1.50	2.00	Arena Limosa con pómez, color café claro, 8% de grava, con 70% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	21.10
		Arena Limosa con pómez, color café claro, 6% de grava, con 60% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	21.60
2.00	2.50	Limo Arenoso, con pómez, color café claro, 0% de grava, con 30% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	28.80
		Arena Limosa con pómez, color café claro, 6% de grava, con 65% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	27.40
2.50	3.00	Arena Limosa con pómez, color café claro, 14% de grava, con 70% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	26.60
3.00	3.50	Arena Limosa con pómez, color café claro, 14% de grava, con 70% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	21.00
3.50	4.00	Arena Limosa con pómez, color café claro, 15% de grava, con 70% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	19.40
4.00	4.50	Arena Limosa con pómez, color café claro, 15% de grava, con 70% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	18.80
4.50	5.00	Arena Limosa con pómez, color café claro, 14% de grava, con 70% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	19.00
5.00	5.50	Arena Limosa con pómez, color café claro, 14% de grava, con 70% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	18.60
5.50	6.00	Arena Limosa con pómez, color café claro, 14% de grava, con 70% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	18.60

### Sondeo 4

PROFUNDIDAD		Identificación de la Muestra SUCS Preliminar	HUMEDAD %
De metros	a metros		
0.00	0.50	Arena Limosa con pómez, color café claro, 10% de grava, con 65% de arena gruesa, media y fina. No plástico. Grumos de suelo cemento.	27.4
0.50	1.00	Arena Limosa con pómez, color café claro, 12% de grava, con 70% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	25.3
1.00	1.50	Arena Limosa con pómez, color café claro, 15% de grava, con 70% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	32.0
1.50	2.00	Arena Limosa con pómez, color café claro, 15% de grava, con 70% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	27.40
2.00	2.50	Arena Limosa con pómez, color café claro, 15% de grava, con 70% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	21.70
2.50	3.00	Arena Limosa con pómez, color café claro, 14% de grava, con 70% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	18.50
3.00	3.50	Arena Limosa con pómez, color café claro, 15% de grava, con 70% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	18.60
3.50	4.00	Arena Limosa con pómez, color café claro, 15% de grava, con 70% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	19.20
4.00	4.50	Arena Limosa con pómez, color café claro, 15% de grava, con 70% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	18.20
4.50	5.00	Arena Limosa con pómez, color café claro, 10% de grava, con 65% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	18.50
5.00	5.50	Arena Limosa con pómez, color café claro, 10% de grava, con 65% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	20.00
5.50	6.00	Arena Limosa con pómez, color café claro, 10% de grava, con 65% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	20.80

### Sondeo 5

PROFUNDIDAD		Identificación de la Muestra SUCS Preliminar	HUMEDAD %
De metros	a metros		
0.00	0.50	Arena Limosa con pómez, color café claro, 4% de grava, con 65% de arena gruesa, media y fina. No plástico. Grumos de suelo cemento.	24.4
		Arena Limosa con pómez, color café claro, 4% de grava, con 65% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	26.70
0.50	1.00	Arena Limosa con pómez, color café claro, 4% de grava, con 65% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	20.20
1.00	1.50	Arena Limosa con pómez, color café claro, 6% de grava, con 65% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	23.00
1.50	2.00	Arena Limosa con pómez, color café claro, 6% de grava, con 65% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	19.00
2.00	2.50	Arena Limosa con pómez, color café claro, 6% de grava, con 70% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	23.50
2.50	3.00	Arena Limosa con pómez, color café claro, 8% de grava, con 70% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	22.30
3.00	3.50	Limo Arenoso con pómez, color café claro, 0% de grava, con 30% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	22.00
3.50	4.00	Arena Limosa con pómez, color café claro, 14% de grava, con 70% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	21.70
4.00	4.50	Arena Limosa con pómez, color café claro, 15% de grava, con 70% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	22.20
4.50	5.00	Arena Limosa con pómez, color café claro, 15% de grava, con 70% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	19.60
5.00	5.50	Arena Limosa con pómez, color café claro, 15% de grava, con 70% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	19.20
5.50	6.00	Arena Limosa con pómez, color café claro, 15% de grava, con 70% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	18.60

### Sondeo 6

PROFUNDIDAD		Identificación de la Muestra SUCS Preliminar	HUMEDAD %
De metros	a metros		
0.00	0.50	Arena Limosa con pómez, color café claro, 4% de grava, con 65% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	15.9
0.50	1.00	Arena Limosa con pómez, color café claro, 4% de grava, con 65% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	15.0
1.00	1.50	Arena Limosa con pómez, color café claro, 4% de grava, con 65% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	15.60
1.50	2.00	Arena Limosa con pómez, color café claro, 6% de grava, con 65% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	16.60
2.00	2.50	Arena Limosa con pómez, color café claro, 6% de grava, con 65% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	17.30
		Limo Organico Arenoso con pómez, color café oscuro, 0% de grava, con 30% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	24.20
2.50	3.00	Arena Limosa con pómez, color café claro, 2% de grava, con 60% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	21.50
3.00	3.50	Arena Limosa con pómez, color café, 2% de grava, con 60% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	26.00
3.50	4.00	Arena Limosa con pómez, color café, 2% de grava, con 60% de arena gruesa, media y fina. No plástico.	25.70

## ANEXO 2 - RESULTADOS OBTENIDOS Y PROCESAMIENTO DE DATOS:

Sector de viviendas de un nivel:

*Sondeo 1:*

SONDEO 1		CLASIFICACION	N	ENERGIA	LONGITUD RODO	N	PESO VOLUMETRICO (kN/m <sup>3</sup> )	HUMEDAD	PESO VOLUMETRICO HUMEDO (kN/m <sup>3</sup> )	PESO DE CAPA (kN/m <sup>2</sup> )	PRESION DE SUELO (kN/m <sup>2</sup> )	C <sub>N</sub>	N <sub>60</sub>	ÁNGULO DE FRICCIÓN	qa (Kg/cm <sup>2</sup> )
PROFUNDIDAD			S1												
0.00	0.50	SM	53	1.00	0.75	39	18.90	20.80	22.83	9.45	4.73	1.00	39	43	1.9
0.50	1.00	SM	27	1.00	0.75	20	17.00	21.20	20.60	8.50	13.70	1.00	20	35	
1.00	1.50	SM	29	1.00	0.75	21	17.10	22.20	20.90	8.55	22.23	1.00	21	36	
1.50	2.00	SM	33	1.00	0.75	24	17.40	24.30	21.63	8.70	30.85	1.00	24	37	
2.00	2.50	SM	15	1.00	0.75	11	16.10	21.70	19.59	8.05	39.23	1.00	11	30	
2.50	3.00	SM	14	1.00	0.75	10	16.00	21.00	19.36	8.00	47.25	1.00	10	29	
3.00	3.50	SM	19	1.00	0.75	14	16.40	18.50	19.43	8.20	55.35	1.00	14	32	
3.50	4.00	SM	23	1.00	0.75	17	16.70	19.10	19.89	8.35	63.63	1.00	17	34	
B ( m )		0.6	D ( m )	0.8	B <sup>0.75</sup>	0.68	N PROMEDIO ASENTAMIENTO	16	1.5B=	0.9	N PROMEDIO CARGA	16	ASENTAMIENTO		4.48

DIRECCIÓN DE ADAPTACIÓN AL CAMBIO CLIMÁTICO Y GESTIÓN ESTRATÉGICA DEL RIESGO.  
 INFORME REF. MOP-DACGER-SG-012-2020.  
 INFORME DE RESULTADOS EN SONDEOS DE PENETRACIÓN ESTANDAR (SPT) PROYECTO HABITACIONAL LA  
 BRETaña A DESARROLLAR EN EL LOTE EX AGROMERCADO, SAN MARTIN, SAN SALVADOR.



**Sondeo 2:**

SONDEO 2		CLASIFICACION	N	ENERGIA	LONGITUD RODO	N	PESO VOLUMETRICO (kN/m <sup>3</sup> )	HUMEDAD	PESO VOLUMETRICO HUMEDO (kN/m <sup>3</sup> )	PESO DE CAPA (kN/m <sup>2</sup> )	PRESION DE SUELO (kN/m <sup>2</sup> )	C <sub>N</sub>	N <sub>60</sub>	ÁNGULO DE FRICCIÓN	qa (Kg/cm <sup>2</sup> )
PROFUNDIDAD			S2												
0.00	0.50	SM	15	1.00	0.75	11	16.10	26.20	20.32	8.05	4.03	1.00	11	30	0.6
0.50	1.00	SM	23	1.00	0.75	17	16.70	23.60	20.64	8.35	12.23	1.00	17	34	
1.00	1.50	SM	41	1.00	0.75	30	18.00	22.90	22.12	9.00	20.90	1.00	30	40	
1.50	2.00	SM	73	1.00	0.75	54	20.00	19.70	23.94	10.00	30.40	1.00	54	48	
2.00	2.50	SM	15	1.00	0.75	11	16.10	20.90	19.46	8.05	39.43	1.00	11	30	
2.50	3.00	SM	3	1.00	0.75	2	12.50	22.50	15.31	6.25	46.57	1.00	2	22	
3.00	3.50	SM	3	1.00	0.75	2	12.50	24.90	15.61	6.25	52.82	1.00	2	22	
3.50	4.00	SM	6	1.00	0.75	4	14.00	37.30	19.22	7.00	59.45	1.00	4	24	
B ( m )		0.6	D ( m )	0.8	B <sup>0.75</sup>	0.68	N PROMEDIO ASENTAMIENTO	30	1.5B=	0.9	N PROMEDIO CARGA	5	ASENTAMIENTO	0.58	

**Sondeo 6:**

SONDEO 6		CLASIFICACION	N	ENERGIA	LONGITUD RODO	N	PESO VOLUMETRICO (kN/m <sup>3</sup> )	HUMEDAD	PESO VOLUMETRICO HUMEDO (kN/m <sup>3</sup> )	PESO DE CAPA (kN/m <sup>2</sup> )	PRESION DE SUELO (kN/m <sup>2</sup> )	C <sub>N</sub>	N <sub>60</sub>	ÁNGULO DE FRICCIÓN	qa (Kg/cm <sup>2</sup> )
PROFUNDIDAD			S6												
0.00	0.50	SM	54	1.00	0.75	40	19.00	15.90	22.02	9.50	4.75	1.00	40	43	0.7
0.50	1.00	SM	69	1.00	0.75	51	20.00	15.00	23.00	10.00	14.50	1.00	51	47	
1.00	1.50	SM	62	1.00	0.75	46	19.60	15.60	22.66	9.80	24.40	1.00	46	45	
1.50	2.00	SM	54	1.00	0.75	40	19.00	16.60	22.15	9.50	34.05	1.00	40	43	
2.00	2.50	OL	40	1.00	0.75	30	21.78	20.80	26.31	10.89	44.24	1.00	30	39	
2.50	3.00	SM	10	1.00	0.75	7	15.00	21.50	18.23	7.50	53.44	1.00	7	27	
3.00	3.50	SM	7	1.00	0.75	5	14.33	26.00	18.06	7.17	60.77	1.00	5	25	
3.50	4.00	SM	11	1.00	0.75	8	15.33	25.70	19.27	7.67	68.19	1.00	8	28	
B ( m )		0.6	D ( m )	0.8	B <sup>0.75</sup>	0.68	N PROMEDIO ASENTAMIENTO	7	1.5B=	0.9	N PROMEDIO CARGA	6	ASENTAMIENTO	5.35	



Sector de vivienda Vertical:

**Sondeo 3:**

SONDEO 3		CLASIFICACION	N	ENERGIA	LONGITUD RODO	N	PESO VOLUMETRICO (kN/m <sup>3</sup> )	HUMEDAD	PESO VOLUMETRICO HUMEDO (kN/m <sup>3</sup> )	PESO DE CAPA (kN/m <sup>2</sup> )	PRESION DE SUELO (kN/m <sup>2</sup> )	C <sub>N</sub>	N <sub>60</sub>	ÁNGULO DE FRICCIÓN	qa (Kg/cm <sup>2</sup> )
PROFUNDIDAD			S3												
0.00	0.50	SM	72	1.00	0.75	54	20.00	32.50	26.50	10.00	5.00	1.00	54	48	1.4
0.50	1.00	SM	31	1.00	0.75	23	17.30	23.50	21.37	8.65	14.33	1.00	23	37	
1.00	1.50	SM	12	1.00	0.75	9	15.67	22.70	19.22	7.83	22.57	1.00	9	28	
1.50	2.00	SM	10	1.00	0.75	7	15.00	21.40	18.21	7.50	30.23	1.00	7	27	
2.00	2.50	SM	10	1.00	0.75	7	15.00	28.10	19.22	7.50	37.73	1.00	7	27	
2.50	3.00	SM	14	1.00	0.75	10	16.00	26.60	20.26	8.00	45.48	1.00	10	29	
3.00	3.50	SM	15	1.00	0.75	11	16.10	21.00	19.48	8.05	53.51	1.00	11	30	
3.50	4.00	SM	16	1.00	0.75	12	16.20	19.40	19.34	8.10	61.58	1.00	12	30	
4.00	4.50	SM	28	1.00	0.75	21	17.10	18.80	20.31	8.55	69.91	1.00	21	35	
4.50	5.00	SM	16	1.00	0.75	12	16.20	19.00	19.28	8.10	78.23	1.00	12	30	
5.00	5.50	SM	26	1.00	0.75	19	16.90	18.60	20.04	8.45	86.51	1.00	19	35	
5.50	6.00	SM	26	1.00	0.75	19	16.90	18.60	20.04	8.45	94.96	1.00	19	35	
B ( m )		1.2	D ( m )	1.2	B <sup>0.75</sup>	1.15	N PROMEDIO ASENTAMIENTO	8	1.5B=	1.8	N PROMEDIO CARGA	8	ASENTAMIENTO		14.62

DIRECCIÓN DE ADAPTACIÓN AL CAMBIO CLIMÁTICO Y GESTIÓN ESTRATÉGICA DEL RIESGO.  
 INFORME REF. MOP-DACGER-SG-012-2020.  
 INFORME DE RESULTADOS EN SONDEOS DE PENETRACIÓN ESTANDAR (SPT) PROYECTO HABITACIONAL LA  
 BRETaña A DESARROLLAR EN EL LOTE EX AGROMERCADO, SAN MARTIN, SAN SALVADOR.



**Sondeo 4:**

SONDEO 4		CLASIFICACION	N	ENERGIA	LONGITUD RODO	N	PESO VOLUMETRICO (kN/m <sup>3</sup> )	HUMEDAD	PESO VOLUMETRICO HUMEDO (kN/m <sup>3</sup> )	PESO DE CAPA (kN/m <sup>2</sup> )	PRESION DE SUELO (kN/m <sup>2</sup> )	C <sub>N</sub>	N <sub>60</sub>	ÁNGULO DE FRICCIÓN	qa (Kg/cm <sup>2</sup> )
PROFUNDIDAD			S4												
0.00	0.50	SM	22	1.00	0.75	16	16.60	27.40	21.15	8.30	4.15	1.00	16	33	1.6
0.50	1.00	SM	8	1.00	0.75	6	14.67	25.30	18.38	7.33	11.97	1.00	6	26	
1.00	1.50	SM	11	1.00	0.75	8	15.33	32.00	20.24	7.67	19.47	1.00	8	28	
1.50	2.00	SM	13	1.00	0.75	9	15.67	27.40	19.96	7.83	27.22	1.00	9	29	
2.00	2.50	SM	16	1.00	0.75	12	16.20	21.70	19.72	8.10	35.18	1.00	12	30	
2.50	3.00	SM	21	1.00	0.75	15	16.50	18.50	19.55	8.25	43.36	1.00	15	33	
3.00	3.50	SM	37	1.00	0.75	27	17.70	18.60	20.99	8.85	51.91	1.00	27	39	
3.50	4.00	SM	16	1.00	0.75	12	16.20	19.20	19.31	8.10	60.38	1.00	12	30	
4.00	4.50	SM	33	1.00	0.75	24	17.40	18.20	20.57	8.70	68.78	1.00	24	37	
4.50	5.00	SM	15	1.00	0.75	11	16.10	18.50	19.08	8.05	77.16	1.00	11	30	
5.00	5.50	SM	9	1.00	0.75	6	14.67	20.00	17.60	7.33	84.85	1.00	6	27	
5.50	6.00	SM	16	1.00	0.75	12	16.20	20.80	19.57	8.10	92.57	1.00	12	30	
	B ( m )	1.2	D ( m )	1.2	B <sup>0.75</sup>	1.15	N PROMEDIO ASENTAMIENTO	9	1.5B=	1.8	N PROMEDIO CARGA	9	ASENTAMIENTO	13.95	



**Sondeo 5:**

SONDEO 5		CLASIFICACION	N	ENERGIA	LONGITUD RODO	N	PESO VOLUMETRICO (kN/m <sup>3</sup> )	HUMEDAD	PESO VOLUMETRICO HUMEDO (kN/m <sup>3</sup> )	PESO DE CAPA (kN/m <sup>2</sup> )	PRESION DE SUELO (kN/m <sup>2</sup> )	C <sub>N</sub>	N <sub>60</sub>	ÁNGULO DE FRICCIÓN	qa (Kg/cm <sup>2</sup> )
PROFUNDIDAD			S5												
0.00	0.50	SM	80	1.00	0.75	60	20.00	25.60	25.12	10.00	5.00	1.00	60	50	2.3
0.50	1.00	SM	29	1.00	0.75	21	17.10	20.20	20.55	8.55	14.28	1.00	21	36	
1.00	1.50	SM	36	1.00	0.75	27	17.70	23.00	21.77	8.85	22.98	1.00	27	38	
1.50	2.00	SM	17	1.00	0.75	12	16.20	19.00	19.28	8.10	31.45	1.00	12	31	
2.00	2.50	SM	19	1.00	0.75	14	16.40	23.50	20.25	8.20	39.60	1.00	14	32	
2.50	3.00	SM	24	1.00	0.75	18	16.80	22.30	20.55	8.40	47.90	1.00	18	34	
3.00	3.50	SM	9	1.00	0.75	6	14.67	22.00	17.89	7.33	55.77	1.00	6	27	
3.50	4.00	SM	23	1.00	0.75	17	16.70	21.70	20.32	8.35	63.61	1.00	17	34	
4.00	4.50	SM	69	1.00	0.85	58	20.00	22.20	24.44	10.00	72.78	1.00	58	47	
4.50	5.00	SM	30	1.00	0.85	25	17.50	19.60	20.93	8.75	82.16	1.00	25	36	
5.00	5.50	SM	31	1.00	0.85	26	17.60	19.20	20.98	8.80	90.93	1.00	26	37	
5.50	6.00	SM	33	1.00	0.85	28	17.80	18.60	21.11	8.90	99.78	0.98	27	37	
B ( m )		1.2	D ( m )	1.2	B <sup>0.75</sup>	1.15	N PROMEDIO ASENTAMIENTO	13	1.5B=	1.8	N PROMEDIO CARGA	13	ASENTAMIENTO	12.04	



MINISTERIO  
DE VIVIENDA

**REPÚBLICA DE EL SALVADOR**

## **DISEÑO HIDRÁULICO**



FORMULACIÓN DE CARPETA TÉCNICA PARA EL  
PROYECTO COMPLEJO HABITACIONAL LA BRETAÑA,  
MUNICIPIO DE SAN MARTÍN, DEPARTAMENTO DE SAN  
SALVADOR

San Salvador, 30 de diciembre de 2021

CONTENIDO

<b>1.</b>	<b>INTRODUCCIÓN.....</b>	<b>1</b>
<b>2.</b>	<b>DESCRIPCIÓN Y UBICACIÓN DEL PROYECTO .....</b>	<b>1</b>
<b>3.</b>	<b>DIAGNÓSTICO Y EVALUACIÓN DE OBRAS EXISTENTES.....</b>	<b>3</b>
3.1.	Obras existentes .....	3
3.1.1.	Obras de drenaje existentes, dentro del terreno y su entorno. ....	3
3.1.2.	Servicios básicos existentes, dentro del terreno y su entorno. ....	3
<b>4.</b>	<b>ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO .....</b>	<b>4</b>
4.1.	Descripción del terreno.....	4
4.2.	Estudio hidrológico.....	5
4.2.1.	Características arquitectónicas, infraestructurales y urbanas del proyecto.....	5
4.2.2.	Objetivos principales del estudio.....	5
4.2.3.	Delimitación gráfica del área de estudios .....	5
4.2.4.	Parámetros físicos del área de estudio.....	6
4.2.5.	Puntos de interés para el drenaje .....	6
4.2.6.	Estudio de precipitaciones máximas. Climatología e hidrología .....	6
4.2.6.1.	Perfil Climatológico .....	6
4.2.6.2.	Hidrología.....	8
4.2.7.	Cálculo del caudal.....	18
4.2.7.1.	Área de la cuenca .....	18
4.2.7.2.	Coeficiente de escorrentía .....	19
4.2.7.3.	Intensidad.....	20
4.2.7.4.	Resumen de caudales en condición sin proyecto y con proyecto .....	20
4.2.8.	Drenaje existente .....	20
4.2.9.	Capacidad hidráulica y las condiciones de flujo de las obras existentes.....	21
4.3.	Estudio y diseño hidráulico. ....	23
4.3.1.	Normativas .....	23
4.3.2.	Factibilidad hidráulica.....	23
4.3.3.	Diseño de la red de agua potable .....	23
4.3.3.1.	Fórmulas usadas.....	24
4.3.3.2.	Cálculo del abastecimiento. ....	25
4.3.3.3.	Cálculo del diámetro de la red. ....	28
4.3.3.4.	Cálculo del equipo de bombeo.....	28
4.3.3.5.	Cálculo del tanque hidroneumático.....	31
4.3.4.	Diseño de la red de aguas negras .....	32
4.3.5.	Diseño de la red de aguas lluvias .....	33
4.3.5.1.	Determinación de caudales.....	33
4.3.5.2.	Dimensionamiento canales.....	34
4.3.5.3.	Dimensionamiento de las bajantes y tuberías de descarga .....	36
4.3.5.4.	Diseño del colector.....	38
<b>5.</b>	<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>39</b>
5.1.	Conclusiones .....	39
5.2.	Recomendaciones .....	39
<b>6.</b>	<b>ANEXOS .....</b>	<b>40</b>
6.1.	Apéndices .....	40
6.2.	Planos .....	43

## 1. INTRODUCCIÓN

El ministerio de vivienda a través de orden de compra No 096/2021 nos adjudicó la FORMULACIÓN DE CARPETA TÉCNICA PARA EL PROYECTO COMPLEJO HABITACIONAL LA BRETAÑA, MUNICIPIO DE SAN MARTÍN, DEPARTAMENTO DE SAN SALVADOR”, para lo cual se proporcionó términos de referencia donde se definen los alcances de la formulación, los cuales se han completado durante la elaboración de la presente consultoría, dentro de los mismos se solicita en el apartado 7 INFORMES literal d) la elaboración del presente Informe el cual es el informe final de la consultoría en el que se incluye, **diagnóstico y evaluación de obras existentes, estudios de ingeniería básica y factibilidad de servicios, diseño de los componentes del proyecto, presupuesto de obra, programa de construcción, las especificaciones técnicas y un informe ejecutivo.**

Previo al desarrollo del diseño final, se presentó al cliente un diseño conceptual, el cual es la base para el proyecto arquitectónico, considerando distribución de espacios, tipos de materiales a utilizar y todos los demás elementos de infraestructura con los que contará la referida obra, siempre tomando en consideración los reglamentos previamente establecidos por diversas instituciones reguladoras, municipales y estatales para el diseño de este tipo de instalaciones.

Se presenta a en este documento la memoria de diseño hidráulico.

## 2. DESCRIPCIÓN Y UBICACIÓN DEL PROYECTO

El proyecto que será ejecutado por el Ministerio de Vivienda, consiste en la urbanización, parcelación y construcción de módulos habitacionales, en un terreno propiedad del Fondo Social para la Vivienda (FSV), el cual se encuentra ubicado sobre la carretera de oro, Cantón Las Delicias en el municipio de San Martín, San Salvador, tal como se muestra en la Imagen 1. Ubicación del proyecto. El mismo se encuentra en proceso de donación a FONAVIPO; el área del terreno es de aproximadamente 16,411 m<sup>2</sup> equivalentes a 23,481 v<sup>2</sup>.



Imagen 1. Ubicación del proyecto

Posterior a varias pruebas de distribución, para la ejecución del proyecto se ha definido que sea realizado en 8 módulos de edificios de 28 apartamentos cada uno, con la distribución indicada en el cuadro I. Modulación de apartamentos.

Para todos los apartamentos se incluirán los servicios básicos como: agua potable, energía eléctrica, drenaje de aguas lluvias, grises y negras, además se incluirán obras exteriores complementarias como acceso vehicular y peatonal, áreas recreativas y áreas verdes, tal como se aprecia en la imagen 2. Representación gráfica del proyecto.

Cuadro I. Modulación de apartamentos

	DESCRIPCIÓN	APARTAMENTOS / NIVEL	NIVELES	APARTAMENTOS POR MÓDULO
8 MÓDULOS DE EDIFICIOS	MÓDULO "1"	14	2	28
	MÓDULO "2"	14	2	28
	MÓDULO "3"	14	2	28
	MÓDULO "4"	14	2	28
	MÓDULO "5"	14	2	28
	MÓDULO "6"	14	2	28
	MÓDULO "7"	14	2	28
	MÓDULO "8"	14	2	28
<b>TOTAL DE APARTAMENTOS</b>				<b>224</b>



Imagen 2. Representación gráfica del proyecto

### 3. DIAGNÓSTICO Y EVALUACIÓN DE OBRAS EXISTENTES

Se ha realizado una inspección de las obras existentes con el objetivo de determinar el estado de las mismas y la posibilidad de ser utilizadas durante la fase de construcción y la viabilidad de ser utilizadas dentro de la fase de uso del proyecto.

Durante la inspección se obtuvo un inventario de las obras existentes las cuales serán eliminadas, sustituidas y conservadas. A continuación, se presenta la imagen 2 la cual muestra el estado actual del terreno en la que se puede apreciar que algunas obras indicadas en el plano topográfico base han sido demolidas.



Imagen 3. Vista superior del terreno

#### 3.1. Obras existentes

##### 3.1.1. Obras de drenaje existentes, dentro del terreno y su entorno.

Se verificó la existencia de un sistema de drenaje superficial y subterráneo, el mismo en el estado actual se encuentra en funcionamiento y, posterior a una inspección visual se observa que tiene capacidad de evacuar el agua procedente de una tormenta, dado que no son apreciables asolvamientos en el mismo. Pero al ser modificadas las condiciones del entorno por la construcción del complejo este debe ser sustituido.

##### 3.1.2. Servicios básicos existentes, dentro del terreno y su entorno.

En el proyecto se cuenta con servicio de agua potable y con almacenamiento en una cisterna que requiere limpieza para su adecuado funcionamiento, la misma tiene capacidad para almacenar 24 m<sup>3</sup> aproximadamente, con una bomba de 40psi, la cual se encuentra en buen estado, pero para efectos de abastecer el proyecto debería incrementarse una bomba para garantizar el servicio durante las fases de mantenimiento y limpieza.



Imagen 4. Equipo de bombeo existente en cisterna

#### 4. ESTUDIO HIDROLÓGICO E HIDRÁULICO

##### 4.1. Descripción del terreno.

El terreno se ubica en el departamento de San Salvador, jurisdicción del municipio de San Martín, Cantón Las Delicias, Finca La Bretaña, al costado sur de la carretera de oro en las coordenadas geodésicas  $13^{\circ}43'54.93''N$ ,  $89^{\circ}4'13.99''O$  y una elevación de 753 msnm.

El propietario según plano es el Fondo Nacional de Vivienda Popular y está inscrito bajo la matrícula 60204101-00000 y colinda al norte con inmueble propiedad del Fondo Social para la Vivienda carretera de oro de por medio, al oriente con la comunidad finca La Bretaña III, al sur con los polígonos R, S, U, W y X calle de por medio de la comunidad La Bretaña III y al poniente con la comunidad La Bretaña I calle de por medio



Imagen 5. Topografía del terreno

## 4.2. Estudio hidrológico.

### 4.2.1. Características arquitectónicas, infraestructurales y urbanas del proyecto

El proyecto será ejecutado en un inmueble que cuenta con desarrollo urbano, dado que el mismo era utilizado como agro mercado, ya se ha construido calle marginal para el acceso, se ha dotado de drenaje superficial, cuenta con servicios básicos como abastecimiento de agua potable, energía eléctrica y acceso a servicios de comunicación, dentro de las características arquitectónicas es importante mencionar que por ser un terreno plano es factible la construcción de múltiples espacios habitacionales.

### 4.2.2. Objetivos principales del estudio

Es determinar la factibilidad de Drenaje de Aguas Lluvias, lo cual incluye el diseño de la solución para el manejo de la escorrentía que mejor se adecue a las necesidades particulares del proyecto y determinar los caudales de diseño a través de métodos y técnicas diversas.

### 4.2.3. Delimitación gráfica del área de estudios

El proyecto se encuentra en la parte alta de la microcuenca del río Guilapa, éste, es el río que actualmente recibe la escorrentía generada durante un evento lluvioso a través de diversas vaguadas. Para el caso del área de estudios, el área del proyecto solamente presenta una microcuenca en la cual hay una vaguada con un único posible cauce de invierno. Como ya se ha mencionado el terreno se encuentra contiguo a la carretera de oro, pero no se reciben aportes de caudal desde la misma ya que el drenaje longitudinal de la carretera lo transporta aguas abajo del proyecto.



Imagen 6. Ubicación del proyecto en la cuenca del río Guilapa



Imagen 7. Cuenca de análisis



Imagen 8. Cuenca del proyecto

#### 4.2.4. Parámetros físicos del área de estudio

Se presenta en el cuadro 2. los parámetros físicos de la cuenca de estudio los cuales se determinaron con ayuda de Google earth.

Parámetro	Valor	Parámetro	Valor
Área de la cuenca (A)	39,362 m <sup>2</sup>	Elevación máxima (h1)	758 msnm
Perímetro (P)	820 m	Elevación mínima (h2)	745 msnm
Longitud del cauce (L)	221 m	Diferencia de nivel (H=h1-h2)	13 m
Ancho (W=A/L)	178.1 m	Pendiente media del cauce (S=H/L)	5.8%
Factor de forma (Ff=W/L)	0.81	Elevación media de la cuenca	751.5 msnm
Densidad de drenaje (Dd=Ld/A)	0.0056 m/m <sup>2</sup>		

#### 4.2.5. Puntos de interés para el drenaje

El punto de interés para el estudio será el sitio de la descarga de la escorrentía que se genere en el proyecto, mismo que actualmente ya está funcionando para este fin. En la imagen 8 se puede apreciar la delimitación de la cuenca de estudio y la ubicación del proyecto respecto al punto de interés.

#### 4.2.6. Estudio de precipitaciones máximas. Climatología e hidrología

Dentro de la zona de análisis la Dirección del Observatorio Nacional del MARN cuenta con la estación de Ilopango (S10) como la estación más representativa para el proyecto, por lo que se adoptó como la más representativa. De ésta se obtuvieron los datos climatológicos y de precipitaciones con los que se realizó el cálculo de las precipitaciones máximas previsibles para 10 y 25 años.

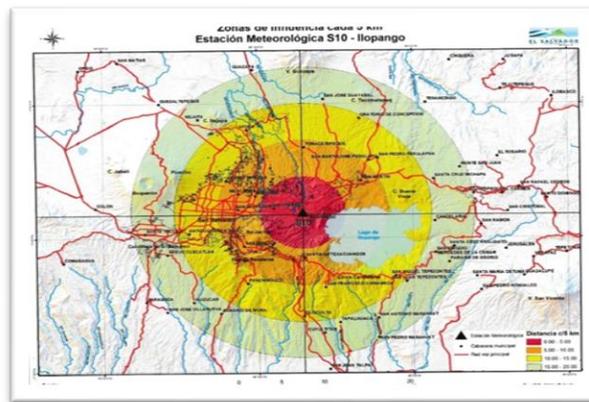


Imagen 9. Ubicación estación Ilopango

##### 4.2.6.1. Perfil Climatológico

La región donde se ubica la estación y la ciudad de zonifica climáticamente según Köppen Sapper y Laurer como Sabana Tropical Caliente o Tierra Caliente (0-800 msnm). Considerando la regionalización climática Holdridge, la zona de interés se clasifica como “Bosque húmedo subtropical, transición a tropical” (con biotemperatura > 24°C). Los rumbos de los vientos son predominantes del Norte durante la estación seca y la estación lluviosa, la brisa marina del Sur y Sureste ocurre después del mediodía, la velocidad promedio anual es de 8 km/hr. A continuación, se presentan las variables climáticas más representativas para la zona del proyecto.

Para la definición del perfil climatológico se han estudiado las diferentes variables climáticas y su influencia en cada uno de los meses del año, con lo cual se obtienen los datos que se muestran en los siguientes apartados.

• **Precipitación**

Con los valores de precipitación se puede apreciar que si tomamos de referencia el dato de 50mm de lluvia como límite para determinar si un mes es lluvioso o no, se puede determinar que el período lluvioso se desarrolla durante los meses de mayo a octubre siendo el mes de mayor precipitación el mes de septiembre.

Año/mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Precipitación (mm)	4	1	8	30	142	284	308	321	338	201	46	10

• **Evapotranspiración potencial (ETP)**

El término evapotranspiración potencial (ETP) se refiere a la cantidad de agua que podría evapotranspirarse si las disponibilidades de agua son ilimitadas. La ETP se define como tasa máxima a la que se podría evapotranspirar el agua desde la cubierta vegetal, superficies libres de agua, suelo y vegetación en unas condiciones óptimas de suministro, con el suelo y vegetación existente. La ETP máxima se presenta durante los meses de marzo a mayo.

Año/mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Evapotranspiración potencial (mm)	133	135	167	165	158	141	152	148	129	133	123	124

• **Temperatura promedio**

Se define como el promedio de las lecturas de temperatura a lo largo de un período de tiempo, por lo general este período es de un día. Otra forma de determinar la temperatura promedio es utilizar el promedio entre las temperaturas mínima y máxima del día. Como se aprecia en el cuadro siguiente la temperatura promedio a lo largo del año es de 23.4 °C.

Año/mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Temperatura Promedio (°C)	22.5	23.1	24.1	24.8	24.4	23.7	23.7	23.5	23	23.1	22.8	22.4

• **Temperatura máxima promedio**

La temperatura máxima promedio es el valor medio de las temperaturas máximas registradas en un período de tiempo, por lo general se promedian los valores máximos diarios, para el caso de la zona de estudio el valor promedio de las temperaturas máximas de la zona es 30.43 °C, mientras que el valor máximo en el año es de 32.4 °C.

Año/mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Temperatura Máxima Promedio (°C)	30.4	31.4	32.2	32.4	31.0	29.9	30.1	30.2	29.1	29.2	29.4	29.8

• **Temperatura mínima promedio**

La temperatura mínima promedio es el valor medio de las temperaturas mínimas registradas en un período de tiempo, por lo general se promedian los valores mínimos diarios, para el caso de la zona de estudio el valor promedio de las temperaturas mínimas de la zona es 18.70 °C, mientras que el valor mínimo en el año es de 16.6 °C.

Año/mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Temperatura Mínima Promedio (°C)	16.6	17.2	18.0	19.3	20.2	19.9	19.3	19.5	19.5	19.2	18.2	17.3

• **Humedad relativa**

Se refiere a la relación entre la cantidad de vapor de agua que tiene una masa de aire y la máxima que podría tener, también la humedad relativa es la relación entre la presión parcial del vapor de agua y la presión de vapor de equilibrio del agua a una temperatura dada. En la zona de interés el porcentaje máximo y mínimo de humedad relativa es de 85% y 65% las cuales se pueden ver que se presentan en los meses de septiembre y febrero respectivamente.

Año/mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Humedad Relativa (%)	67	65	67	71	79	83	81	82	85	82	76	71

• **Nubosidad**

Se entiende por nubosidad la fracción de cielo cubierto por nubes, que pueden ser de cualquier género, especie, variedad o altura. Según la altura de la base de las nubes, se puede hacer una clasificación de las mismas en dos grandes grupos; nubes bajas y nubes medias y altas. Tal como se puede ver durante los meses de abril a octubre son los meses de mayor nubosidad.

Año/mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Nubosidad en/10	2.9	3.0	4.0	5.1	6.8	7.8	7.5	7.6	8.0	7.3	4.9	3.1

• **Velocidad media del viento**

Velocidad media horizontal del viento promediada a lo largo de un período determinado. Los promedios en 10 minutos son utilizados con fines sinópticos y de predicción, mientras que en las estadísticas climatológicas se usan promedios a lo largo de horas, días, etc. Se mide mediante el anemómetro y su valor se expresa en m/s o km/h. El promedio de la velocidad medio del viento para la zona del proyecto es de 8.26 km/h, mientras que los valores máximos y mínimos son de 10.7 y 5.8 km/h, el rumbo del viento a lo largo del año es con norte, eso se aprecia en la tabla siguiente.

Año/mes	Ene	Feb	Mar	Abr	May	Jun	Jul	Ago	Sep	Oct	Nov	Dic
Viento velocidad media km/hr	10.6	10.7	8.9	9.1	7.6	6.5	7.1	6.2	5.8	7.2	9.0	10.4
Rumbo Dominante	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N	N

4.2.6.2. Hidrología

Para el análisis Hidrológico de la zona de estudio deben tomarse en cuenta diversos parámetros entre los cuales están la Precipitación a través de las curvas IDF, los coeficientes de escorrentía, el tiempo de concentración.

ESTACIÓN            AEROPUERTO DE ILOPANGO  
 LATITUD            13° 41.9' N  
 LONGITUD          89° 07.1' W  
 ELEVACIÓN        615 msnm

AÑO	5min	10min	15min	20min	30min	45min	60min	90min	120min	150min	180min	240min	360min
1953	1.98	1.95	1.87	1.66	1.36	1.06	0.81	0.69	0.33	0.27	0.23	0.18	0.14
1954	3	2.1	1.56	1.53	1.11	0.78	0.66	0.45	0.34	0.24	0.21	0.17	0.1
1955	2.48	2.05	1.97	1.84	1.61	1.29	1.01	0.69	0.52	0.43	0.38	0.3	0.2
1956	2.12	2.03	2	1.78	1.36	1.01	0.78	0.57	0.44	0.37	0.31	0.24	0.24
1957	2.26	2.06	1.68	1.4	1.19	0.85	0.66	0.52	0.4	0.27	0.23	0.14	0.12

AÑO	5min	10min	15min	20min	30min	45min	60min	90min	120min	150min	180min	240min	360min
1958	2.38	1.89	1.65	1.43	1.16	0.84	0.68	0.49	0.38	0.32	0.27	0.21	0.14
1959	3.68	2.94	2.63	2.48	2.01	1.44	1.11	0.76	0.59	0.48	0.42	0.32	0.15
1960	2.02	2	1.91	1.52	1.29	0.91	0.72	0.55	0.44	0.36	0.31	0.24	0.19
1961	2.66	2.16	1.91	1.67	1.47	1.1	0.84	0.37	0.3	0.27	0.26	0.23	0.2
1962	2.58	2.25	1.97	1.62	1.41	1.08	0.85	0.59	0.46	0.38	0.32	0.24	0.17
1963	2.44	2	1.72	1.54	1.32	1.05	0.88	0.64	0.52	0.38	0.33	0.26	0.09
1964	2.22	2.02	1.89	1.82	1.54	1.23	0.99	0.67	0.5	0.42	0.2	0.14	0
1965	3.42	2.83	2.27	1.88	1.38	0.94	0.74	0.51	0.4	0.33	0.28	0.22	0
1966	2.05	2.02	1.68	1.51	1.34	0.95	0.4	0.47	0.41	0.34	0.28	0.12	0
1967	3.14	1.9	1.49	1.28	1.01	0.8	0.7	0.59	0.48	0.4	0.34	0.16	0.07
1968	2.4	2.37	2.31	2.07	1.64	1.22	0.98	0.78	0.74	0.1	0.6	0.2	0
1969	1.6	1.47	1.31	1.1	0.98	0.86	0.8	0.58	0.45	0.37	0.31	0.15	0
1970	2.66	2.33	2.19	2.01	1.6	1.25	0.98	0.71	0.58	0.51	0.46	0.36	0.32
1971	2.74	2.37	1.99	1.54	1.47	1.08	0.82	0.57	0.44	0.37	0.32	0.25	0.04
1972	2.12	1.64	1.42	1.3	0.99	0.7	0.53	0.37	0.3	0.24	0.21	0.17	0
1973	3.94	2.82	2.06	1.86	1.67	1.23	1	0.76	0.36	0.35	0.21	0.16	0.06
1974	2	1.94	1.64	1.46	1.25	0.93	0.76	0.51	0.39	0.32	0.27	0.26	0.2
1975	2.08	1.84	1.79	1.56	1.39	1.34	1.22	0.85	0.65	0.54	0.46	0.35	0.24
1976	3.46	2.43	1.81	1.48	1.11	0.83	0.71	0.54	0.46	0.37	0.31	0.24	0.19
1977	2.5	1.72	1.51	1.3	0.95	0.73	0.55	0.43	0.33	0.26	0.24	0.22	0.18
1978	2.7	1.75	1.55	1.31	1.3	0.97	0.78	0.64	0.52	0.45	0.39	0.21	0.16
1979	2.28	2.18	1.88	1.68	1.27	1.11	0.87	0.64	0.61	0.5	0.43	0.34	0.23
1980	2.22	2.12	2.09	2.06	1.61	1.1	0.84	0.58	0.47	0.4	0.34	0.26	0.17
1981	1.94	1.84	1.58	1.44	1.45	1.03	0.79	0.6	0.46	0.38	0.26	0.22	0.1
1982	2.06	1.93	1.62	1.45	1.35	1.13	0.87	0.59	0.45	0.36	0.31	0.26	0.23
1983	2.08	1.97	1.55	1.37	1.13	0.97	0.66	0.58	0.46	0.43	0.36	0.23	0.16
1984	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1985	2.48	2.21	1.93	1.64	1.57	1.12	0.86	0.57	0.43	0.34	0.3	0.17	0.06
1986	2.94	2.29	2.08	1.81	1.53	1.07	0.91	0.64	0.56	0.32	0.28	0.22	0.15
1987	2.48	1.91	1.54	1.39	1.17	0.85	0.7	0.48	0.37	0.3	0.27	0.21	0.14
1988	2.8	2	1.9	1.68	1.4	1.36	1.43	1.22	0.92	0.75	0.63	0.49	0.32
1989	2.6	2.1	2.19	1.99	1.74	1.3	1.05	0.71	0.57	0.46	0.4	0.31	0.21
1990	3	2.52	2.07	1.82	1.48	1.06	0.82	0.6	0.45	0.36	0.32	0.25	0.16
1991	2.12	1.67	1.38	1.38	1.29	0.92	0.7	0.38	0.31	0.25	0.22	0.18	0.13
1992	1.86	1.43	1.22	1.02	0.79	0.58	0.45	0.3	0.24	0.19	0.22	0.22	0.15
1993	2.1	1.25	1.04	0.91	0.76	0.69	0.57	0.39	0.31	0.26	0.22	0.16	0.12
1994	4.1	3.45	2.47	1.86	1.35	0.94	0.72	0.57	0.45	0.37	0.31	0.28	0.2
1995	2.5	2.05	1.8	1.93	1.48	1.06	0.81	0.55	0.44	0.36	0.3	0.23	0.15
1996	2	1.63	1.33	1.18	0.85	0.68	0.55	0.42	0.33	0.31	0.29	0.24	0.22
1997	2.9	2.4	2.13	1.87	1.58	1.4	1.15	0.78	0.59	0.47	0.39	0.29	0.2
1998	3.02	2.56	2.01	1.56	1.25	1.06	0.83	0.56	0.44	0.36	0.31	0.22	0.15
1999	2.56	2.01	1.89	1.67	1.4	1.23	1.03	0.69	0.54	0.43	0.37	0.28	0.2
2000	2	1.6	1.33	1.18	1.05	0.9	0.71	0.48	0.37	0.36	0.32	0.24	0.17
2001	1.8	1.25	1.12	1	0.83	0.65	0.49	0.34	0.26	0.22	0.19	0.14	0.09
2002	1.7	1.4	1.2	1.03	0.92	0.7	0.54	0.34	0.23	0.27	0.25	0.22	0.16
2003	2.12	1.92	1.59	1.44	1.05	0.85	0.66	0.61	0.57	0.46	0.4	0.2	0.14
2004	3.2	2.48	2.04	1.81	1.46	1.08	0.84	0.58	0.47	0.38	0.32	0.26	0.17
2005	4.92	3.56	3.04	2.78	2.29	1.64	1.24	0.87	0.7	0.57	0.54	0.42	0.3
2006	2	2	1.89	1.49	1.08	0.73	0.55	0.37	0.28	0.22	0.21	0.2	0.13
2007	3	1.69	1.42	1.38	1.05	0.88	0.69	0.46	0.35	0.28	0.23	0.19	0.13
2008	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2009	2.6	2	1.47	1.5	1.33	1.24	1.17	1.06	1.03	0.93	0.84	0.67	0.52
2010	2.02	2	2	1.94	1.61	1.19	0.92	0.75	0.72	0.66	0.61	0.47	0.31

AÑO	5min	10min	15min	20min	30min	45min	60min	90min	120min	150min	180min	240min	360min
PROM.	2.45	2.01	1.73	1.54	1.28	0.98	0.78	0.57	0.45	0.36	0.32	0.24	0.15
DS.	0.78	0.59	0.5	0.45	0.38	0.29	0.25	0.2	0.17	0.15	0.14	0.1	0.1
MAX.	4.92	3.56	3.04	2.78	2.29	1.64	1.43	1.22	1.03	0.93	0.84	0.67	0.52
MIN.	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
AÑOS	5	10	15	20	30	45	60	90	120	150	180	240	360
5	3.01	2.43	2.09	1.86	1.55	1.19	0.97	0.71	0.58	0.47	0.42	0.31	0.22
10	3.47	2.77	2.38	2.12	1.77	1.36	1.11	0.83	0.68	0.56	0.5	0.37	0.28
25	4.04	3.2	2.75	2.46	2.05	1.57	1.3	0.98	0.8	0.67	0.6	0.45	0.35
50	4.47	3.53	3.02	2.7	2.25	1.73	1.44	1.09	0.9	0.75	0.67	0.51	0.4
100	4.9	3.84	3.29	2.95	2.46	1.89	1.58	1.2	0.99	0.83	0.74	0.56	0.45

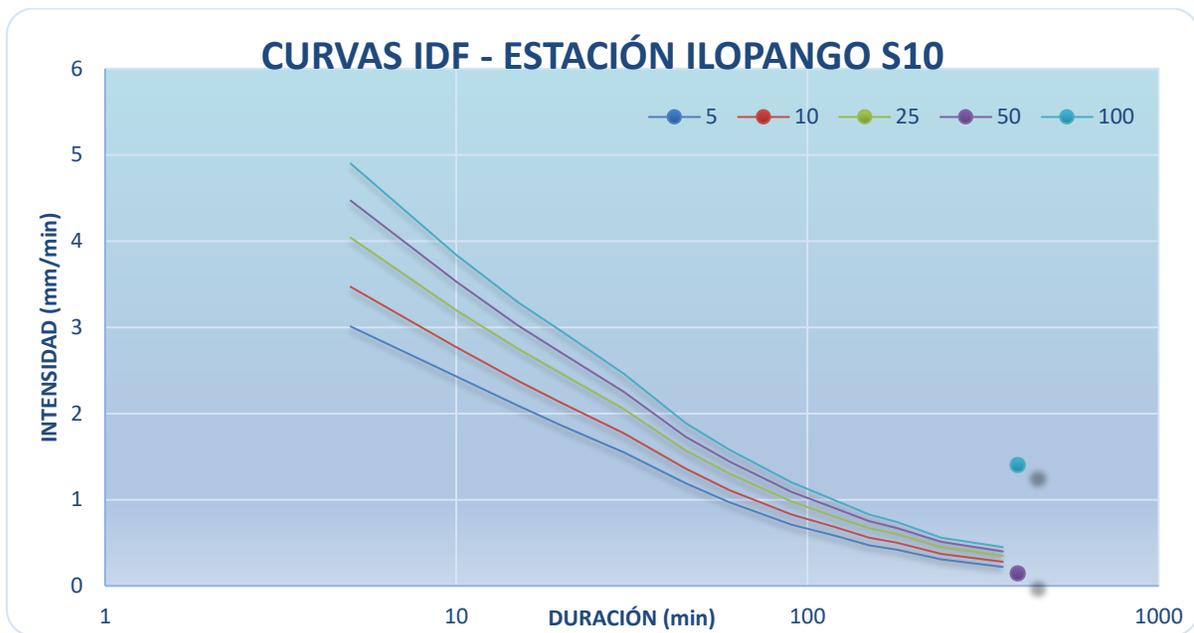


Gráfico 1. Curvas IDF sin ajuste de datos

- Análisis de datos dudosos

Para verificar la bondad de los datos se realizó la prueba de los datos dudosos para cada una de las intensidades de lluvia de los registros de Intensidades obtenidas.

La ecuación aplicada es la del Water Resource Council (WRC), que tiene por expresión: para el caso de los datos dudosos altos y para el caso de los datos dudosos bajos.

$$Y_A = y_{med} + K_n S_y, \text{ Para el caso de datos dudosos altos.}$$

$$Y_B = y_{med} - K_n S_y, \text{ Para el caso de datos dudosos bajos.}$$

En donde:

$Y_A, Y_B$  son valores de los umbrales de los valores más altos y más bajos confiables en unidades logarítmicas.

$y_{med}$ , media de los valores de los datos.

$K_n$ , Valor tabulado de los datos.

$S_y$ , Desviación estándar de los datos.

- Gumbel de valores extremos tipo I

Se utiliza la función de densidad

$$f(x) = \frac{1}{\alpha} \exp\left[\frac{-x-\beta}{\alpha} - \exp\left(\frac{-x-\beta}{\alpha}\right)\right]$$

Parámetros de la distribución:

$$\alpha = \frac{\sqrt{6}}{\pi} s$$

$$\beta = \bar{x} - 0.5772\alpha$$

$\bar{x}$  y  $s$ , media y desviación estándar

La magnitud de un evento hidrológico extremo puede representarse como la media  $\mu$  más una desviación  $\Delta XT$  de la variable con respecto a la media:  $XT = \mu + \Delta XT$

Esta desviación con respecto a la media puede igualarse al producto de la desviación estándar  $\sigma$  y el factor de frecuencia  $K_T$ ; es decir,  $\Delta XT = K_T \sigma$ . La desviación  $\Delta XT$  y el factor de frecuencia  $K_T$  son funciones del período de retorno y del tipo de distribución de probabilidad a utilizarse en el análisis. Entonces la Ecuación anterior puede expresarse como:

$$XT = \mu + K_T \sigma$$

Es el ajuste estadístico que se ha utilizado el cual tiene la siguiente expresión, para el factor de frecuencia.

$$K_T = -\frac{\sqrt{6}}{\pi} \left\{ 0.5772 + \ln \left[ \ln \left( \frac{T}{T-1} \right) \right] \right\}$$

Año	5	LN	10	LN	15	LN	20	LN	30	LN	45	LN	60	LN	90	LN	120	LN	150	LN	180	LN	240	LN	360	LN
1953	118.8	2.0748164	117	2.0681859	112.2	2.049993	99.6	1.9982593	81.6	1.91169	63.6	1.8034571	48.6	1.6866363	41.4	1.6170003	19.8	1.2966652	16.2	1.209515	13.8	1.1398791	10.8	1.0334238	8.4	0.9242793
1954	133.8	2.1264561	126	2.1003706	93.6	1.971276	91.8	1.9628427	66.6	1.823474	46.8	1.6702459	39.6	1.5976952	27	1.4313638	20.4	1.3096302	14.4	1.1583625	12.6	1.1003706	10.2	1.0086002	6	0.7781513
1955	148.8	2.1726029	123	2.0899051	118.2	2.072617	110.4	2.0429691	96.6	1.984977	77.4	1.888741	60.6	1.7824726	41.4	1.6170003	31.2	1.4941546	18.3	1.2624511	22.8	1.3579349	18	1.2552725	12	1.0791813
1956	127.2	2.1044871	121.8	2.0856473	120	2.079181	106.8	2.0285713	81.6	1.91169	60.6	1.7824726	46.8	1.6702459	34.2	1.5340261	26.4	1.4216039	22.2	1.346353	18.6	1.2695129	14.4	1.1583625	14.4	1.1583625
1957	135.6	2.1322597	123.6	2.0920185	100.8	2.003461	84	1.9242793	71.4	1.853698	51	1.7075702	39.6	1.5976952	31.2	1.4941546	24	1.3802112	16.2	1.209515	13.8	1.1398791	13.5	1.1303338	7.2	0.8573325
1958	142.8	2.1547282	113.4	2.0546131	99	1.995635	85.8	1.9334873	69.6	1.842609	50.4	1.7024305	40.8	1.6106602	29.4	1.4683473	22.8	1.3579348	19.2	1.2833012	16.2	1.209515	12.6	1.1003706	8.4	0.9242793
1959	220.8	2.3439991	176.4	2.2464986	157.8	2.198107	148.8	2.1726029	120.6	2.081347	86.4	1.9365137	66.6	1.8234742	45.6	1.6589648	35.4	1.5490033	28.8	1.4593925	25.2	1.4014005	19.2	1.2833012	9	0.9542425
1960	121.2	2.0835026	120	2.0791813	114.6	2.059185	91.2	1.9599948	77.4	1.888741	54.6	1.7371926	43.2	1.6354837	33	1.5185139	26.4	1.4216039	21.6	1.3344538	18.6	1.2695129	14.4	1.1583625	11.4	1.0569049
1961	159.6	2.2030329	129.6	2.112605	114.6	2.059185	100.2	2.0008677	88.2	1.945469	66	1.8195439	50.4	1.7024305	22.2	1.346353	18	1.2552725	16.2	1.209515	15.6	1.1931246	13.8	1.1398791	12	1.0791813
1962	154.8	2.189771	135	2.1303338	118.2	2.072617	97.2	1.9876663	84.6	1.92737	64.8	1.811575	51	1.7075702	35.4	1.5490033	27.6	1.4409091	22.8	1.3579348	19.2	1.2833012	14.4	1.1583625	10.2	1.0086002
1963	146.4	2.1655411	120	2.0791813	103.2	2.01368	92.4	1.965672	79.2	1.898725	63	1.7993405	52.8	1.7226339	31	1.4913617	31.2	1.4941546	22.8	1.3579348	19.8	1.2966652	15.6	1.1931246	11.1	1.045323
1964	133.2	2.1245042	121.2	2.0835026	113.4	2.054613	109.2	2.0382226	92.4	1.965672	73.8	1.8680564	59.4	1.7737864	40.2	1.6042261	30	1.4771213	25.2	1.4014005	12	1.0791813	14.4	1.1583625	13.2	1.1205739
1965	205.2	2.3121774	169.8	2.2299377	136.2	2.134177	112.8	2.0523091	82.8	1.91803	56.4	1.7512791	44.4	1.647383	30.6	1.4857214	24	1.3802112	19.8	1.2966652	16.8	1.2253093	13.2	1.1205739	15	1.1760913
1966	123	2.0899051	121.2	2.0835026	100.8	2.003461	90.6	1.9571282	80.4	1.905256	57	1.7558749	24	1.3802112	28.2	1.4502491	24.6	1.3909351	20.4	1.3096302	16.8	1.2253093	16.5	1.2174839	14.1	1.1492191
1967	188.4	2.2750809	114	2.0569049	89.4	1.951338	76.8	1.8853612	60.6	1.782473	48	1.6812412	42	1.6232493	35.4	1.5490033	28.8	1.4593925	24	1.3802112	20.4	1.3096302	9.6	0.9822712	19.2	1.2833012
1968	144	2.1583625	142.2	2.1528996	138.6	2.141763	124.2	2.0941216	98.4	1.992995	73.2	1.8645111	58.8	1.7693773	46.8	1.6702459	44.4	1.647383	23.1	1.363612	36	1.5563025	12	1.0791813	24	1.3802112
1969	151.8	2.1812718	88.2	1.9454686	78.6	1.895423	66	1.8195439	58.8	1.769377	51.6	1.7126497	48	1.6812412	34.8	1.5415792	27	1.4313638	22.2	1.346353	18.6	1.2695129	9	0.9542425	13.8	1.1398791
1970	159.6	2.2030329	139.8	2.1455072	131.4	2.118595	120.6	2.0813473	96	1.982271	75	1.8750613	58.8	1.7693773	42.6	1.6294096	34.8	1.5415792	22.2	1.346353	27.6	1.4409091	21.6	1.3344538	19.2	1.2833012
1971	164.4	2.2159018	142.2	2.1528996	119.4	2.077004	92.4	1.965672	88.2	1.945469	64.8	1.811575	49.2	1.6919651	34.2	1.5340261	26.4	1.4216039	22.2	1.346353	19.2	1.2833012	15	1.1760913	15.6	1.1931246
1972	127.2	2.1044871	98.4	1.9929951	85.2	1.93044	78	1.8920946	59.4	1.773786	42	1.6232493	31.8	1.5024271	22.2	1.346353	18	1.2552725	14.4	1.1583625	12.6	1.1003706	10.2	1.0086002	11.4	1.0569049
1973	236.4	2.3736475	169.2	2.2284004	123.6	2.092018	111.6	2.0476642	100.2	2.000868	73.8	1.8680564	60	1.7781513	45.6	1.6589648	21.6	1.3344538	21	1.3222193	12.6	1.1003706	9.6	0.9822712	3.6	0.5563025
1974	120	2.0791813	116.4	2.065953	98.4	1.992995	87.6	1.9425041	75	1.875061	55.8	1.7466342	45.6	1.6589648	30.6	1.4857214	23.4	1.3692159	19.2	1.2833012	16.2	1.209515	15.6	1.1931246	12	1.0791813
1975	124.8	2.0962146	110.4	2.0429691	107.4	2.031004	93.6	1.9712758	83.4	1.921166	80.4	1.905256	73.2	1.8645111	51	1.7075702	39	1.5910646	20.7	1.3159703	27.6	1.4409091	21	1.3222193	14.4	1.1583625
1976	207.6	2.3172274	145.8	2.1637575	108.6	2.03583	88.8	1.948413	66.6	1.823474	49.8	1.6972293	42.6	1.6294096	32.4	1.510545	27.6	1.4409091	22.2	1.346353	18.6	1.2695129	14.4	1.1583625	11.4	1.0569049
1977	150	2.1760913	103.2	2.0136797	90.6	1.957128	78	1.8920946	57	1.755875	43.8	1.6414741	33	1.5185139	25.8	1.4116197	19.8	1.2966652	15.6	1.1931246	14.4	1.1583625	13.2	1.1205739	10.8	1.0334238
1978	162	2.209515	105	2.0211893	93	1.968483	78.6	1.8954225	78	1.892095	58.2	1.764923	46.8	1.6702459	38.4	1.5843312	31.2	1.4941546	27	1.4313638	23.4	1.3692159	12.6	1.1003706	9.6	0.9822712
1979	136.8	2.1360861	130.8	2.1166077	112.8	2.052309	100.8	2.0034605	76.2	1.881955	66.6	1.8234742	52.2	1.7176705	38.4	1.5843312	36.6	1.5634811	30	1.4771213	25.8	1.4116197	20.4	1.3096302	13.8	1.1398791
1980	133.2	2.1245042	127.2	2.1044871	125.4	2.098298	123.6	2.0920185	96.6	1.984977	66	1.8195439	50.4	1.7024305	34.8	1.5415792	28.2	1.4502491	24	1.3802112	20.4	1.3096302	15.6	1.1931246	10.2	1.0086002
1981	116.4	2.065953	110.4	2.0429691	94.8	1.976808	86.4	1.9365137	87	1.939519	61.8	1.7909885	47.4	1.6757783	36	1.5563025	27.6	1.4409091	22.8	1.3579348	15.6	1.1931246	13.2	1.1205739	6	0.7781513
1982	123.6	2.0920185	115.8	2.0637086	97.2	1.987666	87	1.9395193	81	1.908485	67.8	1.8312297	52.2	1.7176705	35.4	1.5490033	27	1.4313638	21.6	1.3344538	18.6	1.2695129	15.6	1.1931246	13.8	1.1398791
1983	124.8	2.0962146	118.2	2.0726175	93	1.968483	82.2	1.9148718	67.68	1.83046	58.2	1.764923	39.6	1.5976952	34.8	1.5415792	27.6	1.4409091	25.8	1.4116197	21.6	1.3344538	13.8	1.1398791	9.6	0.9822712
1984	136.8	2.1360861	125.4	2.0982975	104.4	2.0187	90.3	1.9556878	80.94	1.908163	62.7	1.7972675	45.6	1.6589648	34.5	1.5378191	26.7	1.4265113	23.1	1.363612	19.8	1.2966652	12	1.0791813	6.6	0.8195439
1985	148.8	2.1726029	132.6	2.1225435	115.8	2.063709	98.4	1.9929951	94.2	1.974051	67.2	1.8273693	51.6	1.7126497	34.2	1.5340261	25.8	1.4116197	20.4	1.3096302	18	1.2552725	10.2	1.0086002	3.6	0.5563025
1986	176.4	2.2464986	137.4	2.1379867	124.8	2.096215	108.6	2.0358298	91.8	1.962843	64.2	1.807535	54.6	1.7371926	38.4	1.5843312	33.6	1.5263393	19.2	1.2833012	16.8	1.2253093	13.2	1.1205739	9	0.9542425
1987	148.8	2.1726029	114.6	2.0591846	92.4	1.965672	83.4	1.9211661	70.2	1.846337	51	1.7075702	42	1.6232493	28.8	1.4593925	22.2	1.346353	18	1.2552725	16.2	1.209515	12.6	1.1003706	8.4	0.9242793
1988	168	2.2253093	120	2.0791813	114	2.056905	100.8	2.0034605	84	1.924279	81.6	1.9116902	85.8	1.9334873	73.2	1.8645111	55.2	1.7419391	45	1.6532125	37.8	1.5774918	29.4	1.4683473	19.2	1.2833012
1989	156	2.1931246	126	2.1003706	131.4	2.118595	119.4	2.0770043	104.4	2.0187	78	1.8920946	63	1.7993405	42.6	1.6294096	34.2	1.5340261	27.6	1.4409091	24	1.3802112	18.6	1.2695129	12.6	1.1003706

Año	5	LN	10	LN	15	LN	20	LN	30	LN	45	LN	60	LN	90	LN	120	LN	150	LN	180	LN	240	LN	360	LN
1990	180	2.2552725	151.2	2.1795518	124.2	2.094122	109.2	2.0382226	88.8	1.948413	63.6	1.8034571	49.2	1.6919651	36	1.5663025	27	1.4313638	21.6	1.3344538	19.2	1.2833012	15	1.1760913	9.6	0.9822712
1991	127.2	2.1044871	100.2	2.0008677	82.8	1.91803	82.8	1.9180303	77.4	1.888741	55.2	1.7419391	42	1.6232493	22.8	1.3579348	18.6	1.2695129	15	1.1760913	13.2	1.1205739	10.8	1.0334238	7.8	0.8920946
1992	111.6	2.0476642	85.8	1.9334873	73.2	1.864511	61.2	1.7867514	47.4	1.675778	34.8	1.5415792	27	1.4313638	18	1.2552725	14.4	1.1583625	15.3	1.1846914	13.2	1.1205739	13.2	1.1205739	9	0.9542425
1993	126	2.1003706	75	1.8750613	62.4	1.795185	54.6	1.7371926	45.6	1.658965	41.4	1.6170003	34.2	1.5340261	23.4	1.3692159	18.6	1.2695129	15.6	1.1931246	13.2	1.1205739	9.6	0.9822712	7.2	0.8573325
1994	246	2.3909351	207	2.3159704	148.2	2.170848	111.6	2.0476642	81	1.908485	56.4	1.7512791	43.2	1.6354837	34.2	1.5340261	27	1.4313638	22.2	1.346353	18.6	1.2695129	16.8	1.2253093	12	1.0791813
1995	150	2.1760913	123	2.0899051	108	2.033424	115.8	2.0637086	88.8	1.948413	63.6	1.8034571	48.6	1.6866363	33	1.5185139	26.4	1.4216039	21.6	1.3344538	18	1.2552725	13.8	1.1398791	9	0.9542425
1996	120	2.0791813	97.8	1.9903389	79.8	1.902003	70.8	1.8500333	51	1.70757	40.8	1.6106602	33	1.5185139	25.2	1.4014005	19.8	1.2966652	18.6	1.2695129	17.4	1.2405493	14.4	1.1583625	13.2	1.1205739
1997	174	2.2405493	144	2.1583625	127.8	2.106531	112.2	2.0499929	94.8	1.976808	84	1.9242793	69	1.8388491	46.8	1.6702459	35.4	1.5490033	28.2	1.4502491	23.4	1.3692159	17.4	1.2405493	12	1.0791813
1998	181.2	2.2581582	153.6	2.1863912	120.6	2.081347	93.6	1.9712758	75	1.875061	63.6	1.8034571	49.8	1.6972293	33.6	1.5263393	26.4	1.4216039	21.6	1.3344538	18.6	1.2695129	13.2	1.1205739	9	0.9542425
1999	153.6	2.1863912	120.6	2.0813473	113.4	2.054613	100.2	2.0008677	84	1.924279	73.8	1.8680564	61.8	1.7909885	41.4	1.6170003	32.4	1.510545	25.8	1.4116197	22.2	1.346353	16.8	1.2253093	12	1.0791813
2000	120	2.0791813	96	1.9822712	79.8	1.902003	70.8	1.8500333	63	1.799341	54	1.7323938	42.6	1.6294096	28.8	1.4593925	22.2	1.346353	21.6	1.3344538	19.2	1.2833012	14.4	1.1583625	10.2	1.0086002
2001	108	2.0334238	75	1.8750613	67.2	1.827369	60	1.7781513	49.8	1.697229	39	1.5910646	29.4	1.4683473	20.4	1.3096302	15.6	1.1931246	13.2	1.1205739	17.1	1.2329961	8.4	0.9242793	5.4	0.7323938
2002	102	2.0086002	84	1.9242793	72	1.857332	61.8	1.7909885	55.2	1.741939	42	1.6232493	32.4	1.510545	20.4	1.3096302	13.8	1.1398791	16.2	1.209515	15	1.1760913	13.2	1.1205739	9.6	0.9822712
2003	127.2	2.1044871	115.2	2.0614525	95.4	1.979548	86.4	1.9365137	63	1.799341	51	1.7075702	39.6	1.5976952	36.6	1.5634811	34.2	1.5340261	27.6	1.4409091	24	1.3802112	12	1.0791813	8.4	0.9242793
2004	162.6	2.2111205	148.8	2.1726029	122.4	2.087781	108.6	2.0358298	87.6	1.942504	64.8	1.811575	50.4	1.7024305	34.8	1.5415792	28.2	1.4502491	22.8	1.3579348	19.2	1.2833012	15.6	1.1931246	10.2	1.0086002
2005	198	2.2966652	213.6	2.3296013	182.4	2.261025	166.8	2.222196	137.4	2.137987	98.4	1.9929951	74.4	1.8715729	52.2	1.7176705	42	1.6232493	18	1.2552725	15.9	1.2013971	25.2	1.4014005	18	1.2552725
2006	120	2.0791813	120	2.0791813	113.4	2.054613	89.4	1.9513375	64.8	1.811575	43.8	1.6414741	33	1.5185139	22.2	1.346353	16.8	1.2253093	13.2	1.1205739	12.6	1.1003706	12	1.0791813	7.8	0.8920946
2007	180	2.2552725	101.4	2.006038	85.2	1.93044	82.8	1.9180303	63	1.799341	52.8	1.7226339	41.4	1.6170003	27.6	1.4409091	21	1.3222193	16.8	1.2253093	13.8	1.1398791	11.4	1.0569049	7.8	0.8920946
2008	168	2.2253093	110.7	2.0441476	86.7	1.938019	86.4	1.9365137	71.4	1.853698	63.6	1.8034571	55.8	1.7466342	45.6	1.6589648	41.4	1.6170003	36.6	1.5634811	32.4	1.510545	25.8	1.4116197	19.8	1.2966652
2009	156	2.1931246	120	2.0791813	88.2	1.945469	90	1.9542425	79.8	1.902003	74.4	1.8715729	70.2	1.8463371	63.6	1.8034571	61.8	1.7909885	38.4	1.5843312	34.8	1.5415792	27	1.4313638	19.2	1.2833012
2010	121.2	2.0835026	120	2.0791813	120	2.079181	116.4	2.065953	96.6	1.984977	71.4	1.8536982	55.2	1.7419391	45	1.6532125	43.2	1.6354837	39.6	1.5976952	36.6	1.5634811	28.2	1.4502491	18.6	1.2695129
Promedio	2.1678925		2.0855231		2.021482		1.9695939		1.88855		1.7761498		1.6736323		1.5325599		1.4293722		1.3300402		1.2753484		1.1596393		1.029299	
Desv.Estandar	0.0859512		0.089619		0.091053		0.0925623		0.095926		0.0955657		0.1116752		0.1201966		0.1334589		0.1139162		0.1244095		0.123414		0.169501	
YA	2.411994		2.3400411		2.280072		2.2324708		2.160981		2.0475565		1.9907898		1.8739183		1.8083955		1.6535622		1.6286715		1.5101349		1.5106819	
YB	1.9237911		1.8310052		1.762892		1.7067169		1.616118		1.5047432		1.3564748		1.1912014		1.050349		1.0065182		0.9220253		0.8091437		0.547916	
Imáx.	246	258.22	213.6	218.8	182.4	190.58	166.8	170.79	137.4	144.87	98.4	111.57	85.8	97.9	73.2	74.80288	61.8	64.32732	45	45.03625	37.8	42.52766	29.4	32.36942	24	32.410217
lmin.	102	83.905627	75	67.76497	62.4	57.9285	54.6	50.8999	45.6	41.316	34.8	31.97	24	22.723476	18	15.53107	13.8	11.2292	13.2	10.15122	12	8.3565172	8.4	6.4438239	3.6	3.5311487
	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok	Ok

**Enter Name**   
(required to save)

**Select Regression Method**  $Y = a/(b + X)$

**Enter XY Data**

Enter as XY Pairs - one pair per line - example:

```

5.0 215.0
10.0 179.0
15.0 153.0
20.0 137.0
30.0 114.0
45.0 88.0
60.0 74.0
90.0 56.0
120.0 47.0
150.0 35.0
180.0 32.0
240.0 25.0
360.0 20.0
                    
```

separate X and Y with a space.

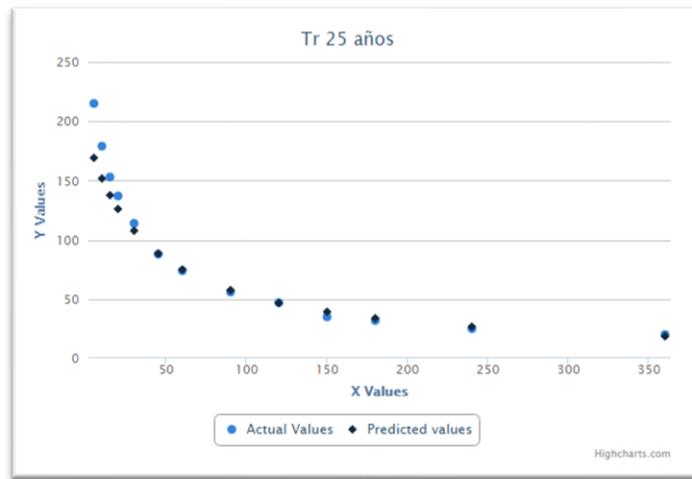
You can also paste directly into text box from a spreadsheet if data is in columns.

Table View | Report View | XML View

Regression Method Inverse  
Regression Equation  $Y = a/(b + X)$   
Equation Value (a) 7.421.1510  
Equation Value (b) 38.8945  
Sum Squared Errors 3.275.63  
Average of X 101.9231  
Average of Y 82.9579  
Variance of a 0.2218  
Variance of b 0.0022  
R Squared 0.9052

X	Actual Y	Calculated Y
5	215	169.0678
10	179	151.7788
15	153	137.6977
20	137	126.0075
30	114	107.7176
45	88	88.4581
60	74	75.0411
90	56	57.5754
120	47	46.7049
150	35	39.2873
180	32	33.9029
240	25	26.6092
360	20	18.6043

Calculate
Save
Help
Done
Plot



**Enter Name**   
(required to save)

**Select Regression Method**  $Y = a/(b + X)$

**Enter XY Data**

Enter as XY Pairs - one pair per line - example:

```

5.0 191.0
10.0 159.0
15.0 137.0
20.0 122.0
30.0 102.0
45.0 78.0
60.0 65.0
90.0 49.0
120.0 40.0
150.0 30.0
180.0 28.0
240.0 21.0
360.0 17.0
                    
```

separate X and Y with a space.

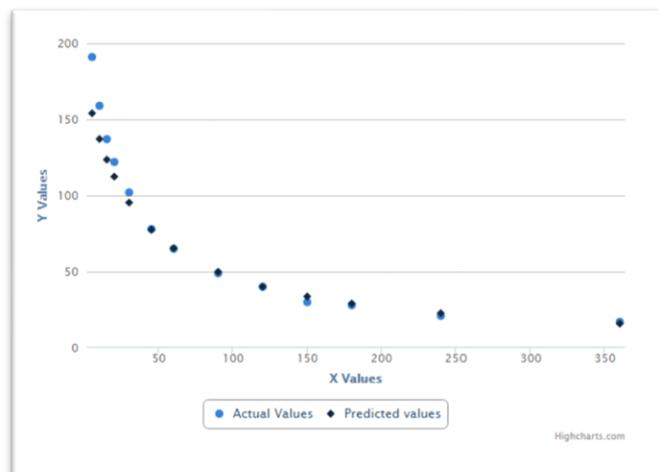
You can also paste directly into text box from a spreadsheet if data is in columns.

Table View | Report View | XML View

Regression Method Inverse  
Regression Equation  $Y = a/(b + X)$   
Equation Value (a) 6.252.2963  
Equation Value (b) 35.5930  
Sum Squared Errors 2.180.87  
Average of X 101.9231  
Average of Y 73.5887  
Variance of a 0.1477  
Variance of b 0.0014  
R Squared 0.9233

X	Actual Y	Calculated Y
5	191	154.0241
10	159	137.1320
15	137	123.5804
20	122	112.4656
30	102	95.3196
45	78	77.5787
60	65	65.4054
90	49	49.7822
120	40	40.1837
150	30	33.6882
180	28	29.0005
240	21	22.6867
360	17	15.8049

Calculate
Save
Help
Done
Plot



Constantes	25 años	10 años
a	7063.548	6252.296
b	37.142	35.593
r <sup>2</sup>	0.921	0.923

$$I = \frac{a}{(b+t)}$$

Ecuación para el cálculo de la Intensidad.

INTENSIDAD - DURACIÓN - FRECUENCIA				
DURACIÓN	PERÍODO DE RETORNO			
	10	25	50	100
5	154.02	167.61	177.95	189.84
10	137.13	149.83	160.96	172.16
15	123.58	135.47	146.94	157.5
20	112.47	123.61	135.16	145.14
30	95.32	105.2	116.49	125.44
45	77.58	85.99	96.5	104.23
60	65.41	72.71	82.36	89.15
90	49.78	55.56	63.7	69.15
120	40.18	44.95	51.93	56.48
150	33.69	37.74	43.83	47.73
180	29	32.53	37.92	41.33
240	22.69	25.49	29.86	32.59

Tabla de valores finales de intensidad

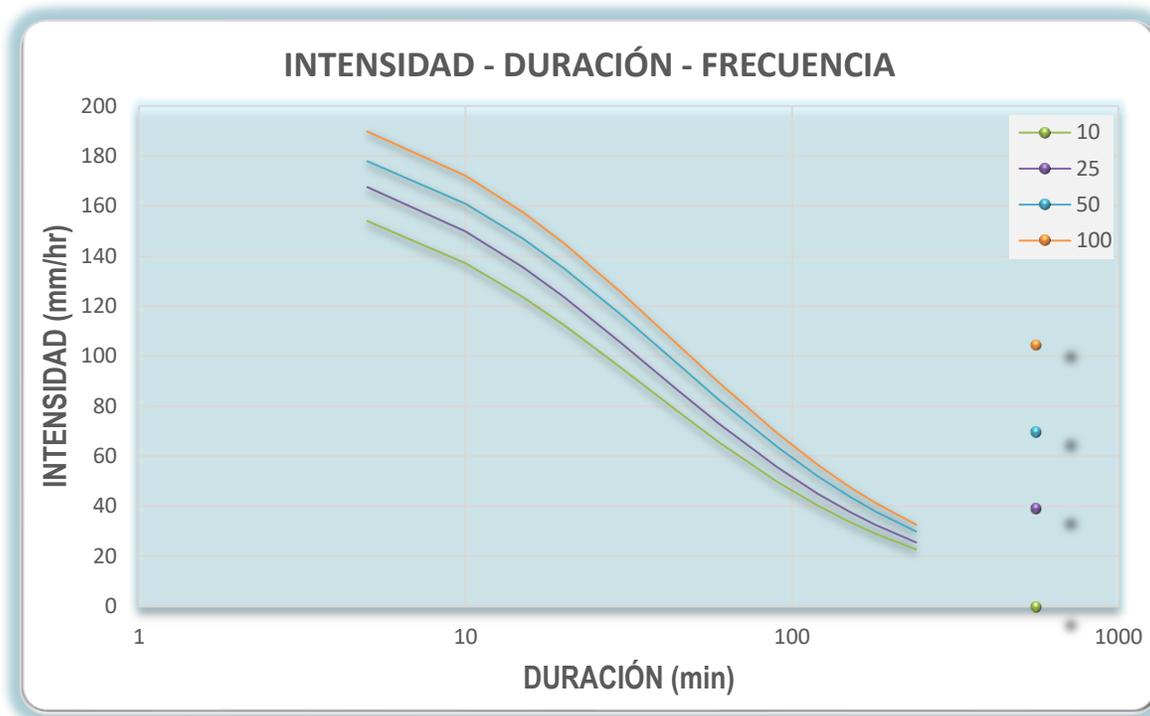


Gráfico 2. Curvas de Intensidad estación Ilopango, ajustadas.

#### 4.2.7. Cálculo del caudal

Para la determinación del caudal se utilizará la fórmula racional, la cual se puede aplicar a cuencas de hasta 1.5Km<sup>2</sup>, El método racional americano se basa en calcular la cantidad de agua que se acumulará y recorrerá sobre la superficie hacia la zona de descarga, después de que cierta cantidad de agua fue absorbida, evaporada, retenida, etc. Esa cantidad de agua que escurrirá sobre la superficie depende de la intensidad de la lluvia, el coeficiente de escorrentía, y el área de la subcuenca.

La fórmula a aplicar es la siguiente:

$$Q = \frac{CIA}{3600}$$

Donde:

$Q$  = Caudal en l/s

$C$  = Coeficiente de escorrentía, adimensional

$I$  = Intensidad en mm/h

$A$  = Área de la cuenca en m<sup>2</sup>

##### 4.2.7.1. Área de la cuenca

Tal como se definió, el área de la cuenca tiene un total de 39,362m<sup>2</sup>, con la cual se determinó el caudal generado en un evento con período de retorno de 10 y 25 años, en la condición sin proyecto y con proyecto.

### 4.2.7.2. Coeficiente de escorrentía

La escorrentía es el agua excedente de lluvia que recorre libremente la superficie del área analizada, desde aguas arriba a un punto de concentración. La llamamos agua excedente porque es agua que supera la capacidad del terreno o superficie llovida a ser infiltrada, y, por lo tanto, se desplaza siguiendo la pendiente del terreno, hacia el punto más bajo de la subcuenca que lo limita, el coeficiente de escorrentía es, por tanto, el porcentaje del agua llovida que recorrerá la superficie.

A continuación, se presentan los coeficientes de escorrentía para los diferentes tipos de uso de suelo de acuerdo al reglamento de OPAMSS.

Uso de Suelo	Coeficiente de escorrentía
Residencial media densidad	0.4 – 0.6
Parqueos de asfalto	0.80 – 0.95
Techos	0.75 – 0.95
Pastos y granos básicos	0.4

Dado que hay diferentes usos de suelo, se debe obtener un Coeficiente de escorrentía ponderado, para lo cual se utiliza la expresión:

$$C_{ponderado} = \frac{\sum A \times C}{A_{total}}$$



Imagen 10. Usos de suelo



Imagen 11. Cuenca del proyecto

Uso de Suelo	Área	C	AxC
Residencial media densidad	12,905	0.5	6,452.5
Parqueos de asfalto	17,987	0.875	15,738.625
Pastos y granos básicos	8,470	0.4	3388
TOTAL	39,362		25,579.125
<b>C ponderado</b>			0.65

Cálculo de C ponderado sin proyecto

Uso de Suelo	Área	C	AxC
Residencial media densidad	12905	0.5	6452.5
Parqueos de asfalto	1560	0.875	1365
Área de Techos	5070	0.85	4309.5
Urbanización	11357	0.5	5678.5

Uso de Suelo	Área	C	AxC
Pastos y granos básicos	8470	0.4	3388
TOTAL	39362		21193.5
<b>C ponderado</b>			0.54

Cálculo de C ponderado con proyecto

#### 4.2.7.3. Intensidad

Se utilizó los valores de intensidad determinados con los valores de precipitación máximos y que se muestran en la tabla de valores finales de intensidad para diferentes períodos de retorno, para el caso dado que la cuenca es muy pequeña el tiempo de concentración se considera 5 minutos, por lo que, para un período de retorno de 10 años la intensidad es 154.02 y para 25 años 167.61

#### 4.2.7.4. Resumen de caudales en condición sin proyecto y con proyecto

Los caudales calculados que se obtuvieron con el método racional en el punto de interés el siguiente:

Período de retorno	Descripción de la cuenca	Área (m2)	C ponderado	Intensidad (mm/h)	Caudal (l/s)	Caudal (m3/s)
10	Sin proyecto	39362	0.65	154.02	1094.62	1.09
	Con proyecto	39362	0.54	154.02	909.38	0.91
25	Sin proyecto	39362	0.65	167.61	1191.21	1.19
	Con proyecto	39362	0.54	167.61	989.62	0.99

Con la determinación del caudal generado por la cuenca se puede definir las obras hidráulicas que serán necesarias para el tratamiento de la escorrentía superficial.

Dado que el terreno actualmente se encuentra recubierto de pavimento en su mayoría, la condición con proyecto reduce el caudal debido a que se incrementan las áreas verdes y las obras de urbanización, con lo que se modifica el coeficiente de escorrentía de 0.875 a 0.5 dentro del proyecto.

Se considerará como criterio de seguridad dado que es la condición más crítica la condición sin proyecto para el diseño y cálculo de la red de drenaje pluvial.

#### 4.2.8. Drenaje existente

El sistema de drenaje existente se encuentra funcionando y está compuesto por un colector con sumideros, cajas tragantes, pozos, la descarga del proyecto en las condiciones actuales se realiza a la quebrada más cercana, a una distancia aproximadamente de 95 m, por medio de una tubería de 24" de concreto, pero el mismo debe ser removido dado que se realizarán obras de terracería y construcción de edificios en la zona donde este se encuentra emplazado, lo anterior se aprecia en la imagen 13.



Imagen 12. Sistema de drenaje existente y huella de módulos habitacionales

#### 4.2.9. Capacidad hidráulica y las condiciones de flujo de las obras existentes

Para el sistema de drenaje existente se ha revisado la capacidad del mismo, tomando en consideración el caudal generado por el inmueble del proyecto, el cálculo que se obtuvo con el método racional para un período de retorno de 25 años es el siguiente:

$$Q = \frac{CIA}{3600} = \frac{0.875 \times 167.61 \times 17987}{3600} = 732.76 \text{ l/s} = 0.73 \frac{m^3}{s}$$

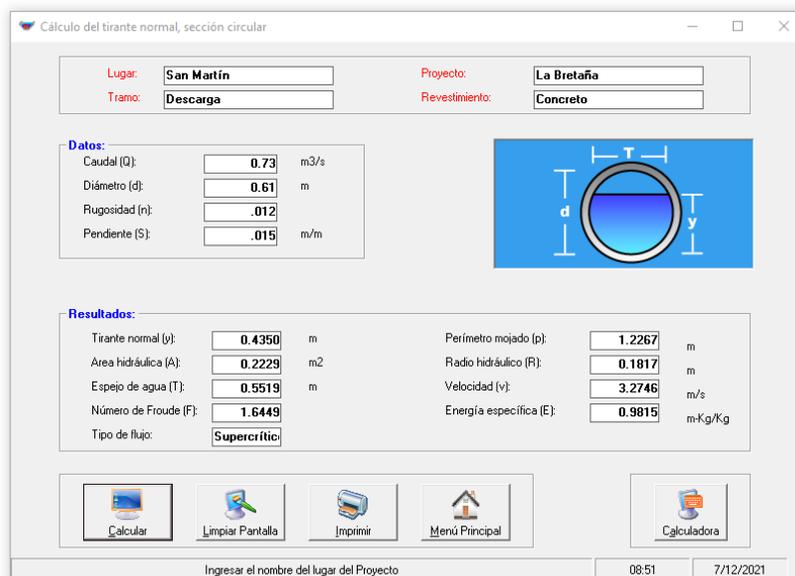


Imagen 13. Capacidad del sistema existente.

Se aprecia en la imagen 13, que el sistema actualmente funciona a un 70% de la capacidad.

Tal como se ha confirmado en el apartado 4.2.7.4 la condición con proyecto reduce el caudal que llega al punto de interés, aun así, la capacidad hidráulica del sistema de drenaje que se propone, será evaluado con el caudal generado por el terreno del proyecto en la condición actual ya que es más desfavorable, esto se puede confirmar en la imagen 14.

Utilizando una relación de  $y/D = 0.80$ , se determina una tubería de PVC de 20 pulg. de diámetro es capaz de evacuar todo el caudal recolectado por el sistema, pero por criterio de seguridad se propondrá una tubería de PVC de 24 pulg., dado que se prevé que puedan existir obstrucciones en el sistema por causas no previstas como arrastre de basura entre otros.

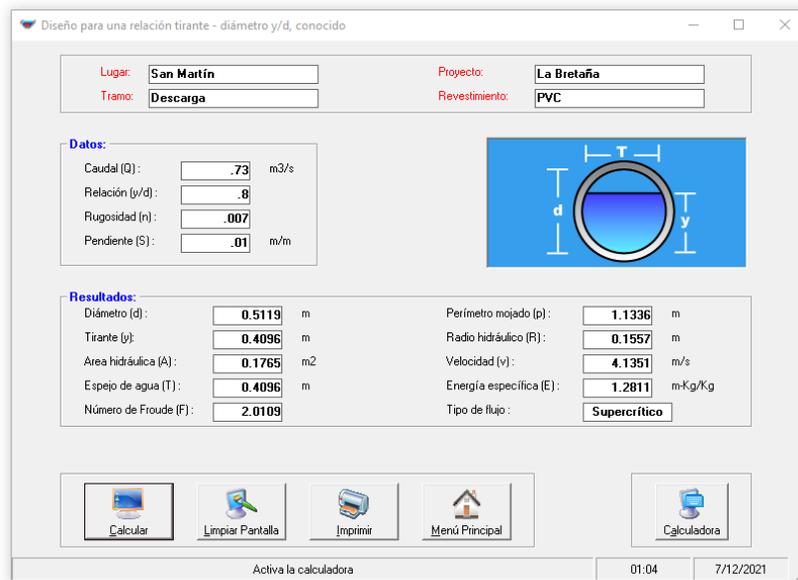


Imagen 14. Tirante máximo en descarga del sistema de drenaje.

En la descarga que se ubica en las coordenadas 13°43'51.12"N, 89° 4'10.10"O se deben realizar obras de emplantillados y disipadores de energía para evitar problemas de erosión, se muestra en la imagen 16, la tipología de obra propuesta

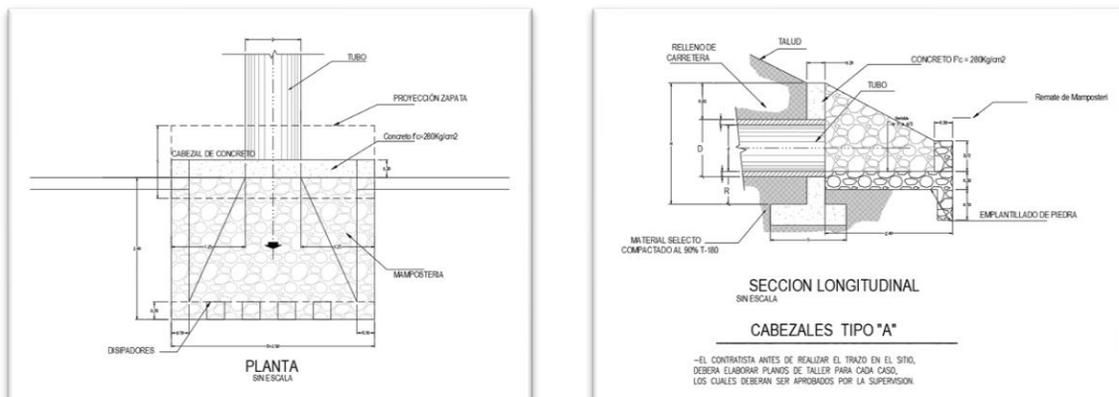


Imagen 16. Obras propuestas en la descarga

### 4.3. Estudio y diseño hidráulico.

Para el diseño hidráulico se siguió una serie de pasos, de los cuales se proporcionará una breve descripción. El resultado final de estas etapas se encuentra plasmado en los planos constructivos para el área de instalaciones hidráulicas en los que se incluyen el suministro de agua potable y evacuación de aguas grises y servidas, también el manejo de la escorrentía generada por efecto de la lluvia. El diseño hidráulico comprende la definición y diseño de las redes de abastecimiento de agua potable, la red de alcantarillado sanitario y la red de aguas lluvias.

En cada uno de estos sistemas los cuales se han elaborado considerando las normativas vigentes y siguiendo las recomendaciones establecidas en las factibilidades obtenidas para el desarrollo del proyecto, al mismo tiempo se elaboró un análisis de costos unitarios que fue agregado al respectivo presupuesto.

#### 4.3.1. Normativas

Para el dimensionamiento de las obras de drenaje, se utiliza el criterio de las guías de drenaje urbano de la FHWA (Federal Highway Administration) "Urban drainage design manual N°22". Se considera también el "Reglamento a la ley de desarrollo y ordenamiento territorial del área metropolitana de San Salvador y los municipios aledaños" de la oficina de planificación del área metropolitana de San Salvador (OPAMSS).

Para el diseño de la red de tuberías de aguas negras se construirá con la normativa de ANDA en la que se especifica que la velocidad mínima en dichas tuberías será de 0.5 m/s y la máxima de 5 m/s, teniendo como mínimo una pendiente de 1%.

Las tuberías serán de PVC con un coeficiente de Manning de 0.01, según la norma AWWA.

#### 4.3.2. Factibilidad hidráulica

La factibilidad hidráulica del proyecto fue solicitada por el ministerio de vivienda y fue considerado como factible por la administración nacional de acueductos y alcantarillados (ANDA) tal como se aprecia en la nota de respuesta emitida el 09 de octubre de 2021. En la misma se indica que se debe instalar un sistema hidroneumático dentro de la estación de bombeo La Britania del municipio de San Martín y que la presión en el troncones es de **25 PSI (17.50 mca)**.

Para el caso del alcantarillado, en el mismo documento de factibilidad que se ha mencionado se indica que es factible descargar un caudal de aguas negras de **9.6 l/s** realizando la conexión al sistema existente aproximadamente a 1,127 m aguas abajo del proyecto, en la Av. Veracruz Sur, Residencial Altavista IV, municipio de San Martín, mediante una ampliación de tubería de 8".

#### 4.3.3. Diseño de la red de agua potable

En este estudio para el diseño hidráulico se ha elaborado el dimensionamiento de los elementos que compondrán el sistema de agua potable que abastecerá al complejo habitacional La Bretaña. Para el cálculo de la red, se utilizó como referencia la dotación doméstica urbana, según la norma técnica de ANDA, la cual está definido que sea 200 litros/per/día (LPD) y se comparó con el cálculo de la demanda por medio de del método de artefactos más probables o unidades HUNTER para edificaciones en altura.

INFORMACION BÁSICA	
Municipio:	LA BRETaña
Cantón:	
Caserío:	
Fuente de agua	CONEXIÓN PÚBLICA
Aforo	
DATOS TÉCNICOS SEGÚN NORMA ANDA	
Dotacion Domestica	200.00 LPD
Dotacion Escuelas	
Dotacion Iglesias	
Factor maximo Diario k1	1.30Qmd
Factor maximo Horario k2	2.40Qmd
Factor minimo Diario k3	0.30Qmd
Perdidas en el sistema	0.00%

Cuadro III. Datos técnicos de la red

#### 4.3.3.1. Fórmulas usadas.

Para el cálculo de las pérdidas de carga se utilizará la fórmula de **Hazen-Williams**

$$H_f = 10.674[Q^{1.852} / (C^{1.852} \times D^{4.871})] \times L$$

De donde:

$H_f$  = Pérdida en el tránsito de análisis (mts)

$Q$  = Caudal en estudio (m<sup>3</sup>/seg)

$D$  = Diámetro de la tubería (mts)

$C$  = Coeficiente de tubería (adimensional)

$L$  = Longitud del tramo (mts)

El diámetro se establece por el **principio de continuidad**

$$\emptyset = \sqrt{4 \cdot Q / \pi \cdot V}$$

Dónde:

$\emptyset$  = Diámetro en mts

$Q$  = Caudal en m<sup>3</sup>/seg

$V$  = Velocidad en mts/seg

$A$  = Área en m<sup>2</sup>

Ecuación de Manning

$$Q = 1/n \cdot R_h^{0.6667} \cdot A_h \cdot S^{0.5}$$

También se utilizarán programas de cálculo especializado de apoyo (H-CANALES) para la verificación de los tirantes en las correspondientes tuberías.

Tablas de Unidades Mueble y de Unidades de Descarga por el **método de HUNTER**

4.3.3.2. Cálculo del abastecimiento.

**MÉTODO DE DEMANDAS**

La dotación diaria por m<sup>2</sup>, varía de acuerdo al tipo de uso destinado y a las características de la población y clima de la zona. Para efecto de este cálculo se utilizan los parámetros establecidos en la normativa de ANDA.

El inmueble es de uso residencial por lo que dentro de la normativa de ANDA está en la categoría de dotación domestica urbana la cual está dentro del rango de 80 a 350 lts/p/día. Para este caso tomaremos una dotación de 200 lts/p/día.

- No de Apartamentos = 224
- No de Habitantes por apartamento= 5
- Habitantes= 1,120
- Dotación: 200 lts/p/d

<b>Normas Técnicas ANDA L15 b.</b>	
<b>Tiempo Aducción</b>	<b>% de Consumo medio diario</b>
24 horas	20%
20 horas	30%
18 horas	42%
16 horas	48%

<b>DATOS DE POBLACION</b>	
POBLACION	1120
TASA DE CRECIMIENTO	0.00%
PERIODO DE DISEÑO	20
AÑO ACTUAL	2022
<b>ESCUELAS: 0 PERSONAS</b>	
#1	0.00 PERSONAS
#2	
#3	0.00 PERSONAS
<b>IGLESIAS: 0 PERSONAS</b>	
#1	0.00 PERSONAS
#2	
#3	
<b>ECCOS DE SALUD</b>	
ECOS DE SALUD	
<b>Horas de operación</b>	16.00 Horas

Cuadro IV. Datos técnicos de Normativa de ANDA

ANÁLISIS CAUDALES CARACTERÍSTICOS							
n	AÑO	POBLACION	DEMANDA Qmd (l/s)	CAUDAL MAXIMO DIARIO (l/s)	CAUDAL MAXIMO HORARIO (l/s)	CAUDAL MINIMO DIARIO (l/s)	HORAS DE OPERACIÓN
0	2022	1120	2.59	3.37	6.22	0.78	12.31
5	2027	1120	2.59	3.37	6.22	0.78	12.31
10	2032	1120	2.59	3.37	6.22	0.78	12.31
15	2037	1120	2.59	3.37	6.22	0.78	12.31
20	2042	1120	2.59	3.37	6.22	0.78	12.31

n	AÑO	POBLACION	Demanda max día	Vol, diario (m3)	HORAS DE OPERACIÓN
0	2022	1120	3.37	291.20	16.00
5	2027	1120	3.37	291.20	16.00
10	2032	1120	3.37	291.20	16.00
15	2037	1120	3.37	291.20	16.00
20	2042	1120	3.37	291.20	16.00

**CAUDAL DE BOMBEO**

$$Q_b = \frac{1.2 (QMD \text{ a } 10 \text{ años}) (24)}{n}$$

**Qbombeo= 5.06 L/S**

**MÉTODO DE UNIDADES HUNTER**

Este método se basa en el gasto probable que se genera en los artefactos sanitarios y la simultaneidad del uso, para el caso de cada uno de los artefactos indicados en el proyecto se asigna una unidad de gasto “wsfu”, de las cuales al sumar todas las que se utilizarán en el proyecto se obtiene la dotación que se requiere según la asignación individual de unidades.

A continuación, se presentan una serie de tablas donde se aprecia el cálculo de la demanda por este método

Artefactos	Unidades por artefacto Tanque (wsfu)
Inodoro Privado	2.2
Lavamanos privado	0.5
Ducha con válvula mezcladora	1
Fregadero	1

Unidades wsfu según artefacto sanitario

COMPLEJO HABITACIONAL LA BRETaña						
cálculo de demanda (Método de HUNTER)						
Artefactos	Cantidad por apto	Unidades por artefacto Tanque (wsfu)	Cantidad	Subtotal wsfu tanque	Unidades por artefacto válvula	Subtotal wsfu
Inodoro Privado	1	2.2	224	492.8		
Lavamanos privado	1		224		0.5	112
Ducha con válvula mezcladora	1		224		1	224
Fregadero	2		224		1	448
<b>TOTAL</b>				<b>492.8</b>		<b>784</b>

Cálculo de dotación por wsfu tanque	
wsfu	Dotación (L/S)
400	6.62
500	7.82
492.8	7.73

Cálculo de dotación por wsfu válvula	
wsfu	Dotación (L/S)
750	11.17
1000	13.12
784	11.44

Concepto	Total	Unidad
Caudal	19.17	L/S
Caudal	0.01916	m3/s
Área tub.	0.018	m2
diámetro	6	in
Velocidad	1.08	m/s

Caudal calculado según la dotación por unidades wsfu

Podemos establecer que, el cálculo realizado por el método de unidades de consumo es más representativo, ya que es más apegado a la realidad y al funcionamiento de un sistema de agua potable como el presentado, esto debido a los diferentes componentes que se encuentran establecidos en los inmuebles.

Dado lo anterior, el caudal que se utilizará para el dimensionamiento de la red y los equipos de abastecimiento será el determinado por el método de gasto más probable, que resulta ser de 19.2 l/s

### 4.3.3.3. Cálculo del diámetro de la red.

Calculando el diámetro de la red exterior tenemos para un módulo:

$$\varnothing = \sqrt{4Q/\pi v}$$

Tomando una velocidad máxima de 2.0 m/seg con el objetivo de sonidos en la tubería y sedimentación.

#### **Final de la red**

$$\varnothing = \sqrt{4*0.005/\pi*2.0}$$

$$\varnothing = 0.05 \text{ mts.... } 2.23'' \Rightarrow \text{Se propone } 2.0''$$

#### **Inicio de la red**

$$\varnothing = \sqrt{4*0.00192/\pi*2.0}$$

$$\varnothing = 0.11 \text{ mts.... } 4.35'' \Rightarrow \text{Se propone } 6.0''$$

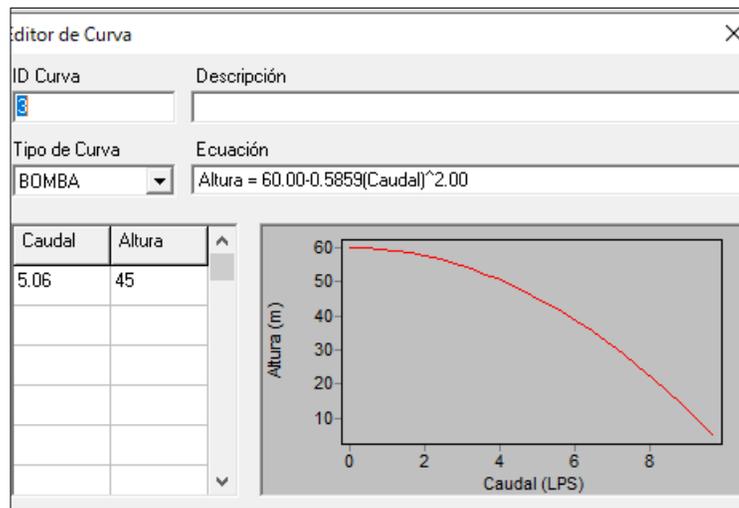
Se puede apreciar que para el final de la red de abastecimiento, se ha utilizado el caudal determinado por el método de demanda y con el mismo se ha determinado que se puede utilizar 2" para las redes más cercanas a los módulos previo a llegar a los medidores, mientras que en el caso de los ramales principales se analizan con la demanda más desfavorable (19.2 l/s) y que será requerido en máxima demanda, en ese caso se obtiene un valor mayor de 4" y dado que los valores comerciales incrementan de 4 a 6 pulgadas se propone para la tubería inicial y principal 6" y para las derivaciones 4" dado que el caudal se repartirá en dos ramales, por lo tanto se tiene:

- **La tubería de distribución principal será de  $\varnothing = 6''$  en los tramos iniciales y  $4''$  en los ramales principales**
- **las ramificaciones hacia los módulos serán en  $\varnothing = 2''$ .**

### 4.3.3.4. Cálculo del equipo de bombeo

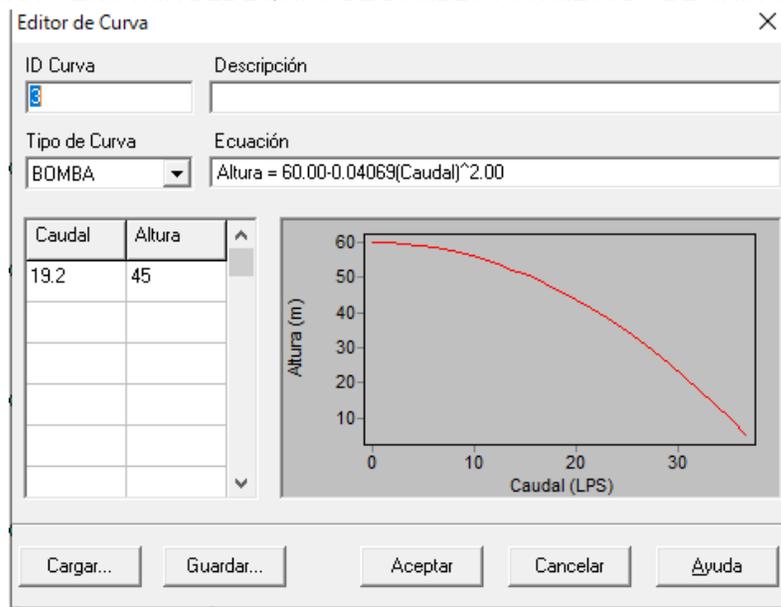
Para la definición del equipo de bombeo se utilizó el software desarrollado por Franklin Electric denominado brit bombas, del que se obtiene las capacidades de una bomba a partir de un caudal y la altura de carga necesaria, para la simulación se realizó el cálculo para la dotación calculada por el método de demanda y por método de gasto probable, a continuación, se muestran las capturas de las definiciones obtenidas.

CURVA CARACTERÍSTICA DEL EQUIPO DE BOMBEO POR MÉTODO DE DEMANDA



Tal como se aprecia con un motor de 6 plg y una potencia de 7.5HP se cumple con el requerimiento de demanda calculada por el método de demanda.

CURVA CARACTERÍSTICA DEL EQUIPO DE BOMBEO POR MÉTODO DE GASTO PROBALBE



Las imágenes anteriormente ilustradas corresponden al cálculo del equipo de bombeo, el cual se a dimensionado para un caudal de 19.2 l/s, todo ello bajo el criterio de las unidades de gasto que contendrá el proyecto de análisis, tomando en cuenta que todos los servicios estarán funcionando al mismo tiempo y durante 24 horas, bajo el criterio de simultaneidad. La descripción del equipo de bombeo es la siguiente: 25 hp 3 fases 400 v

A partir de los datos obtenidos se propone utilizar 4 bombas de 7.5 HP de 400 v funcionando en paralelo con esto se puede cumplir con la misma demanda determinada por el método de gasto probable.

#### 4.3.3.5. Cálculo del tanque hidroneumático

Para definir la capacidad del tanque hidroneumático se debe considerar la frecuencia del número de arranques del motor de la bomba, si el tanque es demasiado pequeño, la demanda de distribución extraerá el agua útil del tanque rápidamente y los arranques de la bomba serán demasiado frecuentes, lo cual causa desgaste de la bomba y un alto consumo de potencia. Por convención se usa una frecuencia de 6 a 8 ciclos por hora, se considera que más de 8 arranques por hora puede ocurrir sobrecalentamiento en el motor, desgaste innecesario de las unidades de bombeo y un excesivo consumo de energía.

El punto en que ocurre el máximo número de arranques, es cuando el caudal de la demanda en la red alcanza el 50% de la capacidad de la bomba. En este punto el tiempo en que funcionan las bombas es igual al tiempo en el que están detenidas. Si la demanda es mayor que el 50%, el tiempo de funcionamiento será más largo, cuando la bomba se detenga, la demanda aumentada extraerá el agua útil del tanque más rápidamente, pero la suma de los dos periodos será más larga.

#### **Dimensionamiento del tanque hidroneumático**

$$T_c = 1 \text{ Hora} / U$$

Donde:

$T_c$ = representa el tiempo transcurrido entre dos arranques consecutivos de las bombas

$U$ = número de ciclos de bombeo por hora.

Para garantizar el correcto funcionamiento de la bomba se asume  $U=8$  ciclos, con lo que:

$$T_c = 3600 \text{ s} / 8$$

$$\mathbf{T_c = 450 \text{ s}}$$

Por definición, el momento en el que ocurren más ciclos en una hora es cuando el caudal de la demanda ( $Q_d$ ) es igual a la mitad del caudal de bombeo ( $Q_b$ ) por lo tanto:

$$Q_d = Q_b / 2$$

$$T_c = 4V_u / Q_b$$

$$V_u = T_c Q_b / 4$$

$$V_u = (450 \text{ s} * 19.2 \text{ l/s}) / 4$$

$$V_u = 2160 \text{ Lt}$$

Ahora se procede a calcular el porcentaje del volumen útil ( $\%V_u$ ), representado por la siguiente ecuación:

$$\% V_u = 0.90 (P_{\max} - P_{\min}) / (P_{\max})$$

$$\% V_u = 0.90 (40 \text{ mca} - 20 \text{ mca}) / (40 \text{ mca})$$

$$\% V_u = 45 \%$$

Cálculo del volumen total ( $V_t$ )

$$V_t = V_u / \%V_u$$

$$V_t = 2160 / 0.45$$

$$\mathbf{V_t = 4800 \text{ lt equivalente a } 1268 \text{ gl}}$$

Dado que para conservar el caudal en la red en su máxima demanda se tendrán funcionando 4 bombas con cada una de estas se estará asociada a un tanque hidroneumático, por lo que se tiene

Vt / número de bombas

$$1268 / 4 = 317 \text{ gl}$$

**Por lo tanto, se requiere un tanque hidroneumático de 320gl (según disponibilidad comercial) con un rango de presión de 20.00 mca a 40.00 mca para cada bomba, es decir que 4 tanques en total.**

#### 4.3.4. Diseño de la red de aguas negras

Para realizar este cálculo nos auxiliaremos del Caudal Máximo Horario (agua potable) el cual se expresa en 5.06 l/s.

Según se establece en la norma técnica de ANDA

*“El caudal de diseño será igual al 80% del consumo máximo horario correspondiente al final del período de diseño más una infiltración potencial a lo largo de la tubería de 0.20 L/s/ha para tubería de cemento y 0.10 l/s/ha para tubería PVC”*

En virtud de lo anterior utilizaremos la siguiente formula:

$$Q = 0.8 Q_{\text{maxh}} + Q_{\text{infiltracion}}$$

Tenemos

$$Q = 0.8 (5.06 \text{ l/s}) + 0.10$$

$$Q = 4.15 \text{ l/s}$$

Calculadora: Cálculo del Tirante Crítico, sección Circular

Lugar:	LA BRETaña	Proyecto:	COMPLEJO HABITACIONAL
Tramo:	RED AGUAS RESIDUALES	Revestimiento:	PVC

**Datos:**

Caudal (Q):	0.000415	m <sup>3</sup> /s
Diámetro (d):	0.2032	m

**Resultados:**

Tirante crítico (y):	0.0166	m	Perímetro mojado (p):	0.1177	m
Área hidráulica (A):	0.0012	m <sup>2</sup>	Radio hidráulico (R):	0.0106	m
Espejo de agua (T):	0.1112	m	Velocidad (v):	0.3320	m/s
Número de Froude (F):	1.0000		Energía específica (E):	0.0222	m-Kg/Kg

Botones de control: Calcular, Limpiar Pantalla, Imprimir, Menú Principal, Calculadora

Como se puede observar al simular con una tubería de 8" de PVC, el tirante crítico no excede  $\frac{3}{4}$  de la capacidad de la tubería.

Por tanto, se propone utilizar en la red interna de los módulos tubería de 4" de diámetro y de 8" en la red exterior.

La descarga del sistema de alcantarillado de la urbanización se realizará por medio de un colector exterior, el cual tiene una longitud aproximada de 1.1 km hasta en el punto de entronque proporcionado por ANDA, dicho colector constará de diversos pozos y para alcanzar el punto de entronque se atraviesa la carretera de oro, la profundidad de los pozos varía desde 1.50 a 7 m.

#### 4.3.5. Diseño de la red de aguas lluvias

En este apartado se describe el procedimiento de cálculo de las obras de drenaje para el manejo y evacuación de las aguas superficiales provenientes de la lluvia. La descarga de agua captada por los techos y por los canales superficiales se realizará a la vaguada oriente en la cual descarga actualmente el sistema de aguas lluvias existente, que deberá ser sustituido.

##### 4.3.5.1. Determinación de caudales

Para el cálculo de los caudales se ha utilizado la fórmula del método racional. Se ha definido a partir de los planos de áreas de aporte tanto de los techos como de las áreas exteriores de los módulos, los cuales se muestran en la figura siguiente:

Para diseñar la red de aguas lluvias se utilizó la fórmula de Manning, la cual es ampliamente utilizada.

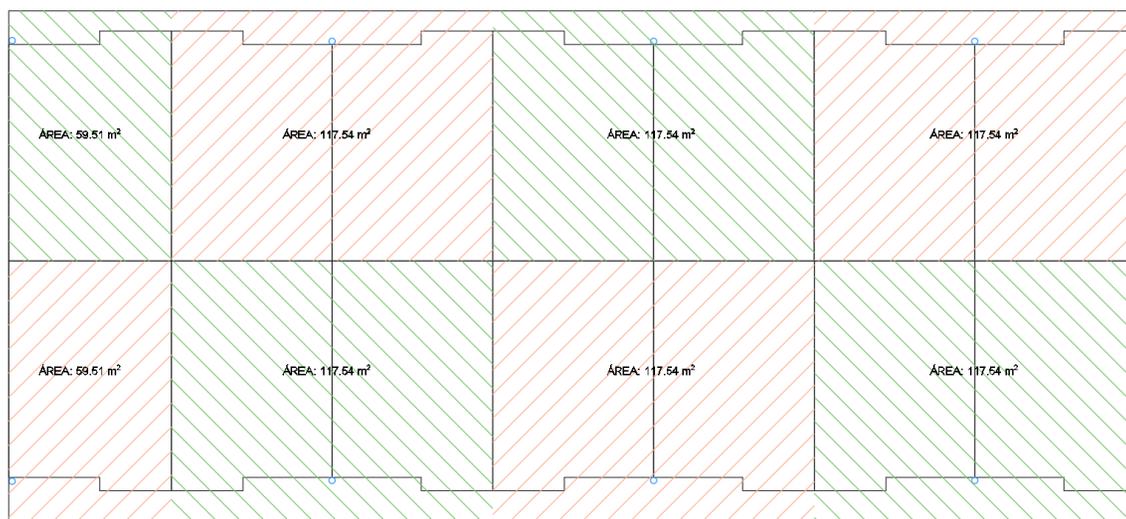


Imagen 15. Esquema de áreas de aporte de techo por módulo.

Una vez delimitadas las áreas de aporte, se procede al cálculo de los caudales en cada una de ellas.

La fórmula del método racional es la que sigue:

$$Q = \frac{C * I * A}{K}$$

Donde:

*Q*: Caudal (m<sup>3</sup>/s)

*C*: Coeficiente de escorrentía

*I*: Intensidad media de precipitación (mm/h)

*A*: Área de drenaje (ha)

*K*: Coeficiente adimensional =360

Para nuestros cálculos se ha estimado utilizar el que el periodo de retorno es de 25 años, quedándose de esta manera del lado de la seguridad.

La intensidad se ha obtenido de las curvas IDF de la estación Ilopango, que se han presentado en el estudio hidrológico.

A continuación, se muestra una tabla resumen del cálculo de los caudales que se obtienen para cada área de aporte en un módulo habitacional, el cual será el mismo para todos los módulos.

MÓDULO 1. Caudal de techo				
No.	Área m2	Intensidad	Coef. Escorr.	Caudal
1	59.51	167.61	0.88	2.44
2	117.54	167.61	0.88	4.82
3	117.54	167.61	0.88	4.82
4	117.54	167.61	0.88	4.82
Total				16.89

#### 4.3.5.2. Dimensionamiento canales.

- Canales de techo

Para el dimensionamiento de los canales se ha utilizado el programa Hcanales, en el cual, con los caudales calculados se verifica el tirante que tendrá el canal con una dimensión de base propuesta.

Para nuestro caso se utilizó una base de 20cm. En la tabla siguiente se puede ver el resumen de los tirantes calculados.

Ubicación	Caudal (m3/s)	Base del canal (m)	Tirante calculado (m)	Velocidad (m/s)	Sección propuesta. (cm)
Canal 1	0.0024382	0.20	0.13	0.09	20 x 20
Canal 2	0.0048158	0.20	0.13	0.19	20 x 20

La pendiente que se propone para los canales es la mínima permitida es decir 1.0%.

Imagen 16. Verificación de capacidad de canales de techo

Tal como se aprecia en la imagen 16, en el canal propuesto el tirante será de 0.13m por lo que la sección de 20x20 cm es capaz de transportar el caudal generado por el techo.

- Canales de piso

En el caso de los canales de piso se utilizó los caudales acumulados a partir de los aportes laterales y de las bajantes de los módulos, utilizando como referencia el caudal al final del tramo para definir las secciones hidráulicas de los mismos. Los resultados de la evaluación se presentan en el resumen mostrado a continuación

Ubicación	Caudal (m3/s)	Base del canal (m)	Tirante calculado (m)	Velocidad (m/s)	Sección propuesta. (cm)
Canal 1	0.016885	0.25	0.09	0.68	25 x 15

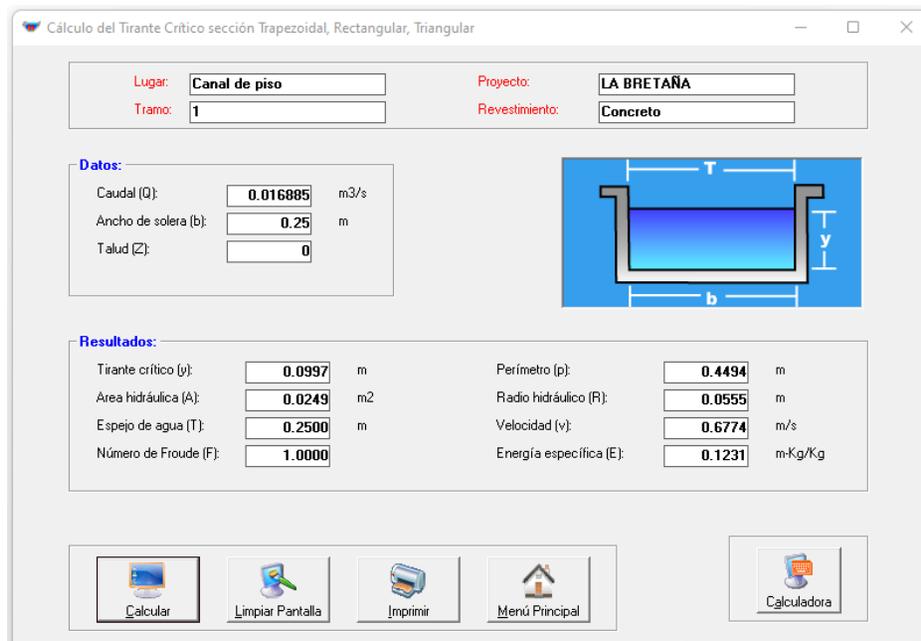


Imagen 17. Verificación de capacidad de canales de piso

La pendiente mínima que se propone para los canales de piso es de 1.0%.

#### 4.3.5.3. Dimensionamiento de las bajantes y tuberías de descarga

- Bajantes

Para determinar las dimensiones de las bajantes se utilizó el software Hcanales, y para este caso, las bajantes se consideran que funcionan como un orificio. Una vez que se ha determinado la sección de los canales se utiliza el tirante máximo propuesto como la mayor carga posible sobre el agujero y se determina el caudal que puede evacuar.

Ubicación	Caudal en canal (m3/s)	Área del tubo propuesto m <sup>2</sup> (in)	Carga (m)	Capacidad de evacuación. (m <sup>3</sup> /s)
Bajante 1	0.0048158	0.007854 (4")	0.15	0.013

Comparando el caudal generado contra la capacidad de evacuación ( $0.0048/0.013 = 4\%$ ), se concluye que la tubería de 4" propuesta es capaz de evacuar el caudal máximo generado.

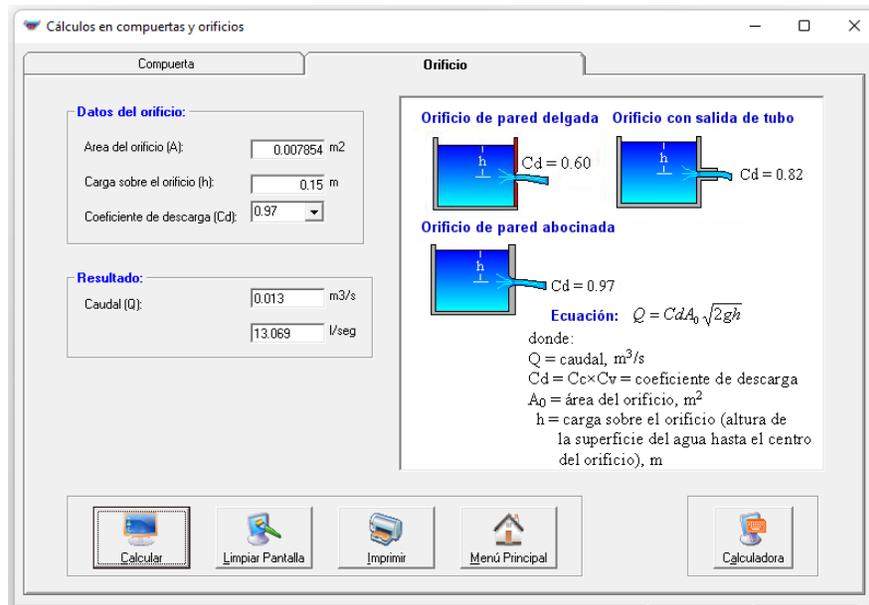


Imagen 18. Verificación de capacidad de bajantes

- Tuberías de descarga

Para el caso de las tuberías de descarga, las cuales se ubican en la conexión de la bajante al canal de piso, las cuales se pueden apreciar en los planos de instalaciones hidráulicas de aguas lluvias, se verifica que la capacidad de la tubería propuesta de 4" es suficiente para transportar el caudal generado por los techos

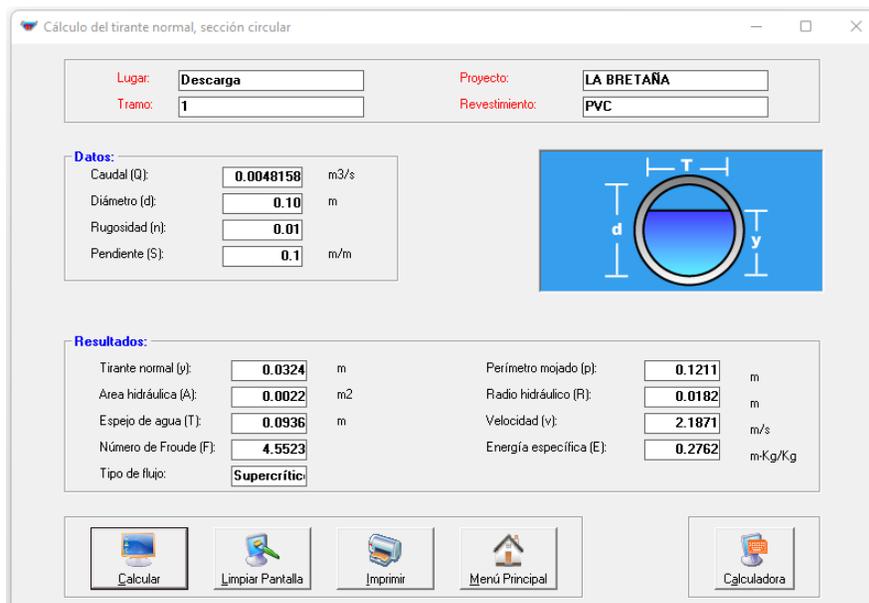


Imagen 19. Verificación de capacidad de tuberías de descarga

Al realizar la verificación del tirante normal con una pendiente de 1%, se puede ver que la tubería de 4" trabajará a un 58.5%, por lo que la tubería propuesta cumple con el manejo del caudal de diseño.

#### 4.3.5.4. Diseño del colector

El colector se ha definido en el centro de la urbanización, el mismo cuenta con tragantes, pozos, cajas y sumideros, los cuales se han dispuesto de manera tal que sea fácil la evacuación de la escorrentía generada, el punto de descarga se ubica en la vaguada que se encuentra al oriente del inmueble aproximadamente a 84 m de longitud

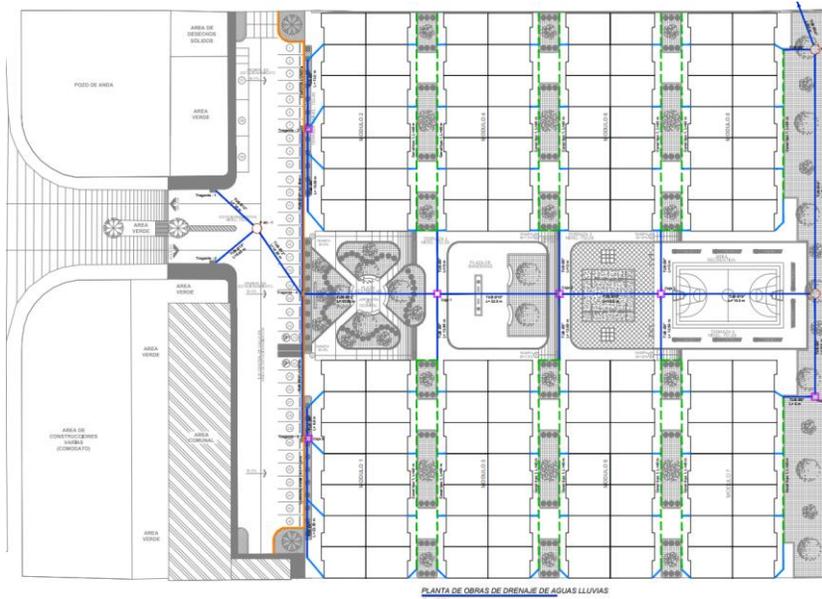


Imagen 20. Diseño del colector de aguas lluvias

Se ha verificado la capacidad del mismo y se ha definido los niveles de cada uno de los puntos de conexión e inspección, eso se aprecia en los planos OH7.0 y OH 7.1 de diseño, tal como se aprecia en la imagen 21.

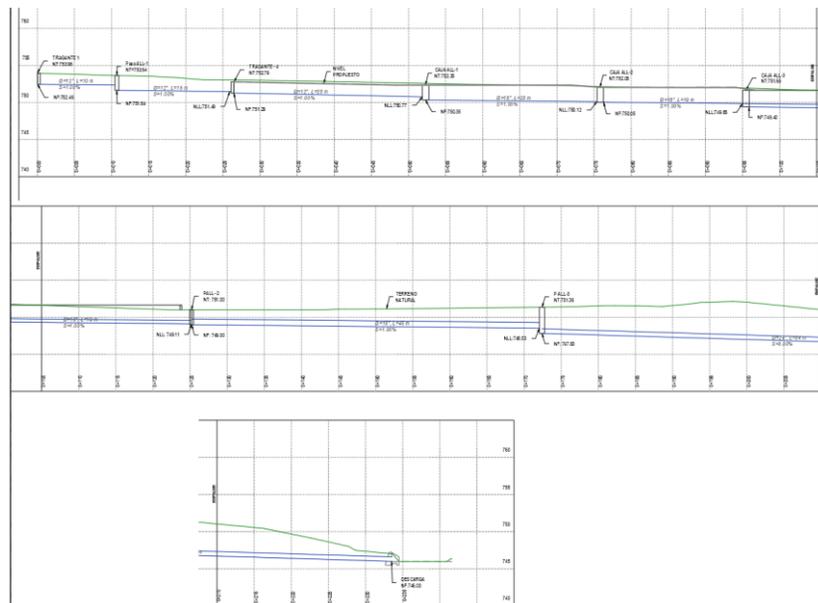


Imagen 21. Perfiles longitudinales del colector de aguas lluvias

---

## 5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 5.1. Conclusiones

- Se ha elaborado los diseños de los componentes del proyecto, en los mismos se ha verificado la capacidad y funcionamiento de cada uno confirmando que los mismos cumplen con las exigencias a las que serán sometidos.
- Se utilizó el método de gasto probable (Método de unidades HUNTER) para el dimensionamiento de la red y equipos de abastecimiento (bombas y tanque) debido a que este es más desfavorable por la probabilidad del uso simultáneo de equipos para viviendas en altura.
- En el diseño hidráulico del drenaje de aguas lluvias se determinó que, para un período de retorno de 25 años, el caudal generado por la escorrentía superficial el sistema es capaz de transportarlo.
- La microcuenca del estudio se encuentra en la parte alta de la cuenca del río Guilapa.
- Para la definición del dimensionamiento de las líneas de distribución los equipos de bombeo se configuraron para instalar en un arreglo de tipo paralelo

### 5.2. Recomendaciones

- Se recomienda utilizar tuberías de PVC para el colector de drenaje pluvial.
- Se debe utilizar una tubería de 24 pulgadas para el tramo final del colector de aguas lluvias.

6. ANEXOS

6.1. Apéndices

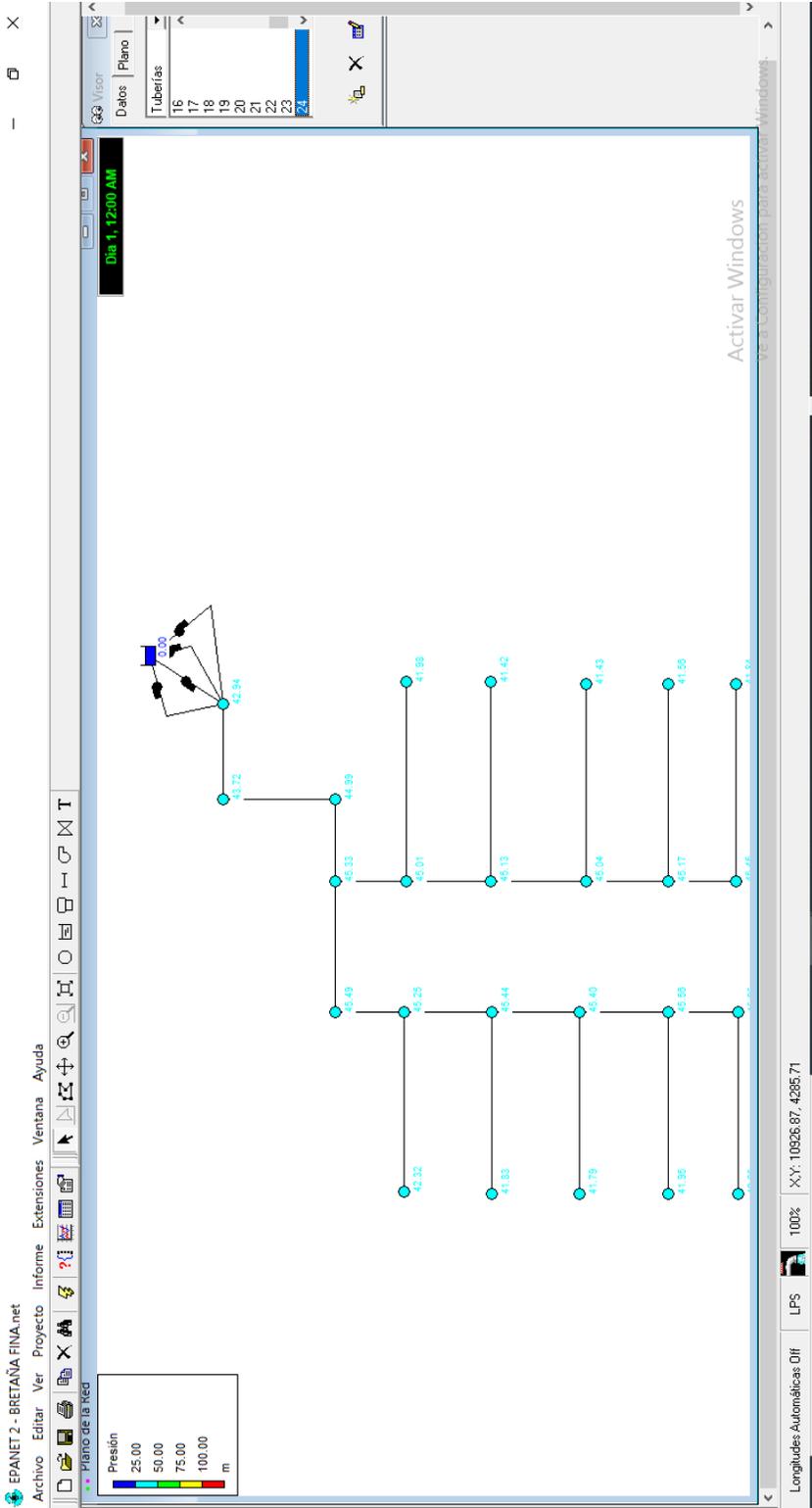


Tabla de Red - Nudos					
	Cota	Demanda Ba	Demanda	Altura	Presión
ID Nudo	m	LPS	LPS	m	m
Conexión 1	756	0	0	798.94	42.94
Conexión 2	755	0	0	798.72	43.72
Conexión 3	753.5	0	0	798.49	44.99
Conexión 4	753	0	0	798.33	45.33
Conexión 5	752.8	0	0	798.29	45.49
Conexión 6	753	0	0	798.01	45.01
Conexión 7	753	0	0	798.25	45.25
Conexión 8	755.7	1.2	1.2	798.02	42.32
Conexión 9	755.8	1.2	1.2	797.78	41.98
Conexión 10	752.6	0	0	797.73	45.13
Conexión 11	752.5	0	0	797.54	45.04
Conexión 12	752.3	0	0	797.47	45.17
Conexión 13	752	0	0	797.45	45.45
Conexión 14	752.6	0	0	798.04	45.44
Conexión 15	752.5	0	0	797.9	45.4
Conexión 16	752.3	0	0	797.86	45.56
Conexión 17	752	0	0	797.85	45.85
Conexión 18	755.5	2.4	2.4	796.92	41.42
Conexión 19	755.3	2.4	2.4	796.73	41.43
Conexión 20	755.1	2.4	2.4	796.66	41.56
Conexión 21	754.8	2.4	2.4	796.64	41.84
Conexión 22	755.4	2.4	2.4	797.23	41.83
Conexión 23	755.3	2.4	2.4	797.09	41.79
Conexión 24	755.1	2.4	2.4	797.05	41.95
Conexión 25	754.8	1.2	1.2	797.63	42.83

Tabla de Red - Líneas						
	Longitud	Diámetro	Rugosidad	Caudal	Velocidad	Pérd. Unit.
ID Línea	m	mm		LPS	m/s	m/km
Tubería 1	35	155.32	150	20.4	1.08	6.41
Tubería 2	35	155.32	150	20.4	1.08	6.41
Tubería 3	25	155.32	150	20.4	1.08	6.41
Tubería 4	28	155.32	150	9.6	0.51	1.59
Tubería 6	45	55.7	150	1.2	0.49	4.98
Tubería 7	25.3	105.52	150	8.4	0.96	8.15
Tubería 8	45	55.7	150	2.4	0.98	17.99
Tubería 9	32.3	105.52	150	6	0.69	4.37
Tubería 10	45	55.7	150	2.4	0.98	17.99
Tubería 11	25.3	105.52	150	3.6	0.41	1.7
Tubería 12	45	55.7	150	2.4	0.98	17.99
Tubería 13	25	105.52	150	1.2	0.14	0.22
Tubería 14	45	55.7	150	1.2	0.49	4.98
Tubería 15	25	105.52	150	10.8	1.23	12.97
Tubería 16	26.3	105.52	150	9.6	1.1	10.43
Tubería 17	32	105.52	150	7.2	0.82	6.13
Tubería 18	25	105.52	150	4.8	0.55	2.89
Tubería 19	25	105.52	150	2.4	0.27	0.8
Tubería 20	45	55.7	150	1.2	0.49	4.98
Tubería 21	45	55.7	150	2.4	0.98	17.99
Tubería 22	45	55.7	150	2.4	0.98	17.99
Tubería 23	45	55.7	150	2.4	0.98	17.99
Tubería 24	45	55.7	150	2.4	0.98	17.99
Tubería 5	4	105.52	150	9.6	1.1	10.44
Bomba 25	No Disponib	No Disponib	No Disponib	5.1	0	-58.94
Bomba 31	No Disponib	No Disponib	No Disponib	5.1	0	-58.94
Bomba 32	No Disponib	No Disponib	No Disponib	5.1	0	-58.94
Bomba 33	No Disponib	No Disponib	No Disponib	5.1	0	-58.94

## 6.2. Planos