



UNIVERSIDAD  
DE PIURA

REPOSITORIO INSTITUCIONAL  
PIRHUA

# DISEÑO DEL DRENAJE PLUVIAL Y EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL EN URB. EL CHILCAL DE LA CIUDAD DE PIURA

Manuel Hernández-Jiménez

Piura, octubre de 2018

FACULTAD DE INGENIERÍA

Departamento de Ingeniería Civil

Hernández, M. (2018). *Diseño del drenaje pluvial y evaluación de impacto ambiental en Urb. El Chilcal de la ciudad de Piura* (Tesis para optar el título de Ingeniero Civil). Universidad de Piura, Facultad de Ingeniería. Programa Académico de Ingeniería Civil. Piura, Perú.



Esta obra está bajo una licencia

[Creative Commons Atribución-NoComercial-SinDerivar 4.0 Internacional](https://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/)

[Repositorio institucional PIRHUA – Universidad de Piura](#)

UNIVERSIDAD DE PIURA

FACULTAD DE INGENIERÍA



**“Diseño del drenaje pluvial y evaluación de impacto ambiental en Urb. El Chilcal  
de la ciudad de Piura”**

Tesis para optar el Título de  
Ingeniero Civil

**Manuel Darío Hernández Jiménez**

Asesor: Dr. Francisco Arteaga Núñez

Piura, Octubre 2018



A Dios por darme salud y sabiduría para continuar en este camino de retos; a mis padres Hernando y Feliciano por su compromiso, esfuerzo, guía y aliento brindado en todo momento, para contribuir en mi formación personal y profesional.



## **Prólogo**

Las precipitaciones que han ocurrido en la costa norte del Perú, tanto aquellas asociadas a un fenómeno El Niño de gran magnitud caso de los años: 1972/73, 1982/83, 1997/98 y 2017, como las que no por ejemplo años como 1994 y 2015 han demostrado mediante los daños ocasionados que hasta la actualidad no nos encontramos en condiciones para contrarrestar este tipo de eventos.

La urbanización El Chilcal ubicada en la ciudad de Piura, está situada topográficamente sobre una de las tantas cuencas ciegas de la ciudad, condición que le ha comprometido estar dentro de las zonas de alto riesgo de inundación, así como se ha evidenciado en las últimas tormentas acontecidas. Para esto los habitantes del sector han hecho un llamado a las autoridades para que se encarguen de solucionar este inconveniente que los aqueja durante ya varios años.

El motivo antes mencionado fue lo que conllevó a realizar esta investigación, de tal forma de encontrar una alternativa de solución. Esto a partir del estudio de las características de la cuenca El Chilcal y la implementación de técnicas o procedimientos empleados en otros países que vienen dando buenos resultados ante este tipo de eventos lluviosos.

En base a lo mencionado se ha diseñado un sistema de drenaje pluvial para la cuenca El Chilcal que le permitirá coleccionar el caudal de escorrentía originado por las precipitaciones mediante rejillas transversales a la calzada, evacuar y conducir por medio de tuberías de poliéster reforzado con fibra de vidrio y disponer finalmente hacia una caseta de bombeo, definida esta última por bombas tornillo de Arquímedes que extraerán el agua de lluvia, para posteriormente entregarla al dren Cesar Vallejo.

Es pertinente agradecer el apoyo incondicional de mi asesor, el Dr. Francisco Arteaga Núñez, por sus conocimientos impartidos tanto durante la época universitaria de mi educación, como en el desarrollo del presente proyecto de tesis a través de sus recomendaciones.



## **Resumen**

Se plantea una red de drenaje pluvial, ubicado en la Urb. El Chilcal de la ciudad de Piura, sector elegido por presentar una topografía en depresión, por tanto vulnerable a inundaciones ante fenómenos lluviosos de cualquier tipo.

Dentro de los parámetros utilizados en el diseño se encuentran los siguientes:

- Intensidad de diseño que depende del tiempo de concentración de cada tramo de análisis.
- Los caudales de escorrentía encontrados por medio del método racional.
- Todos los criterios estipulados en la norma de drenaje pluvial urbano (OS. 060) para asegurar la idónea secuencia de recolección, transporte y evacuación hasta su llegada al cuerpo receptor.

El diseño contempla el proceso mostrado a continuación:

- Rejillas de captación transversales al eje de vía, ubicados en sectores estratégicos de mayor presencia de escorrentía.
- Tuberías de poliéster reforzado con fibra de vidrio de diferentes diámetros de acuerdo al caudal a transportar, relacionado éste último directamente con su área de aporte.
- Bombas tornillo de Arquímedes que han sido definidas de acuerdo a la capacidad de extracción de flujo para la que han sido diseñadas.
- Se tiene un análisis del posible impacto ambiental originado por las actividades realizadas durante la instalación del sistema de drenaje pluvial. Así mismo se incluye el costo que representa la ejecución de este tipo de proyectos de gran envergadura.



## Índice General

<b>INTRODUCCIÓN</b> .....	<b>1</b>
<b>CAPITULO 1 GENERALIDADES DEL PROYECTO: DRENAJE PLUVIAL EN LA CUENCA URBANA EL CHILCAL</b> .....	<b>3</b>
1.1 Antecedentes .....	3
1.2 Características generales de la zona de drenaje .....	6
1.2.1 Ubicación y extensión .....	6
1.2.2 Características edafoclimáticas .....	8
1.3 Características hidrológicas de la ciudad de Piura.....	9
1.3.1 Factores que originan el Fenómeno El Niño .....	10
1.3.2 Fenómenos El Niño más intensos experimentados .....	10
1.4 Descripción del proyecto .....	15
1.5 Drenaje de la ciudad de Piura .....	15
1.6 Actividades preliminares .....	17
1.6.1 Recolección de información básica.....	17
1.6.2 Definición de subcuencas.....	17
1.7 Consideraciones en topografía.....	17
<b>CAPITULO 2 CONCEPTOS HIDROLÓGICOS</b> .....	<b>19</b>
2.1 Introducción .....	19
2.2 La cuenca .....	19
2.2.1 Concepto de cuenca.....	19
2.2.2 Área de cuenca .....	21
2.2.3 Parámetros físicos de una cuenca.....	23
2.2.4 Pendiente de cuenca .....	25
2.3 Determinación de caudales .....	26
2.3.1 Estimación del caudal de escorrentía-método racional .....	27
2.3.2 Coeficiente de escorrentía .....	28
2.3.3 Intensidad de precipitación.....	29
2.4 Estudio y selección de tormentas máximas .....	34
2.5 Recopilación de información pluviográfica y pluviométrica.....	35
2.5.1 Elementos en el análisis de tormentas.....	36
<b>CAPITULO 3 SISTEMAS DE EVACUACIÓN DE AGUAS LLUVIA</b> .....	<b>39</b>
3.1 Generalidades.....	39

3.2 Redes de drenaje .....	39
3.3 Sistema de drenaje sanitario o separativo .....	40
3.4 Sistema de drenaje combinado o unitario .....	40
3.5 Planeamiento urbanístico del drenaje urbano .....	41
3.5.1 Introducción .....	41
3.5.2 Implicancias de la urbanización en el drenaje pluvial.....	41
3.6 Sistema de drenaje pluvial urbano .....	42
3.7 Información básica requerida.....	43
3.7.1 Datos generales .....	43
3.7.2 Planos de la zona .....	43
3.7.3 Información climatológica .....	44
3.7.4 Operación y funcionamiento actual del sistema.....	44
3.8 Componentes de un drenaje pluvial urbano.....	45
3.8.1 Estructuras de captación.....	45
3.8.2 Estructuras de conducción.....	45
3.8.3 Estructuras de conexión y mantenimiento .....	45
3.8.4 Estructuras de descarga .....	45
3.8.5 Disposición final .....	46
3.9 Captación en zona vehicular o calzadas.....	48
3.10 Estación de bombeo .....	48
3.10.1 Configuración y diseño .....	48
3.10.2 Tipos de estación.....	49
3.11 Equipo de bombeo .....	49
3.11.1 Bombas cinéticas.....	49
3.11.2 Bombas de desplazamiento .....	50
3.12 Selección de bomba .....	50
3.13 Bombas tornillo de Arquímedes .....	50
3.13.1 Capacidad de descarga y elevación.....	51
3.13.2 Diámetro del tornillo y del eje.....	52
3.13.3 Velocidad de giro .....	52
3.13.4 Número de hélices.....	52
3.13.5 Ángulo de inclinación .....	53
3.13.6 Descripción y operación.....	53

3.13.7 Consideraciones sobre sus características en relación con las bombas centrífugas .....	54
<b>CAPITULO 4 DISEÑO HIDRÁULICO .....</b>	<b>55</b>
4.1 Consideraciones pertinentes en el diseño hidráulico .....	55
4.1.1 Diámetro mínimo .....	55
4.1.2 Velocidad mínima y máxima .....	56
4.1.3 Pendiente mínima y máxima .....	56
4.1.4 Profundidad hidráulica máxima .....	57
4.1.5 Profundidad mínima y máxima a la cota clave de las tuberías .....	57
4.2 Determinación de caudales .....	58
4.3 Dimensionamiento de estructuras de captación pluvial.....	65
4.3.1 Cunetas .....	65
4.3.2 Sumideros.....	68
4.3.3 Ubicación de los sumideros.....	70
4.3.4 Espaciamiento de los sumideros .....	71
4.3.5 Diseño hidráulico de los sumideros .....	72
4.3.6 Rejillas.....	72
4.3.7 Tuberías.....	74
4.4 Estación de bombeo .....	88
<b>CAPITULO 5 EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL .....</b>	<b>91</b>
5.1 Objetivo principal .....	91
5.2 Alcances.....	91
5.3 Área de influencia directa e indirecta .....	91
5.3.1 Área de influencia directa .....	91
5.3.2 Área de influencia indirecta .....	92
5.4 Identificación y evaluación de los impactos .....	92
5.5 Metodología de identificación de impactos .....	93
5.6 Evaluación de los impactos ambientales .....	93
5.7 Análisis de la matriz de calificación de impactos.....	95
5.8 Medidas de prevención, mitigación y/o corrección de impactos.....	96
5.8.1 Plan de manejo ambiental .....	96
5.8.2 Programa de control y/o mitigación .....	96
5.8.3 Programa de monitoreo .....	96
5.8.4 Plan de contingencia.....	97

5.8.5 Plan de relaciones comunitarias .....	97
5.9 Plan de abandono .....	97
<b>CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES .....</b>	<b>99</b>
<b>BIBLIOGRAFÍA .....</b>	<b>103</b>
<b>ANEXOS .....</b>	<b>105</b>

## **Introducción**

En el primer capítulo, se da una completa información acerca de los antecedentes a los que la cuenca urbana El Chilcal ha sido expuesta durante eventos de precipitación. También se menciona las características de la zona de drenaje y el procedimiento a seguir para el planteamiento de un sistema de evacuación.

En el segundo capítulo, se establecen los fundamentos teóricos, donde se consideran todos los parámetros de influencia para la formación de flujo de escorrentía sobre la cuenca en análisis. Siendo el factor más importante el hidrológico que permite definir la intensidad de la lluvia.

En el tercer capítulo, se presenta los tipos de sistemas de drenaje, componentes de drenaje pluvial urbano (estructuras de captación, conducción y descarga) y equipos de bombeo que serán utilizados en la investigación.

En el cuarto capítulo se muestran las consideraciones de diseño hidráulico definidas en la norma de drenaje pluvial urbano (OS. 060), así mismo su aplicación en el dimensionamiento de las estructuras hidráulicas a emplear en el diseño y su posicionamiento en la cuenca.

Por último, en el quinto capítulo se presenta la evaluación de impactos ambientales, donde se realiza un análisis de los efectos positivos y negativos sobre la cuenca, tanto en el área de influencia directa como indirecta. De la misma manera se plantean medidas de prevención, mitigación y/o corrección de impactos.



## **CAPITULO 1**

### **GENERALIDADES DEL PROYECTO: DRENAJE PLUVIAL EN LA CUENCA URBANA EL CHILCAL**

#### **1.1 Antecedentes**

La propuesta de diseño que se plantea para la cuenca El Chilcal, sector perteneciente a la ciudad de Piura, es debido a las condiciones a las que ésta se expone cada vez que hay una precipitación de intensidad moderada a fuerte, siendo una zona donde se concentran los flujos de escorrentía, consecuencia de la depresión geográfica en la que se localiza.

En la historia de la región Piura los Fenómenos El Niño de mayor intensidad han sido experimentados de forma cíclica tanto en los años 1982-83 (evento que dejó daños en la población e infraestructura de hasta unos 500 millones de dólares, 74,220 habitantes afectados y pérdidas agrícolas de unas 84 mil hectáreas), como en 1997-98 (entre los 23 departamentos afectados se encontraba Piura, como el de mayor daños recibidos con 120 mil afectados). (Diario El Peruano, 2016).

El último evento de precipitación de alta intensidad presenciado en la ciudad de Piura, fue el conocido como Fenómeno de Niño Costero que se produjo en el mes de marzo de 2017, trayendo consigo devastación en la costa de Perú y Ecuador. Los daños ocasionados fueron de deterioro a nivel superficial y de colapso a nivel subterráneo, como es el caso de los pavimentos y sistemas de alcantarillado respectivamente, además de pérdidas materiales y humanas, y como consecuencia miles de damnificados.

Entre los sectores que se vieron afectados drásticamente dentro de la ciudad, fueron aquellos que se encontraban en peligro inminente ante este tipo de eventos lluviosos extremos como es el caso de las cuencas ciegas, siendo éstas vulnerables debido a que no cuentan con un sistema de drenaje pluvial. Una de ellas es la cuenca en estudio que durante el último fenómeno lluvioso se vio considerablemente afectada con una inundación tal y como se muestra en la Figura 1. 1:



Figura 1. 1 Calle 11 inundada de urbanización El Chilcal, Piura.  
Fuente: (América Noticias, 2017)

Al originarse este tipo de inconvenientes debido a las precipitaciones, la zona de estudio no solo se ve afectada por aguas lluvia sino que también compromete al sistema de alcantarillado sanitario, generando su colapso y como consecuencia la contaminación del agua superficial, aumentando las posibilidades de que los habitantes contraigan enfermedades infecciosas.

Otra circunstancia que reduce las posibilidades de correcta evacuación de aguas pluviales es la colmatación por desechos y vegetación que presentan los drenes de la ciudad, para este caso en particular el dren César Vallejo, que es donde se dispone las aguas lluvia del sector en análisis. Por tanto se deben implementar medidas de limpieza para que pueda cumplir con la capacidad impuesta por los volúmenes bombeados desde la urbanización Ignacio Merino (Farias, 2015).

De igual manera durante los eventos lluviosos ocurridos el 19 de marzo del 2015 en la ciudad de Piura, donde se presentaron intensidades de lluvia muy altas, análogas con una tormenta de Fenómeno El Niño pero con duraciones más cortas, ocasionaron inundación en la cuenca El Chilcal. Es en este tipo de acontecimientos donde se comprueba la reducida capacidad de evacuación de aguas lluvia con el que cuentan algunas urbanizaciones de nuestra ciudad incluso ante precipitaciones no originadas por el Fenómeno El Niño.

Tal y como se muestra en la Figura 1. 2 donde se ven afectadas las pistas y veredas por aguas lluvias provenientes de zonas de mayor cota que ingresan por la calle 11 a la Urb. El Chilcal, en consecuencia se restringe el tránsito fluido tanto peatonal como vehicular presentado en la Figura 1. 3.



Figura 1. 2 Pistas y veredas de la Calle 11 inundadas en Urb. El Chilcal, Piura.  
Fuente: (Diario Correo, 2015).



Figura 1. 3 Impedimento del libre tránsito peatonal en Av. Grau, por la  
acumulación de aguas lluvia en Urb. El Chilcal, Piura.  
Fuente: (Diario Correo, 2015).

Actualmente la cuenca urbana El Chilcal solo posee alcantarillado sanitario, que al ser sometido a eventos de precipitación no cumple con las capacidades de volumen a evacuar, así como la falta de limpieza en su dren principal ubicado en la calle 11, entre Jr. Conde del Villar y Av. Grau, el cual se encuentra obstruido de basura y vegetación así como se puede apreciar en la Figura 1. 4.



Figura 1. 4 Dren obstruido por vegetación.  
Fuente: (Diario Correo, 2015).

Existe un proyecto de inversión pública de nombre: Construcción del Sistema de Evacuación de Aguas Pluviales por gravedad en la Franja Central de la Ciudad de Piura, formulado por la Universidad de Piura – Instituto de Hidráulica, Hidrología e Ingeniería Sanitaria y como Unidad Ejecutora a la Municipalidad Provincial de Piura. Este proyecto comprende como obra principal un conducto cubierto a lo largo de la Av. Panamericana – César Vallejo – Japón y tiene como población beneficiaria a las cuencas Ignacio Merino, El Chilcal y Japón de la ciudad de Piura.

Cabe señalar que El Chilcal sigue afrontando situaciones que dan mucho de qué hablar como la construcción de infraestructuras habitacionales en zonas de alto riesgo o zona de riesgo no mitigable. Es por ello que los pobladores no están de acuerdo, basándose en un probable aumento del uso de instalaciones sanitarias, y como consecuencia causar un colapso del sistema de alcantarillado (Diario El Tiempo, 2013).

## 1.2 Características generales de la zona de drenaje

### 1.2.1 Ubicación y extensión

El departamento de Piura se encuentra ubicado al extremo noroeste del Perú, en donde limita por el oeste con el océano Pacífico, al sur con el departamento de Lambayeque, con Cajamarca al este y Tumbes por el norte. Está comprendido en su mayor extensión en relación a la región geográfica por costa, con una sección montañosa de menor extensión referente a la región sierra.

Entre sus actividades económicas predominan la agricultura, pesca, hidrocarburos y comercio que influyen ampliamente en el desarrollo nacional.

La cuenca El Chilcal, sector de estudio del presente trabajo de investigación, se localiza en la ciudad de Piura en donde predomina un relieve plano y una elevación promedio de 30 m.s.n.m. Particularmente El Chilcal se encuentra en una zona de depresión (cuenca ciega), es decir que su superficie en relación con sus alrededores se encuentra a una cota más baja.

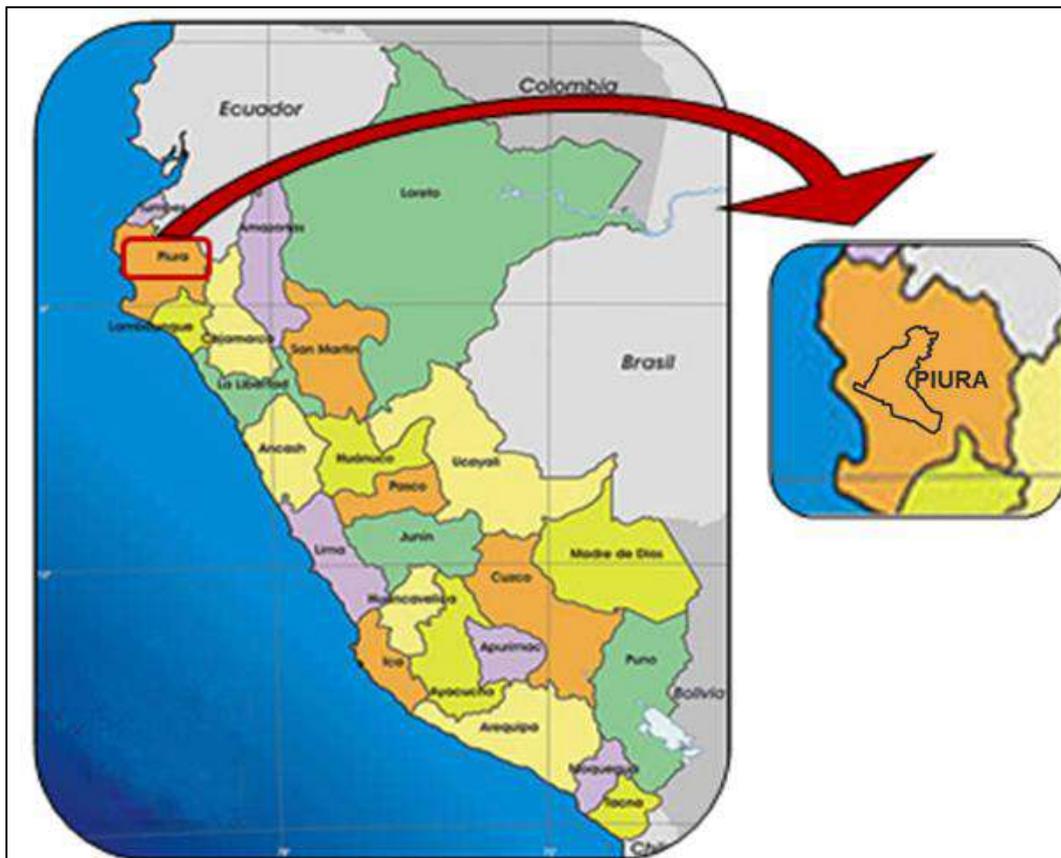


Figura 1. 5 Ubicación de la ciudad de Piura en el departamento de Piura  
Fuente: (Dijese, 2010).

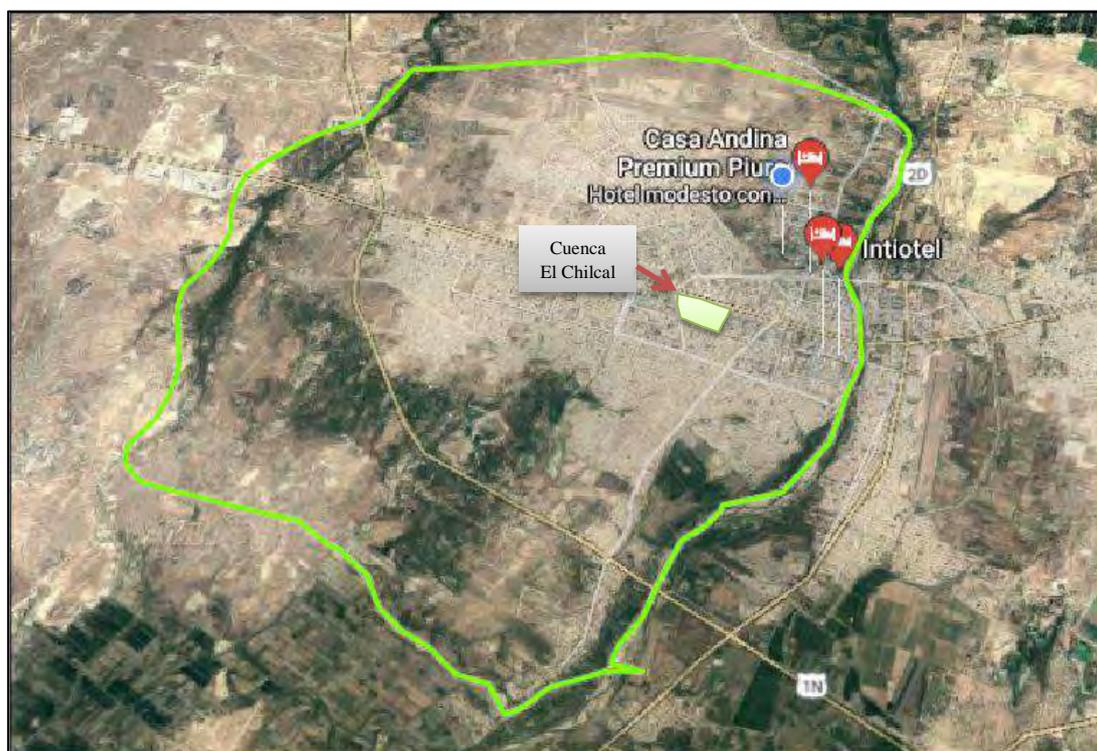


Figura 1. 6 Ubicación de la cuenca El Chilcal en la ciudad de Piura.  
Fuente: (Google Earth, 2016).

La urbanización en mención está conformada por una población de aproximadamente 5000 habitantes, posee una extensión territorial de 4.19 has. aprox. y en sus alrededores, al extremo oeste, se encuentran los drenes Ignacio Merino – El Chilcal y César Vallejo por medio de los que se ha venido evacuando el agua de lluvia a lo largo del tiempo.

Según como se identifica en su topografía, esta superficie tiene unas variaciones de cotas desde los 32.2 hasta 28.24 m.s.n.m., entre sus proximidades se encuentran las siguientes urbanizaciones: al norte: urbanización Santa Ana; al sur: urbanización Magisterial; al este: urbanización Talara; al oeste: urbanización Los Petroleros.

La urbanización El Chilcal cuenta con vías que la limitan, estando estas dispuestas de la siguiente manera:

- Por el norte: Jr. La Arena, con 367 m
- Por el sur: Jr. Conde del Villar, con 370 m
- Por el este: Jr. Tallan, con 102 m
- Por el oeste: Jr. Tangarará, con 79 m



Figura 1. 7 Vista Satelital de la zona donde se encuentra ubicada la urbanización El Chilcal en la ciudad de Piura y sus urbanizaciones limítrofes.

Fuente: (Google Earth, 2016).

### 1.2.2 Características edafoclimáticas

La ciudad de Piura según A. Brack es clasificada como bosque seco ecuatorial. En la costa se caracteriza por presentar suelos con un relieve plano y en algunas

partes ondulados. Los materiales que predominan en la superficie de esta localidad son desde arenosos hasta franco arcillosos.

Conforme indica el Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI) en el mapa de geología regional de la ciudad de Piura, la urbanización El Chilcal está compuesta por arenas sueltas de origen marino de granulometría media a gruesa, siendo éstas conformadas a partir de depósitos eólicos de formación reciente, pertenecientes a un sistema cuaternario y con un Eratema del cenozoico.

En referencia al clima, a la ciudad de Piura le corresponde uno de tipo tropical, seco y cálido. Todo el año con un promedio de temperatura por encima de los 25 °C, las máximas superan los 34 °C y las mínimas de 15°C en el mes de febrero y junio respectivamente. La ocurrencia de lluvias se da habitualmente en los meses de diciembre – marzo, correspondientes al verano, en la zona norte se tiene un promedio de precipitaciones de 500 mm/ año y en el sur 100 mm/ año. La baja frecuencia de estas hace de Piura una región de ecosistemas frágiles por su aridez. Sin embargo en zonas como el Alto Piura debido a las neblinas se mantienen sus campos cubiertos de vegetación (Instituto Nacional de Defensa Civil, 2009).

Las características que se presentan con normalidad son modificadas con la presencia del fenómeno El Niño que trae como consecuencias lluvias de gran intensidad (mayores de 50 mm/hora) y acumuladas anuales de 2000 mm y 4000 mm en las cuencas altas y medias respectivamente.

### **1.3 Características hidrológicas de la ciudad de Piura<sup>1</sup>**

Debido a la ubicación de la ciudad de Piura en la costa del Perú es que no cuenta normalmente con la formación y crecimiento de nubes, en consecuencia de la “inversión de temperatura atmosférica” y a la atmósfera “estable”. A lo largo de la costa peruana la inversión de temperatura se presenta a una altura entre los 700 y 1000 msnm, donde se puede establecer una inversión de hasta 15 °C por debajo de la capa tropical.

La inversión de temperatura se genera por la disminución de la temperatura del agua de mar, la cual se produce por el afloramiento de la corriente de Humboldt, por los vientos alisios y a la fuerza a efectos de la aceleración de Coriolis debido a la rotación de la tierra.

En condiciones normales la precipitación en la ciudad de Piura debe ser reducida. No obstante conforme los vientos alisios invierten su flujo, se generan aguas calientes desplazándose hacia la costa sudamericana, extendiéndose hacia el sur y norte, como consecuencia la llegada de estas aguas calientes a la costa del Perú (siendo este el proceso que ocurre durante el Fenómeno El Niño).

Durante el Fenómeno El Niño intenso existe un cambio en el espesor de la termoclina, superando los 200 m y cambio brusco de temperatura de la superficie del mar en 13 °C, ocasionando que la inversión de la temperatura se rompa y se

---

<sup>1</sup> Esta sección se ha realizado utilizando la Referencia (Instituto Nacional de Defensa Civil, 2009).

desestabilice la atmósfera, convirtiendo así el territorio peruano en tropical y finalmente produciendo una lluvia del mismo tipo.

### 1.3.1 Factores que originan el Fenómeno El Niño

El Fenómeno El Niño (FEN) es de origen océano atmosférico, que influye en todo el planeta pero con mayor intensidad en el litoral del Pacífico Sur (Australia e Indonesia).

Los factores que se implican en el desarrollo de Fenómeno El Niño son los que se muestran a continuación:

- Se refleja mediante el cambio irregular en la temperatura del agua en la superficie del mar.
- Índice de oscilación del sur, que expresa la diferencia de presión barométrica entre Darwin (Australia) y Tahití (Polinesia).
- El efecto causado por la zona de convergencia intertropical, que evalúa la perturbación tropical, generado por la convergencia de los vientos alisios ecuatoriales de los hemisferios norte y sur, cerca de la línea ecuatorial.
- La variación del espesor de la termoclina, que define la sección de agua caliente en el mar.

Existe un registro histórico de la ocurrencia de Fenómenos El Niño, determinado por historiadores de acuerdo a sus investigaciones encontradas en zonas arqueológicas.

A partir de la tabla 3.1 se mostrará el registro histórico del Perú, para los últimos 500 años:

Tabla 3. 1 Registro histórico del Fenómeno El Niño determinando por investigaciones arqueológicas

Fecha	Características
ENSO del 900 a 700 a.c.	Perfil en el cerro Sechín
ENSO del 500 a.c.	Perfil en Chavín de Huantar
ENSO del 100 a 150 d.c.	Sedimentos y cantos rodados en Pueblo Viejo, Ancash
ENSO del 550 d.c.	Perfiles en la Huaca Aramburú de la UNMSM
ENSO del 900 a 950 d.c.	Perfil en Pachacamác
ENSO del 1200 d.c.	Perfil en Huaycán de Cieneguilla

Fuente: (Mallqui, 1999).

### 1.3.2 Fenómenos El Niño más intensos experimentados

#### 1.3.2.1 Fenómeno El Niño 1982-1983

A través de este fenómeno se pudo conocer el reducido conocimiento que se tenía acerca del mismo, concluyendo que no se podía predecir este tipo de eventos dependiendo de los datos que se contaba de fenómenos posteriores.

Este Fenómeno se dio debido a una principal característica que fue la elevación brusca de la temperatura superficial del mar en un corto intervalo de

tiempo. Tanto en el mes de septiembre de 1982 como en el de enero de 1983 se observaron variaciones de temperatura de 2 °C y 7 °C respectivamente en promedio, ya en el mes de septiembre de 1983 inicio una disminución de temperatura superficial del mar (TSM).

A partir del norte y noroeste hacia sureste a unos 1600 km de Piura y Tumbes es que se dirigen y formaban los flujos de vientos que originaron vórtices en el mar y condiciones tropicales produciendo finalmente precipitaciones y truenos.

Ante el cambio de dirección de los vientos alisios, dio como consecuencia la elevación de la temperatura del mar y una inestabilidad en la atmósfera en la costa norte del país. Viéndose esto reflejado en precipitaciones intensas que se prolongaron hasta el mes de junio de 1983, así como se muestra en la Figura 1. 8.

También este fenómeno fue influenciado por las brisas entre el mar y tierra y aquellas originadas en las laderas de las montañas, atribuyéndoles a estas la posible ocurrencia de las lluvias al anochecer, ya que se dieron entre las 7:00 pm y las 7:00 am del día siguiente, es por ello que se pudo inferir la importancia de estas brisas ante el debilitamiento de los vientos alisios.

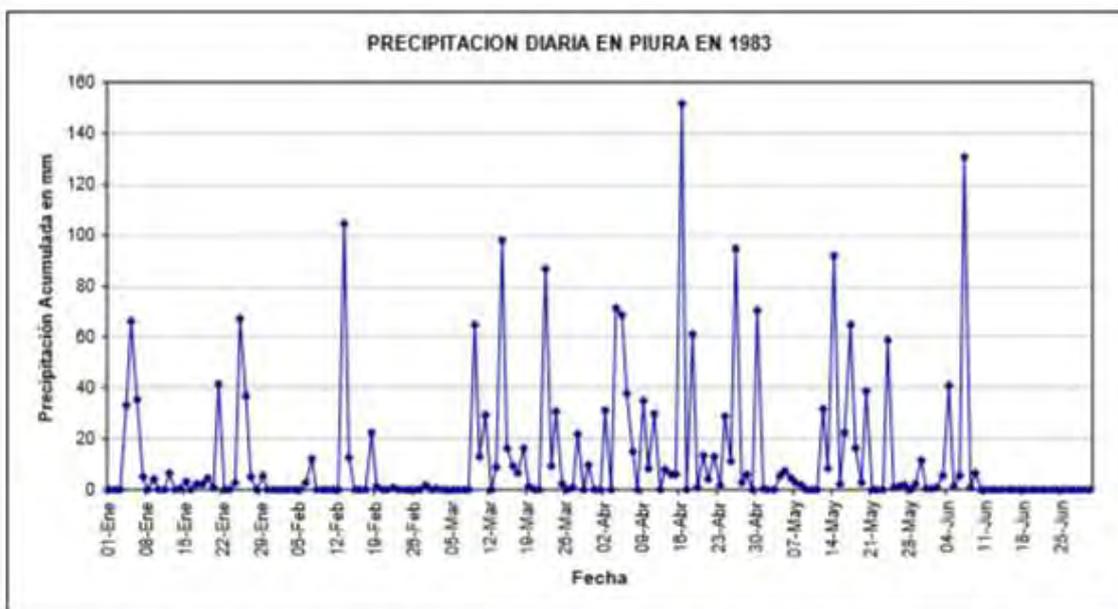


Figura 1. 8 Histograma de precipitación diaria en estación Miraflores (Año 1983)

Fuente: (Instituto Nacional de Defensa Civil, 2009).

### 1.3.2.2 Fenómeno El Niño 1997-1998

Para este fenómeno se registró un calentamiento en las temperaturas del agua de mar a partir de la primavera de 1996, sabiendo que su ingreso a las costas peruanas se dio en enero de 1997 y con un direccionamiento de sur a norte, esta misma es un factor determinante para el incremento anómalo de la temperatura de la superficie del mar peruano en 2 °C.

Existió una influencia de parte de aguas ecuatoriales durante los meses de marzo a julio, viéndose reflejado en el fortalecimiento de las condiciones del índice de oscilación del sur ENSO. Además con una variación de 6 °C en el agua de mar por encima de la temperatura habitual.

En la parte norte y central continuaron registrándose temperaturas por encima del nivel promedio entre agosto y la primera parte de septiembre. Por el contrario en el sur hubo una disminución debido al receso temporal de algunos fenómenos atmosféricos.

Continuaron las anomalías de temperatura del mar peruano, esta vez de hasta 8 °C entre los meses de noviembre y enero. Comportándose semejante en el mes de febrero.

El anticiclón del Pacífico sur, relacionado con los vientos alisios, ha contribuido con la ocurrencia del fenómeno El Niño de 1997 – 1998, viéndose esto reflejado en la presencia de intensidades inferiores a las normales y con desplazamientos al sur oeste de su posición normal, causando esto un debilitamiento de los vientos medios alisios entre 0° y 10 °S.

La zona de convergencia intertropical (ZCIT) se mantuvo intensificada y desplazada en 3° y 5° al sur de su posición normal en la mayor parte de 1997. Según se registró la mayor intensidad se presenta a mediados de noviembre, paralelamente se presentaban precipitaciones en el norte del país. En el mes de febrero hubo un cambio radical de la ZCIT en 10 °S produciendo lluvias que involucraban a la costa central. A continuación en la se puede visualizar la precipitación diaria registrada entre los meses de enero y junio del año 1998 en la Figura 1. 9.

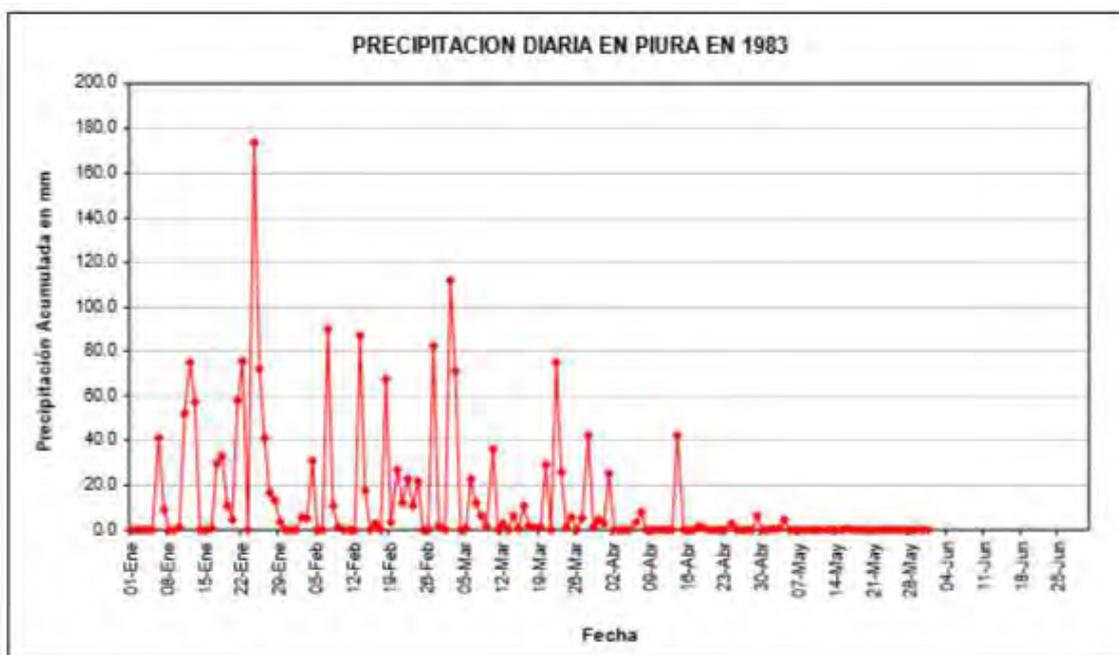


Figura 1. 9 Histograma de precipitación diaria en estación Miraflores (Año 1998)  
Fuente: (Instituto Nacional de Defensa Civil, 2009).

Existe un monitoreo del Fenómeno El Niño, que a partir del 2003 se ha iniciado por acciones de Nacional Oceanic and Atmospheric Administration (NOAA), que han definido al FEN como un fenómeno producido en el océano Pacífico Ecuatorial, caracterizado por cambios positivos de temperatura en el agua de mar. Existen 3 zonas establecidas que monitorean estos eventos poco habituales así como se muestran en la Figura 1. 10:

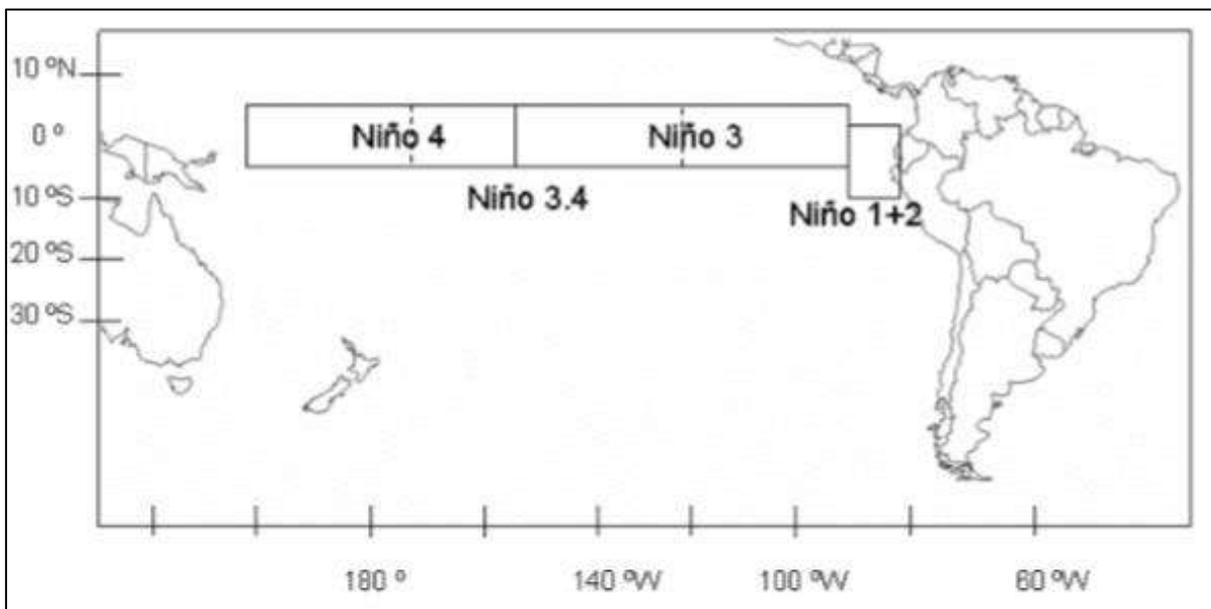


Figura 1. 10 Zonas de monitoreo del Fenómeno El niño en el océano Pacífico Ecuatorial.

Fuente: (Instituto Nacional de Defensa Civil, 2009).

En Perú el comité que conforma la comisión permanente del Pacífico sur (CPPS) se llama Comité Nacional Multisectorial encargado del Estudio Nacional del Fenómeno El Niño (ENFEN), siendo este el responsable de monitorear, vigilar, analizar y alertar sobre anomalías del océano y la atmósfera de tal manera que se implementen medidas preventivas para una reducción de los impactos ante la presencia del Fenómeno El Niño ( INDECI-OEA, 2009).

Existe una manera operativa de definir la magnitud del Fenómeno El Niño en la costa norte, teniendo como característica de análisis la variación de temperatura superficial del mar promedio del periodo enero-marzo establecido en el Sector Niño 1+2.

Para definir el Fenómeno El Niño en función de los impactos producidos por los cambios o variaciones en el régimen pluviométrico en la medida en que este periodo coincida con el periodo donde se concentre la mayor actividad lluviosa en la zona. Como se puede apreciar en la Figura 1. 11 los valores mayores les corresponden a la etapa de maduración del Fenómeno El Niño:

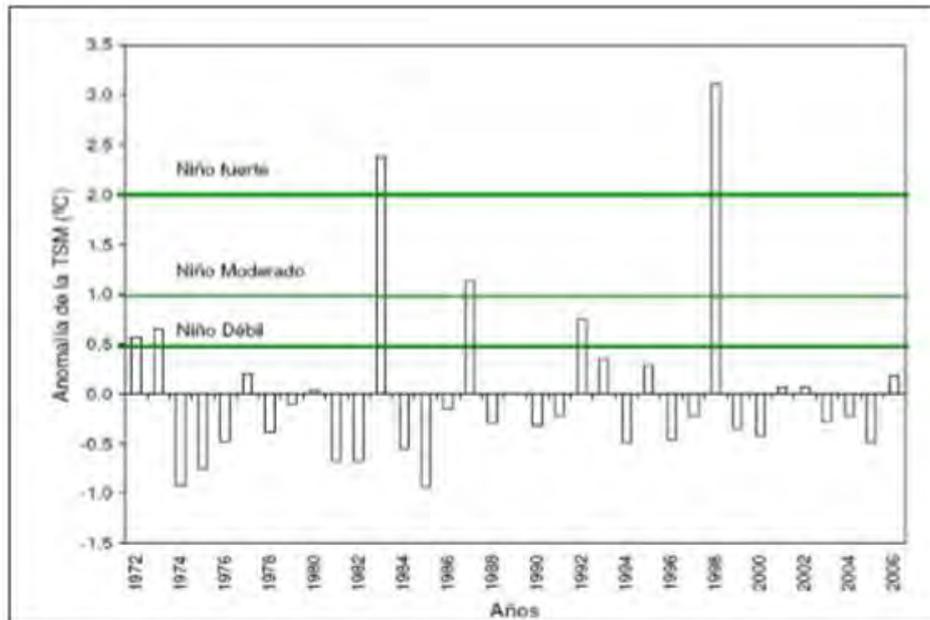


Figura 1. 11 Magnitud del Fenómeno El Niño en función de anomalías de la temperatura superficial del mar observado en el Sector Niño 1+2.  
Fuente: (Instituto Nacional de Defensa Civil, 2009).

Según indica la Figura 1. 12 la variación de temperatura del mar juega un factor determinante en la ocurrencia de lluvias de una considerable intensidad. Es importante el cambio que se ocasiona cuando la temperatura del mar varía de 27 °C a 28 °C, no lloviendo en la ciudad de Piura cuando alcanza la primera temperatura. Pero cuando alcanza la segunda, el clima se vuelve tropical y llueve en abundancia.

Al llegar a 29 °C como fue en el caso de 1983, las precipitaciones pueden alcanzar hasta unos 800 mm al mes. Esto basándose en la relación gráfica de la figura que se mostrará a continuación:

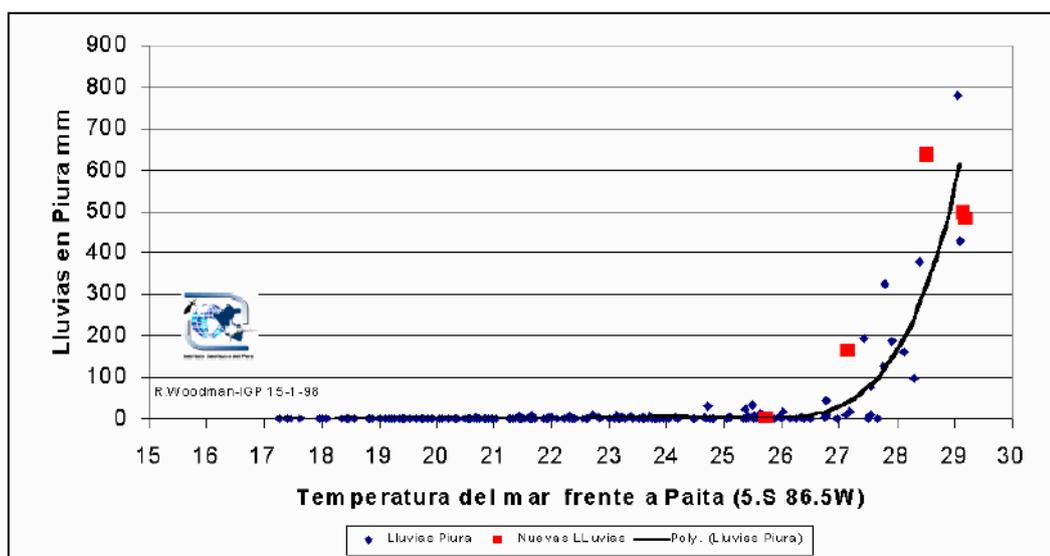


Figura 1. 12 Relación entre la temperatura superficial del mar frente a Paíta (5° S 86.5° O) y las lluvias en Piura.  
Fuente: (Woodman, 1998) .

## 1.4 Descripción del proyecto

El proyecto contempla la construcción de **740 m** aproximadamente de un conducto principal a lo largo del Jr. La Arena y Jr. Tangarará, la que transportará las aguas de lluvia captadas a partir de rejillas ubicadas en el perímetro de la Urb. El Chilcal, es decir en zonas donde existe convergencia de flujos de aguas pluviales.

Se prevé que esta propuesta de drenaje pueda satisfacer las exigencias de la urbanización El Chilcal referentes a la colección, transporte y evacuación durante un evento de precipitación. Reduciendo la escorrentía a un nivel adecuado conforme indica la norma para sectores urbanos y en consecuencia proporcione un correcto tránsito vehicular y peatonal.

A partir de un periodo de retorno seleccionado, el cual depende de la importancia y trascendencia de estructura a diseñar, se calcularán las intensidades máximas, que junto a las áreas de influencia permitirán obtener los caudales de escorrentía.

Conforme a los datos encontrados se planteará el diseño del sistema de drenaje pluvial para la urbanización El Chilcal, por medio de conductos y rejillas dispuestas estratégicamente en toda la superficie en estudio.

Ya transportados los caudales de agua lluvia hacia el punto de descarga se emplearán bombas tornillo de Arquímedes, para trasladar el agua de lluvia desde la zona de almacenamiento hacia el dren Cesar Vallejo, luego junto a las aguas del dren César Vallejo (tramo urbanización Piura) desviarse hacia el dren Turquía – Japón. Para así llegar posteriormente a la laguna Santa Julia.

## 1.5 Drenaje de la ciudad de Piura

Al presentarse un evento de precipitación en la ciudad de Piura los flujos de escorrentía generados son evacuados a través de una serie de drenes distribuidos en toda la extensión de Piura.

Actualmente algunos de los drenes presentan obstrucciones debido a la acumulación de vegetación y basura, es por ello que en algunas zonas de Piura se ven afectadas no solo por los eventos de precipitación locales sino también por las aguas que son colectadas aguas arriba, las que cambian de dirección en su flujo debido al colapso de las estructuras de transporte que no trabajan a su máxima capacidad. Y a eso sumándole la topografía en depresión (cuencas ciegas) con las que cuentan algunos sectores urbanos de la ciudad donde se imposibilita el drenaje por gravedad y hace necesario la utilización de sistemas de bombeo.

A continuación se muestra mediante la Figura 1. 13 el sistema de drenaje pluvial de las ciudades de Piura y Castilla, donde se muestra la distribución de estructuras hidráulicas de evacuación de aguas lluvia hasta sus respectivas disposiciones finales, por medio de un mapa extraído de INDECI:



## **1.6 Actividades preliminares**

Para lograr lo que se plantea con la propuesta y lo explicado en la descripción del proyecto, ha sido necesario realizar actividades preliminares que nos permitirán tener una organización y una reducción de riesgos al mínimo. Siendo éstas las que se muestran a continuación:

### **1.6.1 Recolección de información básica**

La información básica es de gran importancia, ya que gracias a su estudio se podrá provechosamente comprender el ámbito político y organizacional, así como las costumbres de la urbanización El Chilcal. Esto último mencionado se debe manejar cuidadosamente, de tal forma que se permita establecer patrones que garanticen un desempeño óptimo de las unidades del sistema de drenaje.

Los estudios de campo deben realizarse con el propósito de identificar, obtener y evaluar el estado actual de las obras de drenaje existentes, condiciones topográficas e hidrológicas del área a tratar, identificando de tal manera los sectores en la cuenca que sean críticos o potenciales.

### **1.6.2 Definición de subcuencas**

A partir de los planos pertenecientes a la cuenca en evaluación, se deberá identificar zonas de posible influencia en el aporte de escorrentía durante un evento de precipitación, ya habiéndolas definido se podrá determinar sus superficies y otras características como tipo de superficie y pendiente.

Conforme se vaya analizando la cuenca y subdividiéndola se establecerán posibles alternativas de redes de drenaje interna y estructuras de captación externa, eligiendo entre estas la que más se adecue a las exigencias del sector en estudio. Para esto se deberá reconocer los puntos de concentración que generen acumulaciones de flujos, siendo estos atendidos en función a los riesgos que puedan ocasionar.

## **1.7 Consideraciones en topografía**

Entre una de las variables de importancia para la realización de todo proyecto de drenaje pluvial, es contar con la información topográfica del área a evaluar, ya que esto definirá las alternativas de disposición que tendrá el sistema, de las que se empleará la que permita reducir costos y tiempos en la ejecución de la obra.

Ante todo proyecto que involucre un sistema de drenaje pluvial, la topografía juega un papel fundamental, ya que conforme se establezca permitirá definir datos específicos como lo es el nivel de piso terminado de los diferentes ambientes que conformen el diseño, como es el caso de las estructuras hidráulicas.

La urbanización El Chilcal tiene una extensión de aproximadamente **4.19** hectáreas. Su territorio es netamente urbano, está subdividido en lotes rectangulares semejantes entre sí y donde existen depresiones en diversos puntos, esta zona en su totalidad cuenta con calles pavimentadas tanto de concreto como de adoquines.

Existe un desemboque de las aguas lluvia en la urbanización El Chilcal, que se encuentra ubicado al extremo oeste de la misma, conectando dicha urbanización con el dren César Vallejo, para posteriormente el agua de escorrentía dirigirla hacia su disposición final en la laguna Santa Julia.

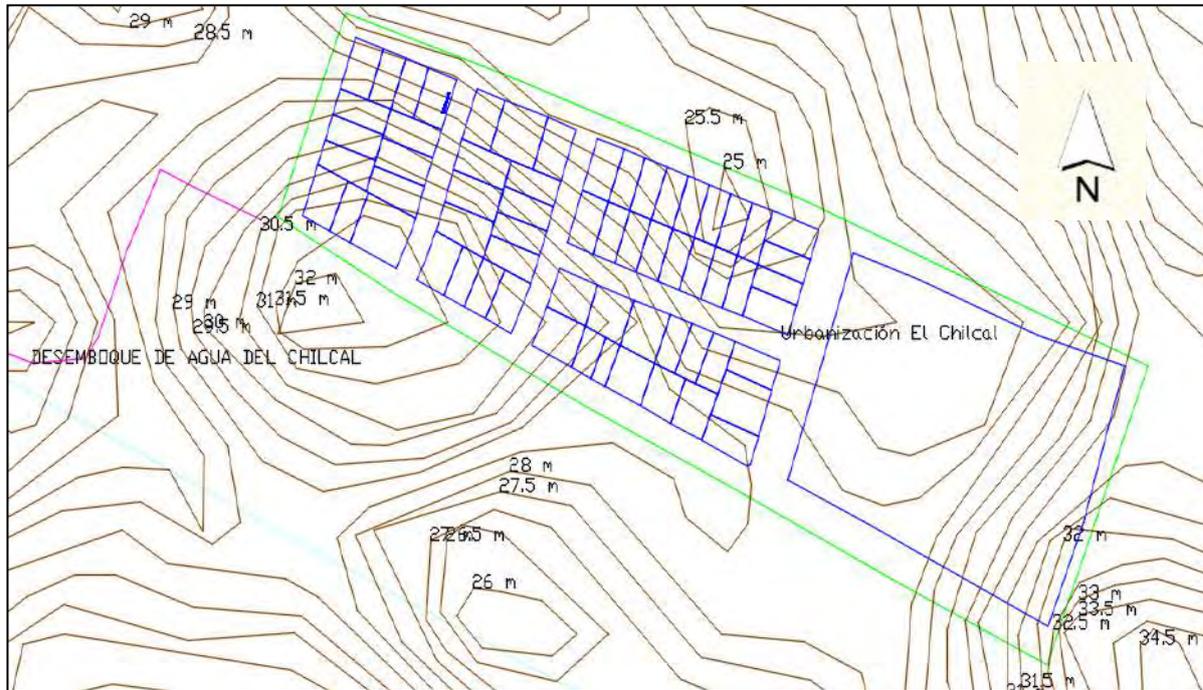


Figura 1. 14 Curvas de nivel a cada medio metro de la urbanización.  
Fuente: Elaboración propia

## **CAPITULO 2**

### **CONCEPTOS HIDROLÓGICOS**

#### **2.1 Introducción**

Teniendo en cuenta una problemática referente al diseño de drenaje pluvial de una urbanización, es que se toma en cuenta las vías de transporte necesarias para la correcta evacuación de aguas lluvia. Es aquí donde el especialista debe identificar las alternativas con mayor prontitud para el planteamiento de soluciones que tengan alineamientos con respecto a la economía y el cumplimiento de exigencias que imponen las necesidades de la zona a evaluar (Pérez, 2015).

Para un mayor entendimiento de lo posterior a tratar se analizarán los diferentes parámetros que influyen en el correcto planteamiento de drenaje pluvial.

#### **2.2 La cuenca**

Es el primer factor hidrológico a considerar que será fijado por medio de planos topográficos, luego se podrá fraccionar en subcuencas para analizar de la manera más oportuna la aportación de flujos de agua producto de una precipitación, además este caudal de escurrimiento estará en función de diversos factores como lo son:

- Condiciones climáticas, fisiográficas y topográficas
- Tipo de cobertura vegetal
- Tipo de manejo de suelo
- Capacidad de almacenamiento

##### **2.2.1 Concepto de cuenca**

La cuenca de drenaje de un flujo, es la superficie de terreno donde todas las aguas caídas por precipitación, se agrupan para formar un solo curso de agua. Cada

curso de agua tiene su cuenca definida por donde transita hasta drenar a una masa de agua mayor, tanto de modo natural como artificial.

Dentro de este espacio se desarrolla un sistema de drenaje superficial que tiene como finalidad dirigir la escorrentía hacia zonas que presenten cotas bajas, y así finalmente depositarla a ríos, lagos o mar.

El sector que delimita una cuenca agrupa a sus habitantes por diversas razones como lo pueden ser el recurso hídrico, caminos o vías de acceso, entre otras. Contribuyendo de tal forma con la organización de las comunidades para administrar sus recursos.

Dependiendo del tamaño del cauce principal de la cuenca es que se debe esperar una mayor o menor probabilidad de estar sujeta a crecientes, es por ello que se debe ordenar con el grado de ramificación más adecuado.

Las condiciones físicas, económicas, biológicas y culturales que poseen cada cuenca, recursos naturales y habitantes, son importantes para establecer patrones de planificación teniendo en cuenta la proyección debida en función de posibles modificaciones en su territorio (Instituto Nacional de Defensa Civil, 2009).

En el caso de la cuenca en estudio es trata de una zona urbana en toda su extensión, contando con un área de 35.69 hectáreas aproximadamente (Urb. El Chilcal y sectores de contribución), distribuido por lotes rectangulares así como se muestra en la Figura 2. 1.



Figura 2. 1 Urbanización El Chilcal  
Fuente: (Instituto Nacional de Defensa Civil, 2009).

Las cuencas se pueden clasificar de acuerdo a su punto de salida, existen fundamentalmente dos tipos de cuenca:

### 2.2.1.1 Endorreicas

Aquellas que su punto de salida está dentro de los límites de la cuenca y generalmente es un lago como presenta la siguiente figura:

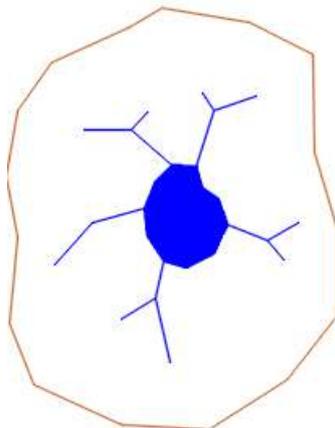


Figura 2. 2 Cuenca endorreica  
Fuente: Elaboración propia

### 2.2.1.2 Exorreicas

Son aquellas que su punto de salida está en los límites de las cuencas y está en otra corriente o mar como se puede apreciar a continuación:

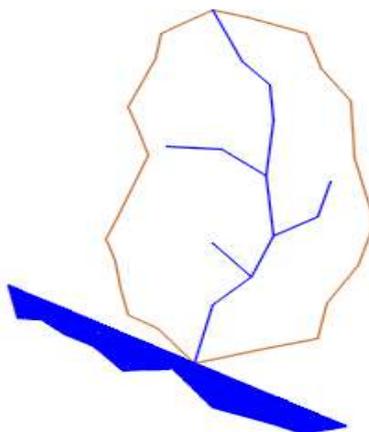


Figura 2. 3 Cuenca exorreica  
Fuente: Elaboración propia

### 2.2.2 Área de cuenca

Es aquella superficie proyectada en un plano horizontal que se obtiene después de delimitar la cuenca, su forma es irregular. Es aquí donde la precipitación toma diferentes formas traducidas en escorrentía y de donde se drena hacia un canal cercano tanto natural como artificial (Campos, 1992).

Según su tamaño se puede clasificar el área de una cuenca como se muestra en tabla 2.1:

Tabla 2. 1 Clasificación de una cuenca según el área que posee.

Tamaño de la cuenca (km <sup>2</sup> )	Descripción
< 25	Muy pequeña
25 a 250	Pequeña
250 a 500	Intermedia-pequeña
500 a 2500	Intermedia-grande
2500 a 5000	Grande
> 5000	Muy grande

Fuente: (Campos, 1992).

El área en estudio se obtuvo mediante el enmarque de la zona en función a sus límites internos: por el norte Jr. Arena, por el sur Jr. Conde del Villar, por el este Jr. Tallán y por el oeste Jr. Tangarará así como se muestra en la Figura 2. 4.

Evidentemente la elección de una cuenca y su posterior estudio es para identificar posibles vías de evacuación, en algunos casos es necesario subdividir la cuenca para un estudio más minucioso, que permita mejores resultados.



Figura 2. 4 Áreas dentro de la Urb. El Chilcal  
Fuente: Plano lotizado de Piura, 2007.

## 2.2.3 Parámetros físicos de una cuenca

### 2.2.3.1 Forma de la cuenca

Este factor se encuentra a través del índice de Gravelius o coeficiente de compacidad ( $K_c$ ), que relaciona el perímetro (Km) y el área de la cuenca (Km<sup>2</sup>) (Córdova, 2016):

$$K_c = \frac{P}{2\pi r} = \frac{P}{A^{1/2}} \quad (2.1)$$

Al  $K_c$  ser cercano a la unidad, la forma de la cuenca se aproxima a una circunferencia, por el contrario cuando el valor de  $K_c$  se aleja de la unidad indica una menor forma circular de la cuenca como se puede ver en la Figura 2. 5. Aquellas cuencas con  $K_c \approx 1$  tienen inconvenientes con crecidas (inundaciones).

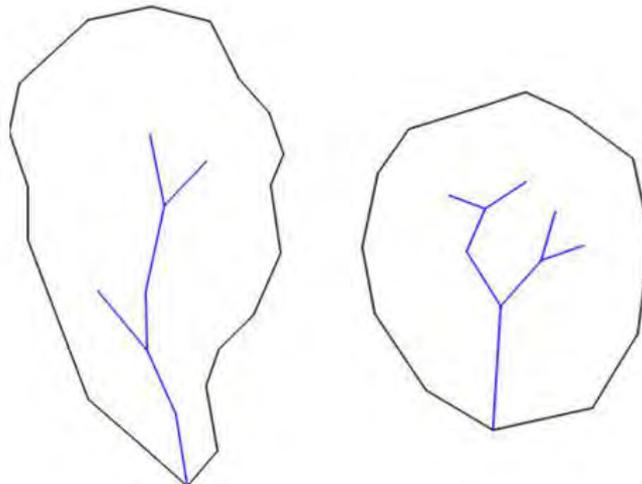


Figura 2. 5  $K_c \sim 2$  (izquierda) y  $K_c \sim 1$  (derecha)  
Fuente: Elaboración propia.

### 2.2.3.2 Coeficiente de forma ( $K_f$ )

Es la relación que existe entre el ancho medio de la cuenca ( $B$ ) y la longitud del cauce principal ( $L_c$ ). El ancho medio se obtiene cuando se divide el área de la cuenca por la longitud del cauce principal (Córdova, 2016), es decir se representa mediante la siguiente expresión:

$$K_f = \frac{B}{L_c} = \frac{A}{L_c^2} \quad (2.2)$$

Conforme el coeficiente de forma de una cuenca sea más bajo, estará menos sometida a crecientes que otra de la misma sección pero con mayor coeficiente de forma.

### 2.2.3.3 Distribución de una cuenca

Se expresa mediante un número que refleja el grado de ramificación presentado por el sistema de drenaje en la escorrentía superficial directa, tal como se puede apreciar en la Figura 2. 6. Existe una secuencia de acuerdo a la formación de cauces que se mencionará a continuación (Córdova, 2016):

- Los cauces de primer orden son los que no tienen tributarios.
- Los cauces de segundo orden se generan por la convergencia de dos cauces de primer orden. Como regla general los cauces de un orden  $n$  se forman cuando dos cauces de orden  $n-1$  se unen.
- Cuando exista una unión entre dos cauces, uno de ellos con un orden mayor que el otro, el canal resultante hacia aguas abajo estará definido por el mayor de los órdenes.
- El orden de una cuenca es el mismo que el cauce establecido a la salida.

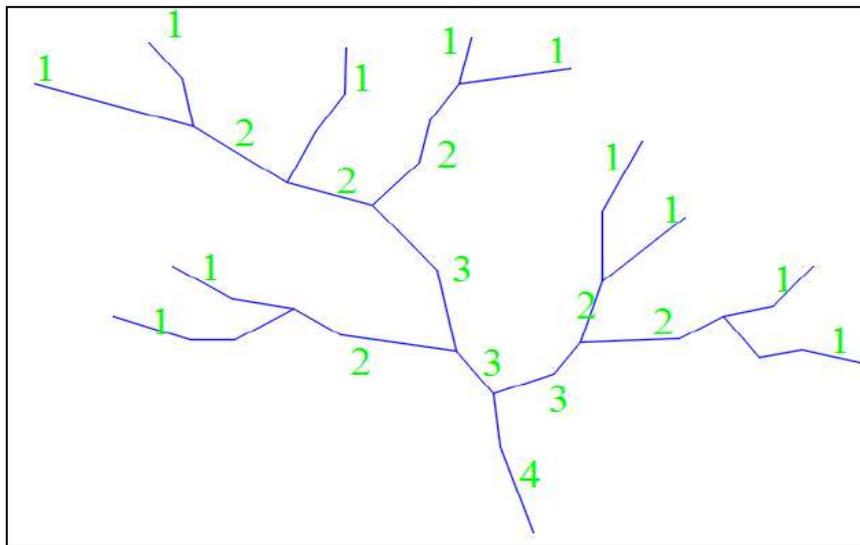


Figura 2. 6 Distribución de cauces según su número de orden.  
Fuente: Elaboración propia.

### 2.2.3.4 Densidad de drenaje

Es la relación entre la longitud total de los cursos de agua dentro de la cuenca y el área total de ésta:

$$D_d = \frac{\sum Lc_i}{A} \quad (2.3)$$

Dónde:

$\sum Lc_i$ = longitud total de los cauces de agua en km.

A= superficie de la cuenca  $\text{km}^2$

Para aquellos valores de densidad de drenaje desde  $0.5 \text{ km/km}^2$  (cuenca con drenaje pobre) hasta los  $3.5 \text{ km/km}^2$  (cuenca con un drenaje excelente).

Conforme la medida de los parámetros antes mencionados asociados al sistema de drenaje de una cuenca sea mayor, se podrá prever que el tiempo de concentración sea menor y en efecto una mayor capacidad de producción de caudal superficial por parte de la cuenca.

## **2.2.4 Pendiente de cuenca**

Es la característica física de una cuenca, de la cual depende la configuración topográfica del terreno y el área de la cuenca.

Las pendientes de diseño deben garantizar la conducción de escurrimientos hacia los puntos de captación previamente definidos.

### **2.2.4.1 Pendiente superficial**

La velocidad con la cual un flujo de escorrentía recorre la superficie depende de la pendiente del mismo. El tiempo de concentración también se ve afectado por esta característica morfológica, siendo éste mayor cuando la pendiente es menos pronunciada (Villón, 2004).

Además tiene una importancia directa en relación a la magnitud de las crecidas, es por ello que al presentar la cuenca una pendiente considerable se producirá un caudal de escorrentía de mayor capacidad, que si se contara con una pendiente baja, después de un proceso de precipitación.

### **2.2.4.2 Pendiente de los cauces de agua**

Estas pendientes nos permiten apreciar el potencial de la escorrentía para erosionar la superficie por donde recorre, influye sobre la velocidad del flujo. Además juega un papel importante en la forma del hidrógrafo, su comportamiento nos permite determinar las características óptimas para el aprovechamiento hidroeléctrico o en la solución de problemas de inundaciones como es en el presente caso (Villón, 2004).

Esta se halla a partir de la relación entre la diferencia de cotas del cauce (máxima y mínima) y la longitud del mismo.

Además a partir de esta pendiente se podrá definir el tiempo de tránsito dentro de las estructuras de colección. El cálculo de este parámetro se puede definir mediante la siguiente expresión:

$$S = \frac{H_{max} - H_{min}}{L} \quad (2.4)$$

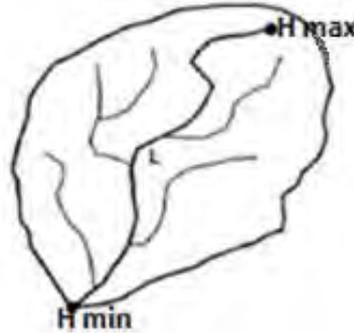


Figura 2. 7 Parámetros dentro de una cuenca.  
Fuente: (Villón, 2004).

Dónde:

**H:** Cotas de los extremos del cauce

**L:** Longitud del cauce, en Km

**S:** Pendiente

### 2.3 Determinación de caudales

En una precipitación se debe considerar que no toda se convertirá en caudal de escorrentía, ya que parte de esta se infiltrará en la superficie, retendrá en la vegetación o en depresiones superficiales. El resto de la precipitación generará flujo de escorrentía, escorrentía directa, la cual se analizará en esta sección. Su cantidad dependerá de la intensidad y duración de la lluvia. Así como de las características y condiciones de la superficie de contacto (Robredo, 2014).

Para el cálculo de este tipo de caudales existen varios métodos empíricos, dentro de los cuales podemos mencionar en Tabla 2. 2:

Tabla 2. 2 Fórmulas de cálculo de caudales máximos de escorrentía

Autor	Fórmula	Observaciones
Método racional	$Q = 0.278 C \cdot i \cdot A$ Dónde: - <b>Q:</b> Caudal (m <sup>3</sup> /s) - <b>C:</b> Coeficiente de escorrentía - <b>i:</b> intensidad de lluvia - <b>A:</b> Área en Km <sup>2</sup>	Considera lluvias constantes y uniformes, donde el caudal máximo se obtendrá cuando todos los puntos de la cuenca contribuyan al mismo tiempo
Método de Burkli Ziegler	$Q = 3.9 \cdot A \cdot P_1 \cdot C \cdot (J/A)^{0.25}$ Dónde: - <b>Q:</b> Caudal (m <sup>3</sup> /s) - <b>C:</b> Coeficiente de escorrentía - <b>J:</b> pendiente media de la cuenca (%) - <b>P<sub>1</sub>:</b> precipitación máxima en 1 hora (mm) - <b>A:</b> Superficie de la cuenca (ha)	Método basado en observaciones de lluvias extraordinarias en la ciudad de Zürich, relacionando los caudales en tuberías de desagüe, área de la ciudad e intensidad de lluvia.

Tabla 2. 2 Fórmulas de cálculo de caudales máximos de escorrentía (continuación)

Autor	Fórmula	Observaciones
Método de Mac Match	$Q = 0.0091 \cdot C \cdot i \cdot A^{\frac{4}{5}} \cdot S^{\frac{1}{5}}$ Dónde: - <b>Q:</b> Caudal ( $m^3/s$ ) - <b>C:</b> Coeficiente - <b>i:</b> intensidad (mm/h) - <b>A:</b> área (has) - <b>S:</b> pendiente (%)	Es conveniente darle la debida importancia al coeficiente de escorrentía (C) en esta expresión, ya que depende de tres (3) componentes: cobertura vegetal, textura del suelo y topografía del terreno.

Fuente: (Robredo, 2014)

### 2.3.1 Estimación del caudal de escorrentía-método racional<sup>2</sup>

Con una antigüedad de más de 100 años utilizándolo para el diseño de drenaje urbano y agrícola, aún sigue en vigencia extendiéndose a lo largo del mundo debido a la simplicidad con la que se obtienen los datos de planteamiento.

Este método puede ser aplicado a pequeñas cuencas de una superficie de hasta 1300 ha o 13 km<sup>2</sup>. Además considera que la máxima escorrentía producida por la lluvia, ocurre cuando la duración de esta es igual al tiempo de concentración ( $t_c$ ). Cuando así sucede, toda la cuenca contribuye con el caudal en el punto de salida Norma OS 060 (Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2006).

Si el tiempo de duración es mayor que el tiempo de concentración, de la misma manera toda la cuenca contribuye, pero la intensidad de lluvia es menor por tanto es menor el caudal. Por lo contrario si el tiempo de duración es menor que el tiempo de concentración, la intensidad de lluvia es mayor, en este caso solo una parte de la cuenca aporta a la escorrentía entonces existirá un menor caudal.

El caudal de escorrentía se puede expresar mediante la siguiente expresión:

$$Q = \frac{CIA}{360} \quad (2.5)$$

Dónde:

**Q:** Caudal máximo, en  $m^3/s$

**C:** Coeficiente de escorrentía, que depende de las características de la superficie

**I:** Intensidad máxima de lluvia, para una duración igual al tiempo de concentración, y para un periodo de retorno dado, en mm/hr

**A:** Área de la cuenca, en has

Haciendo una aclaración con respecto al coeficiente que acompaña a la Fórmula 2.5, corresponde a las unidades en que se expresa el área (has). Pero en el caso en que la superficie de la cuenca esté expresada en Km<sup>2</sup>, la fórmula del cálculo de caudal de escorrentía será la siguiente:

<sup>2</sup> Para el presente análisis se utilizará este método

$$Q = \frac{CIA}{3.6} \quad (2.6)$$

### 2.3.2 Coeficiente de escorrentía

Este coeficiente depende de diversos factores como: el tipo de escorrentía (lluvia, nieve o granizo), de su cantidad, de su intensidad y distribución en el tiempo; de la humedad inicial del suelo; del tipo de terreno; tipo de cobertura vegetal existente (Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2006).

La cantidad de agua de escorrentía, que llega al cauce de evacuación, representa una fracción de la precipitación total. A esta fracción se le denomina coeficiente de escorrentía, que es un factor adimensional.

Donde se cumple:

$$C = \frac{V \text{ escorrentía superficial}}{V \text{ precipitado total}} \quad (2.7)$$

El coeficiente de escorrentía comprende valores de:

$$0 \leq C \leq 1 \quad (2.8)$$

Tabla 2. 3 Coeficientes de escorrentía

Tipo de superficie	Coeficiente de escorrentía	
	Mínimo	Máximo
Zona comercial	0.70	0.95
Vecindarios, zonas de edificios, edificaciones densas	0.50	0.70
Zonas residenciales unifamiliares	0.30	0.50
Zonas residenciales	0.40	0.60
Zonas residenciales	0.60	0.75
Zonas residenciales	0.25	0.40
Zonas industriales espaciadas	0.50	0.80
Zonas industriales densas	0.60	0.90
Parques	0.10	0.25
Zonas deportivas	0.20	0.35
Estaciones e infraestructuras viarias de ferrocarril	0.20	0.40
Zonas suburbanas	0.10	0.30
Calles asfaltadas	0.70	0.95
Calle hormigonadas	0.70	0.95
Calles adoquinadas	0.70	0.85
Aparcamientos	0.75	0.85
Techados	0.75	0.95
Praderas (suelos arenosos con pendientes inferiores al 2%)	0.05	0.10
Praderas (suelos arenosos con pendientes intermedias)	0.10	0.15
Praderas (suelos arenosos con pendientes superiores al 7%)	0.15	0.20

Tabla 2. 3 Coeficientes de escorrentía (continuación)

Tipo de superficie	Coeficiente de escorrentía	
	Mínimo	Máximo
Praderas (suelos arcillosos con pendientes inferiores al 2%)	0.13	0.17
Praderas (suelos arcillosos con pendientes intermedias)	0.18	0.22
Praderas (suelos arcillosos con pendientes superiores al 7%)	0.25	0.35

Fuente: Aparicio, 1999.

Tabla 2. 4 Coeficientes de escorrentía en zonas urbanas

Tipo de superficie	Periodo de retorno (años)						
	2	5	10	25	50	100	500
Zonas Urbanas							
Asfalto	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Cemento, tejados	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zonas verdes (céspedes, parques, etc.)							
Condición pobre (cobertura vegetal inferior al 50% de la superficie)							
Pendiente baja (0-2%)	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Pendiente media (2-7%)	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente alta (>7%)	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
Condición media (cobertura vegetal entre el 50% y el 75% del área)							
Pendiente baja (0-2%)	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Pendiente media (2-7%)	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente alta (>7%)	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Condición buena (cobertura vegetal superior al 75% de la superficie)							
Pendiente baja (0-2%)	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Pendiente media (2-7%)	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente alta (>7%)	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58

Fuente: (Chow, 1988).

### 2.3.3 Intensidad de precipitación

Este factor es uno de los más importantes para la estimación de parámetros hidrológicos que influyen sobre una cuenca, tal como se puede apreciar en la Figura 2. 8.

Este valor resulta del análisis de las curvas de intensidad – duración - período de retorno, las cuales se obtienen de los datos que ofrecen de las estaciones meteorológicas existentes dentro de la cuenca y su periferia. Además se debe

considerar un tiempo de concentración y un periodo de retorno definido por el tipo de estructura a diseñar (Villón, 2004).

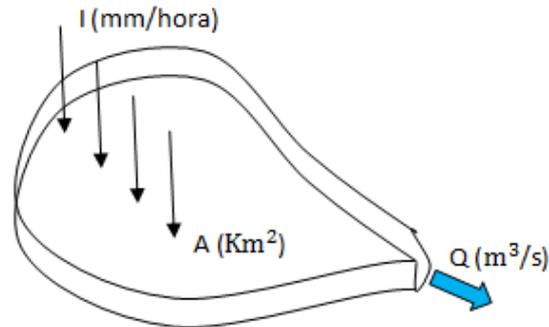


Figura 2. 8 Intensidad de precipitación sobre cuenca  
Fuente: Elaboración propia

### 2.3.3.1 Tiempo de concentración ( $t_c$ )

Se le llama tiempo de concentración, al tiempo que transcurre desde que una gota cae, en el punto más alejado de la cuenca hasta que llega a la salida de ésta, asimismo este tiempo está en función de ciertas características geográficas y topográficas de la cuenca (Villón, 2004).

Dentro del tiempo de escurrimiento se debe incluir los escurrimientos sobre terrenos, canales, cunetas y en general todos los recorridos sobre la misma estructura que se diseña.

Existen características de la cuenca que intervienen sobre el tiempo de concentración, tales como: dimensiones, pendientes, vegetación entre otros.

El tiempo de concentración se compone de dos partes: tiempo en el que discurre el flujo hasta el punto de captación y el tiempo de traslado a lo largo de la estructura hidráulica hasta el punto de salida:

$$t_c = t_0 + t_f \quad (2.9)$$

Dónde:

$t_0$ : Tiempo de ingreso, puede obtenerse mediante observaciones experimentales de campo o por medio de tablas.

$t_f$ : Tiempo de flujo y se calcula mediante la siguiente expresión  $\sum_{i=1}^n \frac{L_i}{V_i}$ , siendo " $L_i$ " la longitud del  $i$ -ésimo conductor (ducto o canal) a lo largo de la trayectoria del flujo y " $V_i$ " la velocidad del flujo en el ducto o canalizador

Cabe indicar que la norma de drenaje pluvial urbano (OS 060) se refiere que para ningún caso el tiempo de concentración deberá ser menor que 10 min.

Para el cálculo del tiempo de concentración se muestran en la Tabla 2. 5 las siguientes expresiones:

Tabla 2. 5 Fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración

Método y fecha	Fórmula para $t_c$ (minutos)	Observaciones
Kirpich (1940)	$t_c = 0.01947 \cdot L^{0.77} \cdot S^{-0.385}$ <p>L= longitud del canal desde aguas arriba hasta la salida. m. S= pendiente promedio de la cuenca, m/m</p>	Desarrollada a partir de información del SCS en siete cuencas rurales de Tennessee con canales bien definidos y pendientes empinadas (3 a 10%); para flujo superficial en superficies de concreto o asfalto se debe multiplicar $t_c$ por 0.4; para canales de concreto se debe multiplicar por 0.2; no se debe hacer ningún ajuste para flujo superficial en suelo descubierto o para flujo en cunetas.
California Culverts Practice (1942)	$t_c = 0.0195 \left( \frac{L^3}{H} \right)^{0.385}$ <p>L= longitud del curso del agua más largo, m. H= diferencia de nivel entre la divisoria de aguas y la salidas, m.</p>	Esencialmente es la ecuación de Kirpich, desarrollada para pequeñas cuencas montañosas en California.
Izar (1946)	$t_c = \frac{525 \cdot (0.0000276 \cdot i + c) \cdot L^{0.33}}{S^{0.333} \cdot i^{0.667}}$ <p>i= intensidad de lluvia, mm/h c= coeficiente de retardo L=longitud de la trayectoria, m. S= pendiente de trayectoria de flujo, m/m.</p>	Desarrollada experimentalmente en laboratorio por el Bureau of Publica Rosad, para flujo superficial en caminos y áreas de céspedes; los valores del coeficiente de retardo varían desde 0.0070 para pavimentos muy lisos hasta 0.012 para pavimentos de concreto y 0.06 para superficies densamente cubiertas de pasto; la solución requiere de procesos iterativos; el producto de i por L debe ser $\leq 3800$ .
Federal Aviación Administration (1970)	$t_c = 0.7035 \frac{(1.1 - C) \cdot L^{0.50}}{S^{0.333}}$ <p>C= coeficiente de escorrentía del método racional. L= longitud de flujo superficial, m. S= pendiente de la superficie m/m.</p>	Desarrollada de información sobre el drenaje de aeropuertos recopilada por el Corps of Engieres; el método tiene como finalidad el ser usado en problemas de drenaje de aeropuertos pero ha sido frecuentemente usado en cuencas urbanas.

Tabla 2. 5 Fórmulas para el cálculo del tiempo de concentración (continuación)

Método y fecha	Fórmula para $t_c$ (minutos)	Observaciones
Ecuaciones de onda cinemática Mágina y Finley (1965) y Aron y Erborge (1973)	$t_c = \frac{7 \cdot L^{0.6} \cdot n^{0.6}}{I^{0.4} \cdot S^{0.3}}$ <p>L= longitud del flujo superficial, m. n= coeficiente de rugosidad de Manning. I= intensidad de lluvia mm/h. S= pendiente de la superficie m/m</p>	Ecuación para flujo superficial desarrollada a partir de análisis de onda cinemática de la escorrentía superficial desde superficies desarrolladas; el método requiere iteraciones debido a que tanto I (intensidad de lluvia) como $t_c$ son desconocidos, la superposición de una curva de intensidad – duración – frecuencia da una solución gráfica directa para $t_c$ .
Ecuación de retardo SCS(1973)	$t_c = \frac{0.0136 \cdot L^{0.8} \left( \frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0.7}}{S^{0.5}}$ <p>L= longitud hidráulica de la cuenca (mayor trayectoria de flujo), m. CN= Número de curva SCS S= pendiente promedio de la cuenca, m/m.</p>	Ecuación desarrollada por el SCS a partir de información de cuencas de uso agrícola; ha sido adaptada a pequeñas cuencas urbanas con áreas inferiores a 800 Ha; se ha encontrado que generalmente es buena cuando el área se encuentra completamente pavimentada; para áreas mixtas tiene tendencias a la sobreestimación; se aplicarán factores de ajuste para corregir efectos de mejoras en canales e impermeabilización de superficies; la ecuación supone que $t_c = 1.67 \times$ retardo de la cuenca

Fuente: (Soil Conservation Service, 1972).

### 2.3.3.2 Periodo de retorno de diseño (T)

Se define como el intervalo de recurrencia (T), al lapso promedio en años entre la ocurrencia de un evento igual o mayor a una magnitud dada, también se le considera como el inverso de la probabilidad, del m-ésimo evento de los 'n' registros (Chow V. T., 2000).

El periodo de retorno de diseño se determina de acuerdo a la importancia de las instalaciones (interés económico, socioeconómico, estratégico, turístico) y con los daños, perjuicios o molestias que las inundaciones periódicas puedan ocasionar.

Es uno de los parámetros más significativos a ser tomado en cuenta al dimensionar una obra hidráulica destinada a soportar avenidas, como por ejemplo el vertedero de un presa entre otros, diques para el control de inundaciones, puentes entre otros. Además está en función de la variable

aleatoria precipitación (P) max. o caudal(Q) max. Con base en las siguientes relaciones:

$$T = \frac{n + 1}{m} \quad (2.10)$$

$$P = \frac{m}{n + 1} = \frac{1}{T} \quad (2.11)$$

Dónde:

T= Periodo de retorno (años)  
 n= número de años del registro  
 m= número de orden  
 P= Probabilidad

El riesgo de falla admisible en función del periodo de retorno y vida útil de la obra está dado por:

$$R = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (2.12)$$

Dónde:

R= riesgo de falla admisible  
 T= periodo de retorno  
 n= número de años de vida útil de la obra

La obra tiene una vida útil en años, la fórmula anterior permite calcular el periodo de retorno, fijando el riesgo de falla admisible, el cual es la probabilidad de ocurrencia del pico de la creciente estudiada, durante la vida útil de la obra (Chow V. T., 2000). Para esto resulta útil la Figura 2. 9:

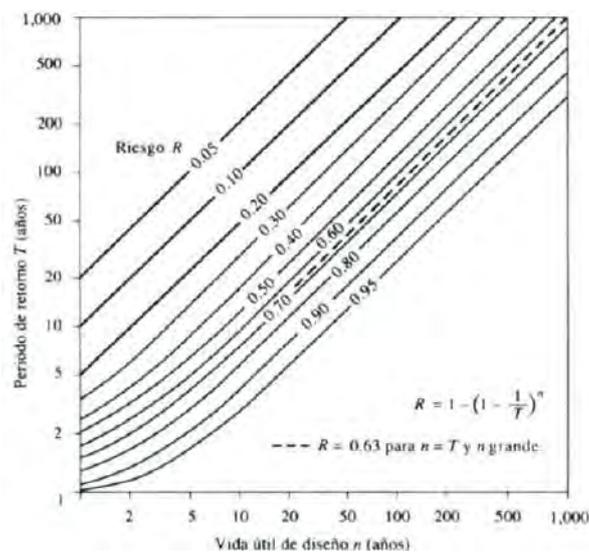


Figura 2. 9 Riesgo de falla admisible.

Fuente: (Chow V. T., 2000).

### 2.3.3.3 Intensidad máxima

Esta dependerá de los datos hidrométricos de la zona de obra o cercanía a ella, de las dimensiones del proyecto y la magnitud de los daños que ocasionaría el fracaso de la obra.

Las precipitaciones en la ciudad de Piura tienen valores bajos a excepción de los años con anomalías en la temperatura del mar, lo que se denomina Fenómeno El Niño.

Según el Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI) no necesariamente las lluvias registradas en varias localidades de Piura guardan relación con la ocurrencia de un Fenómeno el Niño, sino que existen condiciones favorables en la atmósfera para la ocurrencia de las mismas en una moderada o fuerte intensidad. Como es el caso de los años como 2001 y 2002 que registraron lluvias de 61.5 mm y 103.5 mm respectivamente que son mayores con respecto al promedio.

Es por ello que se sugiere desarrollar un análisis adicional de la frecuencia de precipitación máxima, sin considerar como punto de partida un Fenómeno El Niño.

## 2.4 Estudio y selección de tormentas máximas

La ayuda que ha proporcionado hasta la actualidad el uso de las curvas Intensidad - Duración – Frecuencia (IDF) ha sido fundamental, para la estimación de caudales de diseño, especialmente en el diseño de obras de drenaje de vías y redes pluviales en zonas urbanas, rurales y en la estimación de las tormentas en sitios donde debido a una falta de información, se hace necesaria la utilización de modelos lluvia-escorrentía para el cálculo de caudales máximos (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2008).

Normalmente las precipitaciones tienen un gran intervalo de variaciones, tanto de espacio como de tiempo. Gracias a los avances tecnológicos es que se ha podido identificar las características no lineales de este fenómeno.

Para encontrar las curvas IDF es necesario utilizar la mayor cantidad posible de datos pluviográficos pertenecientes a la zona de estudio. Pero al presentarse una escasez de estaciones de registro, probablemente debido a su alto costo de instalación y mantenimiento. Es ahí donde la utilización de curvas IDF a partir de información pluviométrica se presenta como una alternativa muy conveniente.

Para el caso de la urbanización El Chilcal será necesario utilizar los siguientes pasos para determinar las curvas IDF:

- Recopilación de información pluviográfica y pluviométricas
- Obtención de intensidades máximas por año
- Análisis de tormentas
- Selección de intensidades máximas
- Ajuste de los datos con una función de distribución de Probabilidad.

- Elaboración de curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF) para distintos periodos de retorno.

## 2.5 Recopilación de información pluviográfica y pluviométrica

Para la obtención de datos se hace necesaria la utilización de dispositivos de medición de precipitación en el tiempo, tanto directos como indirectos, siendo estos los pluviógrafos y pluviómetros.

Por medio de un **pluviómetro** de almacenamiento se recolecta la lluvia en un tanque o tubo, sus sensores pueden ser directos, al medir el fenómeno mismo, o indirectos cuando se mide una variable relacionada con el fenómeno, involucrando este procedimiento a un observador que lee el nivel de almacenamiento cada día a una hora fija (ITSA, 2015).

En el pluviómetro estándar como se puede apreciar en la Figura 2. 10 tiene una boca de diámetro igual a 0.357 m, que equivale a un área de  $0.1 \text{ m}^2$ , es decir por cada litro de agua que se almacena, equivale a 10 mm de lluvia.

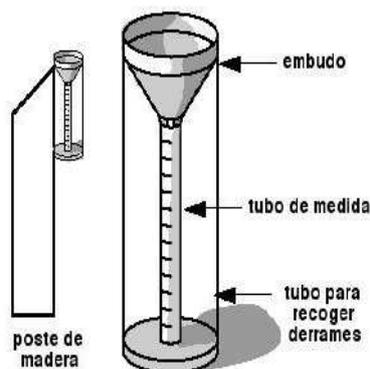


Figura 2. 10 Pluviómetro  
Fuente: (ITSA, 2015)

En el caso del **pluviógrafo** presenta un registro automático, se ayuda de una gráfica de papel para almacenar datos, existe un proceso mecánico para la obtención de datos a partir del movimiento de una pluma. Pudiéndose representar mediante la Figura 2. 11:

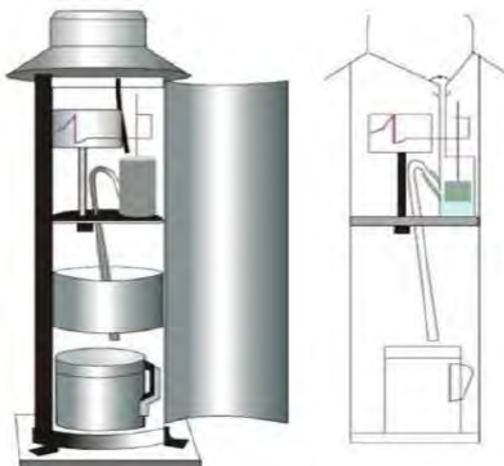


Figura 2. 11 Pluviógrafo  
Fuente: (Varejao-Silva, 2005).

Por consiguiente se realiza la transferencia a tiempo real del registro a través de: redes de microondas, satélites o líneas telefónicas. La **transmisión** se lleva a cabo desde el sitio remoto donde se captan los datos hacia un área de rápido desarrollo en hidrología (lugar central).

Se procede con la **traducción**, que es la conversión de un registro en forma original a un registro computarizado permanente, luego por medio de la **edición** se corrige cualquier error obvio que pueda haber ocurrido en los pasos anteriores y si fuese información perdida en la transmisión, ésta se puede recuperar analizando directamente el registro hecho en campo. Al contar con la información editada se **almacena** en un archivo de información computarizada tal como WATSTORE o TNRIS. Finalmente esta información puede ser **recuperada** por los usuarios ya sea a modo de lectura en computador, cinta magnética o una lista de papel (Chow V. T., 2000).

A continuación se presenta a partir Figura 2. 12 el proceso de medición hidrológica:

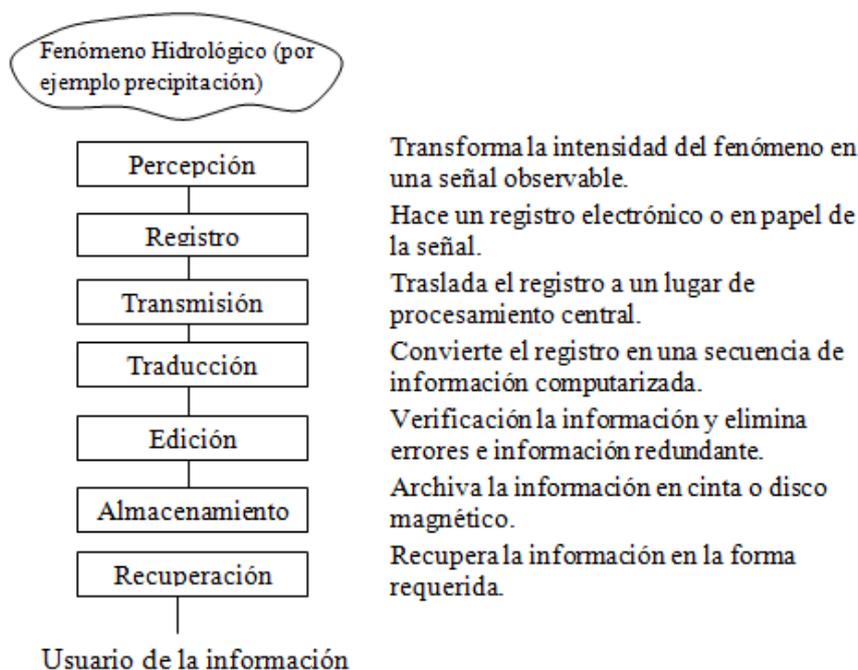


Figura 2. 12 Secuencia de la medición Hidrológica  
Fuente: (Chow V. T., 2000).

## 2.5.1 Elementos en el análisis de tormentas

El análisis de tormentas está relacionado directamente con los cálculos del diseño de obras de hidráulicas, por tanto se deberán considerar los siguientes conceptos para el estudio debido de las precipitaciones:

### 2.5.1.1 Intensidad

Se define como el volumen de precipitación por unidad de tiempo en un lugar determinado, presentando este valor variaciones conforme se lleva a cabo la tormenta y tiene como unidades de expresión milímetros por hora (mm/h).

La fórmula de cálculo para hallar la intensidad es la siguiente:

$$i = \frac{P}{T_d} \quad (2.13)$$

Dónde:

i= intensidad máxima

P= precipitación en altura de agua

T<sub>d</sub>= duración, usualmente expresada en horas

### **2.5.1.2 Duración**

Esta es otra característica que tiene gran relevancia en el proceso de formación de escorrentía en el terreno de influencia, ya que no solo se dispondrá de tormentas con una permanencia en el tiempo de horas, sino que también se podrán experimentar precipitaciones de días o meses, como han sido registradas en las ciudades de Piura y Tumbes con 6 meses de prolongación como es el caso de la acontecida en diciembre 1982 -junio de 1983 y la ocurrida en Fenómeno El Niño de 1998 con 4 meses de duración.

### **2.5.1.3 Frecuencia**

La frecuencia de una precipitación está estrechamente relacionada con el tiempo de retorno. Se puede definir como la probabilidad que existe para que una lluvia de determinada intensidad máxima y de una determinada duración se presente cada determinado número de años. Donde para determinarla se toma en cuenta la duración y altura de las lluvias, es decir de su intensidad (Chow V. T., 2000).



## **CAPITULO 3**

### **SISTEMAS DE EVACUACIÓN DE AGUAS LLUVIA**

#### **3.1 Generalidades**

Todo lugar o población que cuente con un suministro de agua, de cualquiera que sea su procedencia, requiere de un sistema de evacuación llamado alcantarillado. Teniendo como objetivo la evacuación de aguas servidas y evitar inundaciones ocasionadas por el transporte de agua generada después de un proceso de lluvia, a través de un sistema de alcantarillado sanitario y pluvial respectivamente (Pérez, 2015).

#### **3.2 Redes de drenaje**

Es el conjunto de conductos y estructuras destinados a recibir, evacuar, conducir y disponer las aguas servidas; fruto de las actividades de una determinada población, o las que son producidas por precipitación de aguas lluvia.

Un correcto plan de gestión de aguas lluvia en sectores urbanos deberán presentar las siguientes consideraciones (Pérez, 2015):

- El conjunto de redes de drenaje debe considerar los cauces naturales, de modo que puedan ser incorporados en la futura construcción de una urbanización. Tanto en el caso del planteamiento de un sistema de drenaje artificial como colectores de aguas lluvias urbanos.
- Compromiso para cualquier zona a urbanizarse de mantener o disminuir el volumen de escorrentía, así como el caudal máximo que había antes de la urbanización.

Este sistema funciona por efecto de la gravedad, disponiendo las tuberías de forma descendente hasta llegar al sitio de vertimiento natural o a la planta de tratamiento.

Conforme se avance el proyecto, cada cierta distancia de forma prevista, se deberá construir pozos de registro que permitan el acceso a la red con el objetivo de un continuo mantenimiento.

Existen dos sistemas de evacuación según su procedencia: sistema separativo y el combinado, así como se describe a continuación:

### 3.3 Sistema de drenaje sanitario o separativo

Este sistema tiene dos canalizaciones independientes, una para las aguas residuales y otra para las aguas de lluvia. Esta clase de drenaje admite un considerable número de posibilidades con respecto a su operación y está dispuesto como se muestra en la Figura 3. 1. Esto debido a la magnitud de las variables que participan en la generación del caudal (Pérez, 2015):

Aguas residuales:

- Densidad poblacional.
- Estimación futura.
- Calidad de mantenimiento.

Aguas lluvia:

- Intensidad de lluvia.
- Capacidad de absorción del suelo.

Uno de los beneficios de este sistema es la reducción en las dimensiones de las plantas de tratamiento, solo siendo necesarias para el proceso de purificación de aguas residuales. Con respecto a las aguas lluvia, estas se podrán reutilizar directamente sin proceso alguno de limpieza como por ejemplo en la agricultura.

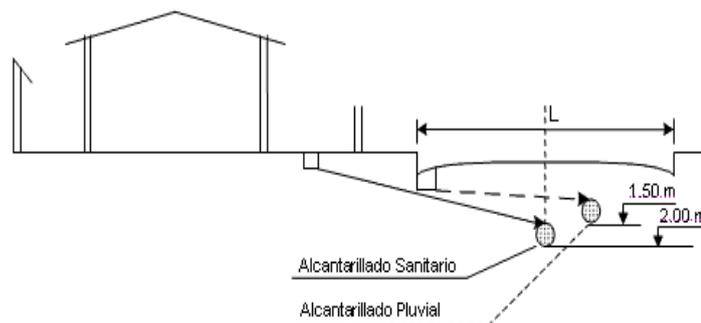


Figura 3. 1 Sistema de drenaje separativo  
Fuente: (SIAPA, 2014).

### 3.4 Sistema de drenaje combinado o unitario

Es aquel diseñado y construido para conducir simultáneamente aguas negras, industriales y lluvia.

Debido a su ubicación estratégica en cuanto a los accidentes topográficos y a la restricción de desarrollo urbano, es posible encontrarlos en zonas urbanas.

Los colectores combinados tienen entre sus ventajas el lavarse cuando llueve; algunos desagües sanitarios se proyectan con el objeto de obtener una limpieza periódica. Pero si estos llegaran a ser colmatados podrían originar peligros para la salud de los habitantes, ya que las redes de drenaje estarían en colapso y produciendo vertidos de agua en calles y casas (Pérez, 2015).

Este sistema es menos costoso en su instalación que un sistema separado, ya que sólo se debe instalar una tubería. Y esto se traduce en la utilización de poco espacio de colocación, facilitando su instalación en espacios estrechos.

### **3.5 Planeamiento urbanístico del drenaje urbano**

Para un conveniente diseño se debe tener en cuenta los diferentes parámetros influyentes en el diseño de cualquier sistema de drenaje, cumpliendo con los lineamientos establecidos en normas.

#### **3.5.1 Introducción**

Debido a la alta tasa de desplazamiento desde las zonas rurales, es que actualmente existe un alto porcentaje de personas viviendo en zonas urbanas, interpretándose este crecimiento en las ciudades como un mayor grado de inversión en infraestructuras de uso prolongado por los habitantes, como es el caso de colegios, hospitales, centros comerciales, etc. Todos estos dependientes de un sistema de drenaje pluvial, ubicado por debajo del nivel de la superficie (OECD, 1986).

Durante los últimos años se están implementando nuevas técnicas de drenaje sostenible, que parten de una problemática ligada al planeamiento urbanístico. Considerando un procedimiento cercano al ciclo hidrológico, como por ejemplo eliminar de forma natural el grado contaminante que adquieren las aguas lluvia en la escorrentía urbana previa.

#### **3.5.2 Implicancias de la urbanización en el drenaje pluvial**

Es fundamental que en la utilización de un drenaje general tener en cuenta los cauces naturales, para su utilización en la mejor manera posible cuando se incorpore una urbanización, así como la implementación de un drenaje artificial sobre la cuenca.

Es cierto que se deberá modificar la red de drenaje natural y el proceso de transformación lluvia-escorrentía acorde el proyecto de urbanización pero el principal objetivo es mantener o disminuir el volumen de escorrentía que era producido por el sector antes de su urbanización.

Frecuentemente al modificar la superficie de una cuenca, como es el caso de la construcción de pavimentos y veredas, afecta el escurrimiento natural de aguas lluvia debido a la impermeabilización del suelo. Estos inconvenientes han sido solucionados mediante el diseño de redes de colectores.

A medida de cómo vayan creciendo zonas urbanas aguas arriba en la cuenca aportante, exigirán mayor capacidad al sistema de drenaje pluvial con el que ya

cuentan zonas que están por debajo, pudiendo sobrepasar su capacidad de evacuación de diseño. Esto debido al incremento de escorrentía producido por la expansión de dichas zonas.

Esta problemática incrementa en zonas donde las precipitaciones son de corta duración pero la intensidad de lluvia es grande. Es por ello que en cada planeación de proyectos se deberá contar con la información suficiente de los factores de influencia sobre el funcionamiento del sistema, como lo es, el detalle de la localidad. Esto contribuirá con la elección de la alternativa más adecuada, siendo ésta la que propicia más economía y seguridad con respecto al nivel de protección establecido (OECD, 1986).

A continuación mediante la Figura 3. 2 se podrá distinguir las variaciones producidas sobre el caudal de escorrentía debido al proceso de urbanización de una cuenca:

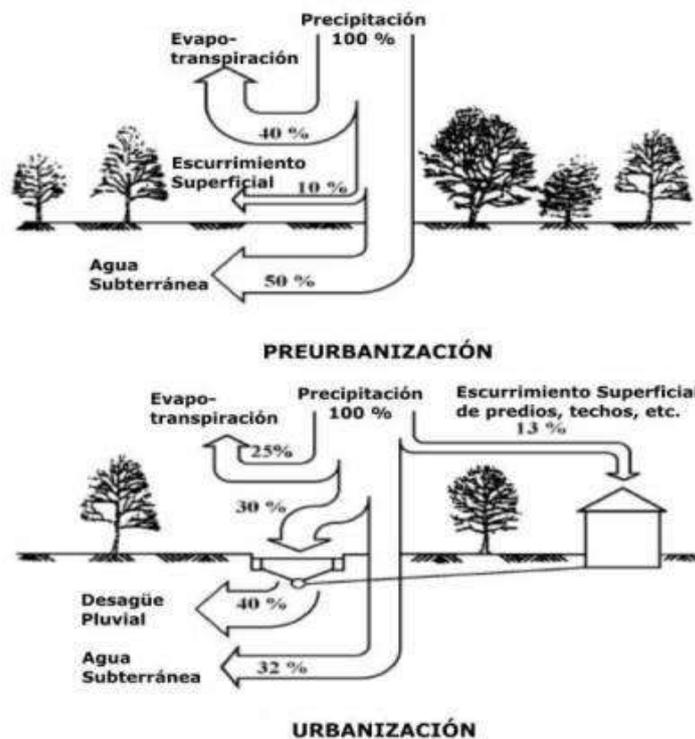


Figura 3. 2 Variaciones porcentuales generadas por un proceso de urbanización  
Fuente: (OECD, 1986)

### 3.6 Sistema de drenaje pluvial urbano

Es el conjunto de estructuras que recolectan agua de escorrentía, de zonas con altas precipitaciones y superficies poco permeables, dirigiéndola hacia un cuerpo receptor para su vertido, procurando cumplir con la norma establecida.

Entre los criterios a considerar están la determinación de la capacidad, tipo de sección, los tamaños de estructuras, entre otros. Esto partiendo de la ubicación de posibles sitios de vertido y el trazo de colectores, siguiendo la topografía impuesta por la zona.

A partir de un diseño de drenaje pluvial se podrá garantizar la disminución considerable de los daños que las aguas lluvia causan tanto a las infraestructuras urbanas (calzadas, veredas, edificaciones, etc.), como a los habitantes. Permitiéndoles desarrollar sus actividades diarias de forma habitual durante la ocurrencia de estos eventos (Pérez, 2015).

Un sistema de drenaje pluvial está constituido principalmente por canaletas, sumideros, bocas de tormenta, tuberías de conducción y pozos de visita, todos estos componentes con una finalidad en común que es evacuar las aguas de una precipitación.

Se deberá considerar dentro del planeamiento el efecto del crecimiento de la urbanización y también los futuros proyectos a desarrollar. Como por ejemplo modificaciones en la lotización de parte de la municipalidad.

### **3.7 Información básica requerida**

Para definir las posibilidades sobre el drenaje pluvial de la zona en evaluación se deberá contar con la información que se describe a continuación:

#### **3.7.1 Datos generales**

Entre los más importantes se tienen la localización geográfica, situación política, economía, instalaciones públicas, entre otros.

#### **3.7.2 Planos de la zona**

Los planos que se deben tener en cuenta para un estudio integral de la zona que permitan un planteamiento óptimo serán los siguientes:

##### **3.7.2.1 Planos topográficos**

Dependiendo del área de la localidad se elegirá la escala representativa, siendo usuales desde 1:2000 hasta 1:5000. Estos deben contener curvas de nivel equidistantes cada un metro, indicando claramente el nombre de calles, puntos de relevancia, cambios de cotas y pendientes.

##### **3.7.2.2 Planos de pavimentos**

Estos deben entregar información sobre el estado actual de los pavimentos, pudiendo establecerse a través de estudios hidrogeológicos el nivel freático, dato que será considerado durante el diseño de la instalación del drenaje pluvial. Además se deberá establecer el tipo de material a excavar, para tenerlo en cuenta en la elaboración del presupuesto de ejecución de obra.

##### **3.7.2.3 Plano de la red de alcantarillado sanitario**

Este plano es importante cuando se desarrollan modificaciones y ampliaciones de la red existente, éstos deben contar con la longitud, diámetros

y pendientes de las tuberías instaladas. Así como su estado de conservación, cotas de entrada y salida en pozos de inspección, zonas de vertido y disposición final del agua captada.

#### **3.7.2.4 Planos de agua potable**

Deben tener establecidas las zonas que cuentan con instalaciones de agua potable y aquellas que en un futuro podrán contar con este servicio. Además contarán con las dotaciones y densidad de población, según lo considerado en el proyecto.

#### **3.7.2.5 Planos de uso actual del suelo**

Deben tener seccionada la zona dependiendo de las actividades que se realicen como comercio e industria. Así como sectores recreativos y públicos.

#### **3.7.2.6 Plano predial**

Debe mostrar claramente el número de lotes, permitiendo identificar su geometría y su correcta ubicación de tal forma que permitan la instalación del sistema de drenaje.

#### **3.7.2.7 Planos adicionales de otras redes subterráneas**

Son aquellos que muestran las infraestructuras existentes de por ejemplo: telefonía, cableado de internet. Así como instalaciones de gas, petróleo, etc. El conocimiento de esto permitirá disminuir algunos imprevistos de obra.

### **3.7.3 Información climatológica**

Los factores que inciden sobre el cálculo de un diseño correcto de drenaje pluvial de algún sector son principalmente el caudal aportado por la cuenca de estudio, que es dependiente de las condiciones climáticas, topográficas, capacidad de almacenamiento entre otras.

Los registros pluviográficos y pluviométricos de las estaciones más cercanas al sector en estudio servirán para el registro de intensidades máximas anuales de lluvia con diferentes intervalos de tiempo empleados para la obtención de las curvas intensidad-duración-frecuencia (I-D-F).

### **3.7.4 Operación y funcionamiento actual del sistema**

Los estudios del sector en estudio deben realizarse con el objetivo de identificar, obtener y evaluar la información que se ha conseguido acerca del estado actual de las obras de drenaje existente. De esta forma se podrá definir la modificación o el rediseño para reducir al máximo los costos, y si no existiese tal alternativa, como último recurso se procederá el reemplazo total de la estructura actual.

La descripción del sitio debe contener la evaluación de las estructuras existentes, para poder identificar sus dimensiones, ubicación y características. Es de gran importancia contar con un informe acerca del funcionamiento en los últimos años de las estructuras, clasificando sus actividades, incluyendo los inconvenientes que puedan presentar.

### **3.8 Componentes de un drenaje pluvial urbano**

Los componentes del sistema de drenaje pluvial según la función que desempeñan:

#### **3.8.1 Estructuras de captación**

Se encargan de que el caudal de escorrentía se recolecte a través de sumideros previamente establecidos para que el agua circule de manera controlada por la superficie. Normalmente disponen de rejillas que permiten restringir el ingreso de elementos que obstruyan las tuberías.

También existen conexiones domiciliarias instaladas en los tejados, que suelen estar directamente conectados a la red de drenaje (canaletas), de tal forma que asegure su captación instantánea.

#### **3.8.2 Estructuras de conducción**

Trasladan las aguas recolectadas por las estructuras de captación a través de conductos cerrados y abiertos, para finalmente disponerlas en un emisor o en una planta de tratamiento en el caso de sistemas combinados para su posterior re-uso.

Estas tuberías son dispuestas con pendientes que favorezcan la evacuación por medio de la gravedad y la autolimpieza, respetando la pendiente natural o de la rasante. Con el propósito de reducir al mínimo el movimiento de tierras necesario (Pérez, 2015).

#### **3.8.3 Estructuras de conexión y mantenimiento**

Al existir una variación de diámetros en la red de conductos, se hace necesaria la utilización de este tipo de estructuras, buzones, que permiten el empalme de tuberías de conducción que presentan diversas clases de materiales. Además facilitan el espacio a través de cámaras verticales que permiten el acceso de una persona manobre para realizar labores de mantenimiento e inspección de tuberías, permitiéndole descartar cualquier posible inconveniente futuro (Pérez, 2015).

#### **3.8.4 Estructuras de descarga**

Son aquellas que permiten un correcto vertido de las aguas recolectadas, evitando posibles daños en los últimos trechos de alcantarilla que pueden ser causados por la corriente a donde descarga el sistema o el propio flujo de salida del conducto. Básicamente para el control del incremento de riesgos de inundación y el aumento descontrolado de la erosión y sedimentación en los cauces.

Para este caso no hay necesidad de tratamiento antes del vertido, debido al bajo contenido de contaminantes que posee el flujo de aguas pluviales, pudiendo éste ser utilizado directamente para fines agrícolas por ejemplo.

### **3.8.5 Disposición final**

Es el destino o la última etapa que se le da al flujo captado por el sistema de drenaje. Dándose mediante una descarga directa a un dren abierto o cerrado, con la capacidad para poder asumir el caudal adicional proporcionado por la cuenca a evacuar. De tal forma de evitar posibles daños a zonas cercanas al sitio de descarga.

A continuación se mostrará la Figura 3. 3, donde se podrá identificar el sistema de captación de aguas producidas por precipitación dentro de una zona urbana a través de rejillas y su evacuación por medio de conductos subterráneos hasta llegar a la zona de descarga:

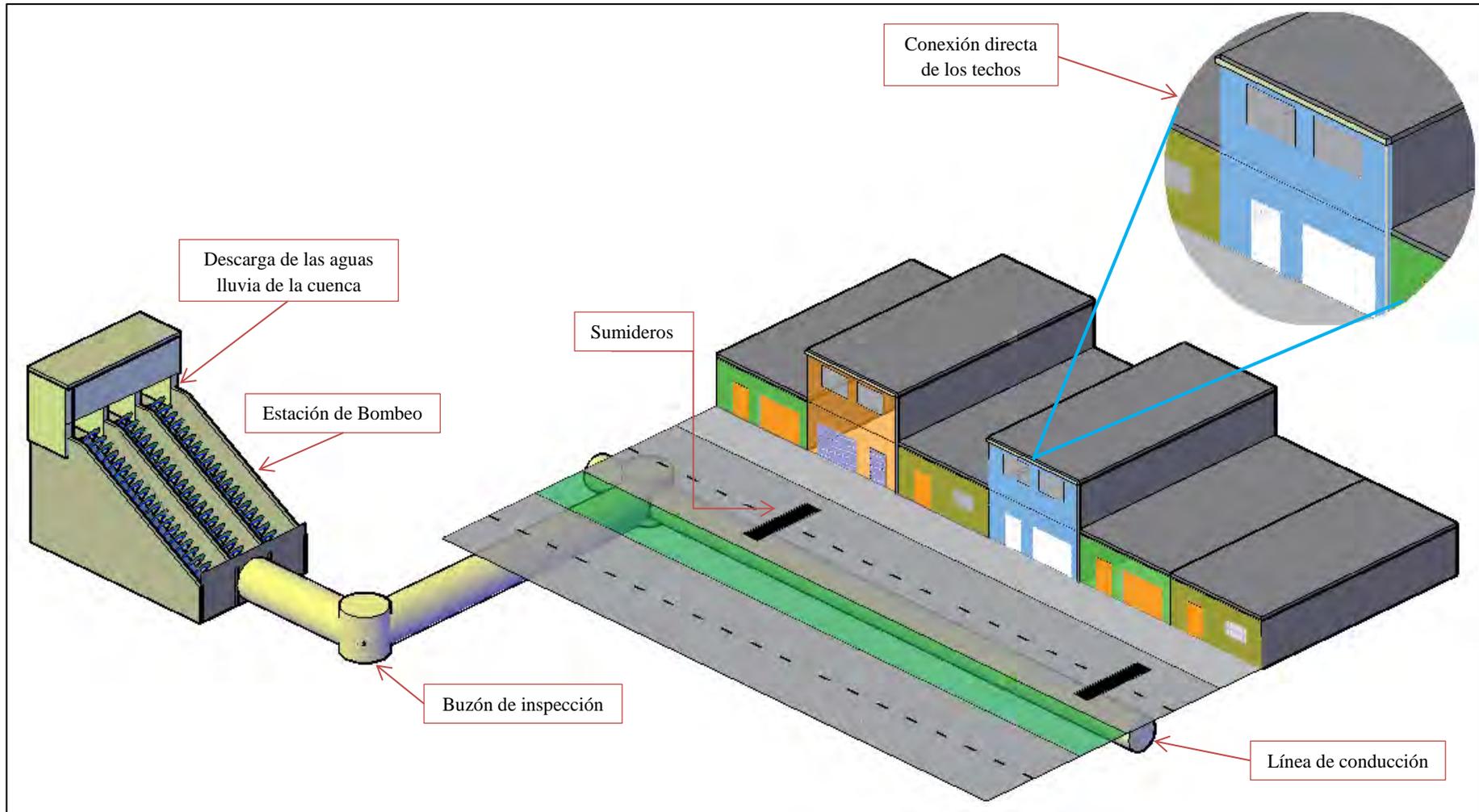


Figura 3. 3 Sistema de evacuación de aguas lluvia.  
Fuente: Elaboración propia

### **3.9 Captación en zona vehicular o calzadas**

La orientación del flujo que se plantea, depende directamente de las pendientes longitudinal y transversal definidas de acuerdo a la topografía. Esta disposición permitirá facilitar la concentración del agua de lluvia sobre la calzada hacia los extremos o bordes de las mismas.

Para la evacuación de las aguas, producto de una precipitación, que transitan por la superficie del pavimento y veredas, es usual utilizar coladeras pluviales o comúnmente conocidas como bocas de tormenta.

La ubicación de estas estructuras es a una distancia donde se permita interceptar el flujo de forma adecuada dentro de las calles, precisamente aguas arriba del cruce de éstas y antes de los cruces por donde transitan los peatones. Norma OS 060 (Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2006).

Otro sistema de captación es por medio de cunetas, que funcionan conduciendo el flujo hacia zonas bajas como consecuencia de la acción de la fuerza gravitacional. Éstas cuentan con diferentes secciones como por ejemplo triangular, trapezoidal, rectangular, entre otras.

Mediante estos procedimientos se debe garantizar la correcta ubicación de éstos mecanismos y a efecto de ello una apropiada captación, esto se conseguirá siempre y cuando se hayan identificado previamente las zonas críticas.

### **3.10 Estación de bombeo**

También denominada estación elevadora, es una instalación electromecánica que evita inundaciones en zonas que presenten una topografía en depresión, dotándolas de soluciones estratégicas ante el cambio climático (Castilla & Galvis, 1993).

Una estación de bombeo está destinada a evacuar las aguas lluvias recogidas en el punto más bajo de la cuenca.

Esta instalación está compuesta de aspectos estructurales, arquitectónicos y consideraciones mecánicas incluyendo rejillas, trituradores, bombas y propulsores de bombas.

#### **3.10.1 Configuración y diseño**

La estación dependerá de las consideraciones de localización, tipo de estación, capacidad y volumen del foso húmedo; y así mismo del número y tipo de bombas a emplear. Se deberá implementar espacios para el mantenimiento, remoción y reemplazo del equipo (Castilla & Galvis, 1993).

La ubicación deberá ser aquella que cumpla con las exigencias técnicas y ambientales, de tal forma que se garantice un funcionamiento seguro durante su etapa operativa, es decir en el caso de drenaje pluvial por ejemplo la máxima tormenta podría afectar áreas vecinas con una inundación o con la interrupción de servicios públicos esenciales (agua, luz, teléfono, gas, etc).

La ubicación final de las tuberías determina la profundidad de la estructura de la estación (piso de operación). Se deberá establecer que los componentes que no sean sumergibles de la estación, deben quedar por encima del nivel máximo de inundación previsto.

Un factor importante es la adaptabilidad que posea la estación de bombeo para asumir mayores capacidades a lo largo del tiempo, es decir conforme haya un aumento en la demanda se puedan adicionar unidades en espacios ya establecidos.

### **3.10.2 Tipos de estación**

La elección dependerá de la capacidad con la que se quiera contar, clase de bomba, función, vida útil y estética.

Fundamentalmente está compuesta por un foso húmedo que es donde se recepciona y almacena el agua que llega desde las estructuras hidráulicas de transporte y un foso o cámara seca que se utiliza para instalar los equipos de bombeo, accesorios y controles. Ambos separados a partir de paredes (Castilla & Galvis, 1993).

Generalmente se tienen tres tipos de estación de bombeo:

- Agua potable
- Cloacales
- Pluviales

El tipo de construcción se podrá ejecutar mediante paquetes (prefabricados) y hechos a la medida; mientras que entre los métodos de bombeo se encuentran eyector neumático, bomba de impulsión, bomba de tornillo, etc.

## **3.11 Equipo de bombeo**

Son utilizados para impulsar un determinado fluido de un lado a otro, a la misma o diferente elevación. Su clasificación está directamente relacionada con la forma en que se infiere energía al fluido a bombear, por tanto existen los de tipo cinéticas y desplazamiento como se describe a continuación (Castilla & Galvis, 1993).

### **3.11.1 Bombas cinéticas**

Son dispositivos que agregan energía a un fluido cuando es acelerado por medio de un impulsor que está formado por un conjunto de álabes que su forma dependerá de la función a cumplir, dentro de su clasificación se encuentran las centrifugas, periféricas y especiales.

Un tipo de bomba cinética con mayor presencia dentro de la industria son las centrifugas, donde el fluido ingresa por medio de su eje y sale siguiendo una trayectoria periférica por la tangente donde baja de forma gradual y ocasiona que parte de esta energía cinética se convierta en presión de fluido. Es la más conveniente para el bombeo de aguas lluvias y residuales.

### **3.11.2 Bombas de desplazamiento**

También llamadas volumétricas, por medio de éstas se transfiere energía de presión al fluido a partir de volúmenes confinados. Se caracterizan por manejar grandes cargas a bajos caudales, entre su clasificación se tiene las reciprocantes o de pistón (por medio de un movimiento rectilíneo o de oscilación desplazan un líquido), rotatorias y de caja eyectora.

El flujo que estas desplazan es por medio de un dispositivo impulsor que puede ser un diente de engranaje, un aspa, una hélice, etc. Es decir la presión desarrollada solo depende de la resistencia estructural de las partes de la bomba y la descarga no es afectada por la carga a presión sino que está establecido por la velocidad y el volumen desplazado por la bomba (Castilla & Galvis, 1993).

Este tipo de bombas son apropiadas para el caso en que el caudal no dependa de la altura de elevación, presiones altas y bajos números de revoluciones de funcionamiento. Además en las de tipo oscilante es posible un funcionamiento neumático, hidráulico o electromagnético.

### **3.12 Selección de bomba**

La selección de una bomba dependerá fundamentalmente de la capacidad de evacuación impuesta por la estación de bombeo, a la vez está diseñada en función al valor del caudal máximo esperado, las características del flujo a bombear y comportamiento durante la etapa de funcionamiento.

Para grandes estaciones el número y tamaño de unidades se deberá tener en cuenta la frecuencia con la que el sistema entra en encendido y apagado, así mismo el control del volumen de almacenamiento en el pozo húmedo.

Al ser los caudales de aguas lluvia variables en función de la estación del año, se deberá considerar en la elección del número y tamaño de las bombas de tal forma que resulte sostenible, siendo recomendable el empleo de unidades de capacidad variable.

### **3.13 Bombas tornillo de Arquímedes**

Esta clase de bomba es una de las más antiguas, siendo utilizada por los romanos durante el siglo XV en agricultura, ya teniendo implementada su etapa de succión. Actualmente existe un alto interés en la industria debido a que se puede evacuar grandes caudales líquidos y flujos con contenido sólido en suspensión sin afectar su composición.

El principio de funcionamiento del tornillo de Arquímedes es la capacidad de su tornillo por filete de rosca y revolución para elevar un determinado fluido a medida que la unidad va girando. El caudal de esta bomba es proporcional al diámetro externo del tornillo, paso entre filetes, ángulo de inclinación y velocidad angular de operación, este tipo de bombas rotativas pertenecen a las de tipo volumétrico, que en particular trabajan a carga parcial con un buen rendimiento (Spaans Babcock, 2018).

Entre sus características está una alta resistencia al desgaste y a la corrosión para el caso de aguas con alto contenido contaminante, la inclinación del tornillo más favorable

para la obtención del mayor volumen es de unos  $30^\circ$ , de tal forma que su altura es la mitad que su longitud.

Entre los términos asociados con este tipo de instalaciones se encuentran:

- Punto de llenado: nivel de ingreso del líquido para el que el tornillo trabaje a su máxima capacidad y mejor eficiencia, en consecuencia un menor consumo de energía. La capacidad se mantiene si el nivel mencionado se supera, pero en el caso de estar por debajo de este disminuirá la potencia, eficiencia y capacidad.
- Punto de contacto inferior: nivel de flujo a la entrada donde se suspenderá la descarga.
- Punto de descarga: máximo nivel donde la bomba opera sin pérdida de eficiencia.
- Punto de contacto superior: nivel de salida donde la artesa funciona como lecho del tornillo comunicándose finalmente con el canal receptor.

Entre otras variables como el ángulo de inclinación del eje del tornillo, diámetro del tornillo, diferencia entre cotas de punto de descarga y punto de llenado.

### 3.13.1 Capacidad de descarga y elevación

La capacidad dependerá de los ajustes adoptados de los términos antes descritos. Para el caso donde se necesita cambios circunstanciales de capacidad se deberá utilizar varias unidades trabajando en paralelo.

Podrán ser útiles las tablas del Anexo A que relacionan los parámetros de caudal, altura máxima, ángulo de inclinación, velocidad y potencia. Aquí se puede identificar que por ejemplo el caudal frente al rendimiento con las distintas variaciones del nivel de agua al ingreso de la estructura. Siendo el rendimiento a plena carga de 75% y si el caudal es del 60% de su capacidad máxima, el rendimiento disminuye a 72.5% aproximadamente (Pérez, 2015).

Así mismo tal y como se muestra en la Figura 3. 4 las variaciones de caudal entre un 30% y 100%, el rendimiento oscila entre 64% y 75%:

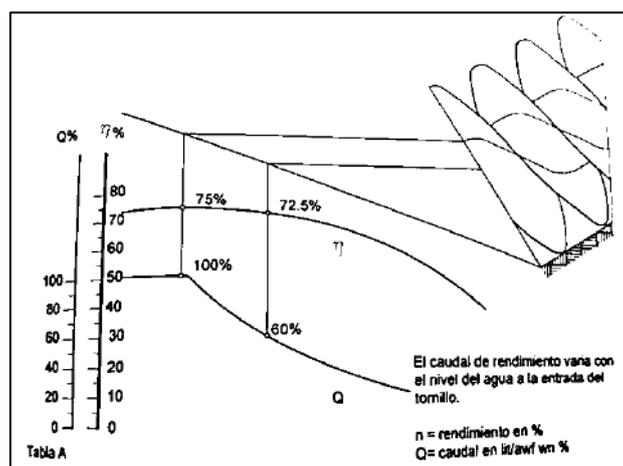


Figura 3. 4: Corte tornillo de Arquímedes

Fuente: (Pérez, 2015)

### 3.13.2 Diámetro del tornillo y del eje

Las bombas de esta categoría son producidas con diferentes diámetros, dependiendo del fabricante y las exigencias del proyecto con rangos de entre 0.52 m y 2.4m y con capacidades de 32 l/s a 1750 l/s, así como se muestra en tabla Anexo A.

El eje del tornillo además de soportar las espirales, su diámetro y espesor de pared determinan el volumen que puede transportarse entre dos aletas adyacentes a las espirales (Spaans Babcock, 2018).

Los diámetros exterior y del eje son factores esenciales en la capacidad de la bomba. Por tanto se deberá establecer relaciones entre éstos de tal forma que optimicen el consumo de material y capacidad de descarga de cada dispositivo. Así mismo se deberá tener en cuenta algunos factores limitantes en su construcción como lo son la dificultad en el transporte y manejo del flujo.

En caso de bombas de importante longitud será requerido un diámetro de tubo central más grande para controlar la deflexión.

### 3.13.3 Velocidad de giro

La velocidad óptima de giro de un tornillo es la que permita evitar el rebose o pérdida de agua de los espacios superiores hacia inferiores comprendido entre las espiras del tornillo.

Las velocidades altas darán como resultado disminución en la eficiencia, de igual forma si se reduce la velocidad por debajo del 70 % de la velocidad máxima recomendada (teniendo como valor límite un 60%) también se verá reflejada en una pérdida de eficiencia.

### 3.13.4 Número de hélices

El llenado efectivo entre las láminas va en aumento debido al número de hélices empleadas. Es decir la capacidad de un diámetro dado aumenta por cada incremento del número de hojas reduciendo el espacio vacío en la parte superior de cada uno de los compartimientos en que se eleva el líquido en el tornillo y por esta razón aumenta su capacidad. También se podrá plantear el paso del tornillo para un aumento de capacidad, pero sería poco factible debido a que los fabricantes no lo tienen normalizado incrementando considerablemente su costo.

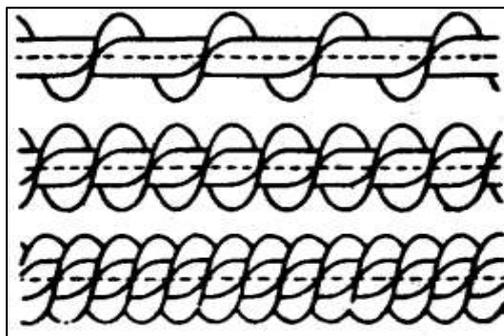


Figura 3. 5: Tornillos con una, dos y tres hojas o espirales  
Fuente: (Castilla & Galvis, 1993).

### 3.13.5 Ángulo de inclinación

El ángulo que forma el eje de una bomba de tornillo con la horizontal influye directamente con la capacidad de bombeo. Es decir mientras más pequeño sea el ángulo de inclinación mejor será el flujo efectivo debido a que el espacio disponible entre espirales podrá ir más colmado, donde corresponde para  $30^\circ$  una capacidad de bombeo del 100% por tanto una mejor eficiencia.

En el caso que las condiciones del proyecto exijan grandes elevaciones, se deberá aumentar la inclinación de tal manera que se esté conforme con las disposiciones de deflexión en el tornillo. En la industria se dispone de inclinaciones estándares de  $30^\circ$ ,  $35^\circ$  y  $38^\circ$ , pero en casos especiales se podrá contar a modo de solicitud con ángulos entre  $22^\circ$  y  $40^\circ$ .

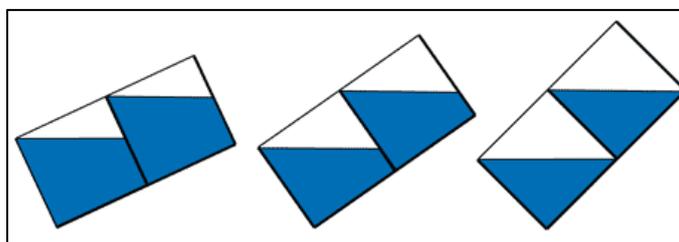


Figura 3. 6: Disminución progresiva según aumento de ángulo de inclinación  
Fuente: (Spaans Babcock, 2018).

### 3.13.6 Descripción y operación

En general las estaciones de bombeo tienen un diseño por separado de aguas lluvia y servidas. Durante un evento de precipitación donde se experimentan caudales máximos es donde se debe tener especial cuidado durante la operación de la estación de bombeo.

La parte inferior de las bombas tornillo se encuentra sumergida en los pozos húmedos, donde se capta el agua para posteriormente ascenderla.

Al alcanzarse el nivel permisible especificado en el canal de salida, mediante el pozo de electrodos<sup>3</sup> se podrá restringir el flujo en el ingreso. Estos últimos deberán estar graduados, donde cada juego de electrodos con dispositivo de arranque y parada deba estar conectado a una sola bomba (Pérez, 2015).

Los niveles de arranque y parada serán definidos de tal forma que cuando una bomba se pare al nivel inferior y por lo tanto la lámina de agua empieza a subir en el pozo, no vuelva a encenderse el motor inmediatamente sin haber dejado que se vacíe el tornillo, sin quedar agua dentro de los álabes, esto debido a que las bombas no pueden arrancar cuando hay carga del flujo transportado en los tornillos (Pérez, 2015).

<sup>3</sup> Dispositivos eléctricos sumergidos en el agua que permiten cerrar o abrir automáticamente un circuito, cuando el agua alcanza determinados niveles, de tal manera que se puedan arrancar o parar los motores eléctricos de las bombas.

También un factor importante durante la operación de bombas será la conmutación de las mismas, esto a partir de selectores uno para cada juego de electrodos. Esto permitirá el control del número de horas trabajadas para que al finalizar cada año y para fines de estadística, operación y mantenimiento las bombas presenten un tiempo de trabajo aproximadamente similar, en consecuencia el desgaste de los equipos sea parecido y mantenga en equilibrio la eficiencia.

### **3.13.7 Consideraciones sobre sus características en relación con las bombas centrífugas**

Entre las ventajas con mayor relevancia se encuentran:

- Bajas velocidades de operación directamente relacionadas con el diámetro del tornillo (a mayor diámetro, menor es el número de revoluciones), viéndose esto reflejado en un reducido desgaste a lo largo de los años sin presencia de problemas. Velocidades provechosas para los casos donde los materiales que transporte el flujo elevado sean aprovechables en sectores posteriores, como es en el tratamiento de aguas residuales donde es ventajoso la recirculación flóculos biológicos (Spaans Babcock, 2018).
- Bombeo de aguas sin tratar con sólidos suspendidos como arenas, latas, plásticos, entre otros desechos flotantes, sin necesidad de la utilización de filtros o mallas para su retención con una ubicación aguas arriba de la estación de bombeo. En consecuencia una reducción de costos en el mantenimiento.
- En el caso de su eficiencia, es alta en relación del rango amplio de caudales. Viéndose reflejada esta característica en la conservación de un buen rendimiento del sistema con un menor número de bombas y proporcionando una frecuencia reducida de arranques que influyen en un menor número de problemas durante la operación (Pérez, 2015).
- A diferencia de las bombas centrífugas que necesitan de equipos especializados para adecuarse a cambios de ingreso de flujo, entre las características de las bombas tornillo destaca la adaptación automática de acuerdo al caudal de ingreso en la estación de bombeo, ofreciendo una alta eficiencia a pesar de no trabajar a su máxima capacidad. Esto permitirá eliminar la necesidad de pozos de succión y represamiento en los sistemas de aducción (Pérez, 2015).
- Al no requerir un pozo convencional de succión y al no tener que vencer las pérdidas de energía por rozamiento en tuberías y accesorios, la bomba tipo tornillo debe superar durante su puesta en marcha una menor altura de bombeo que otros tipos de bombas.
- En referencia al mantenimiento de una bomba tornillo, esta requiere de muy poco comparada con otros tipos. De igual manera el personal requerido para su operación no es altamente capacitado.
- La operación de las bombas tornillo es menos ruidosa y vibrante que las de tipo centrifugo, es por ello que tienen mayor aplicación en zonas residenciales.

## CAPITULO 4

### DISEÑO HIDRÁULICO

La red de drenaje pluvial que se plantea está conformada por un sistema de tuberías de poliéster reforzado con fibra de vidrio (GRP), rejillas y otras instalaciones que permitan la rápida evacuación de aguas producto de una precipitación. Es aquí donde se debe establecer el diseño de las estructuras de captación, conducción y evacuación conforme a lo establecido en la norma, la cual proporciona los lineamientos en función a valores máximos y mínimos. Además es indispensable estimar el diseño de acuerdo a las exigencias del sector en estudio, es decir considerar sus necesidades.

#### 4.1 Consideraciones pertinentes en el diseño hidráulico

Existen algunas limitantes dentro del diseño hidráulico que nos permitirá establecer soluciones convenientes, y de esta manera evitar problemas futuros como sobredimensionamientos o estar por debajo de valores mínimos que dificulten el flujo correcto. En efecto al prever estas observaciones, se obtendrá una considerable reducción de costos.

A continuación se tratarán los componentes condicionantes Norma OS 060 (Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2006):

##### 4.1.1 Diámetro mínimo

Para el aprovechamiento de los conductos de aguas lluvia al máximo, en el caso sean utilizadas, se debe diseñar cada tramo teniendo como fundamento los valores de diámetro mínimo según la clase de conductor que se esté analizando, como se presenta en la Tabla 4. 1:

Tabla 4. 1 Mínimos de tuberías en colectores de agua lluvia

Tipo de colector	Diámetro mínimo (m)
Colector troncal	0.50
Lateral troncal	0.40 <sup>4</sup>
Conductor lateral	0.40 <sup>5</sup>

Fuente: (Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2006).

---

<sup>4</sup> En instalaciones ubicadas parcial o totalmente bajo la calzada se aumentarán en diámetros a 0,50 m por lo menos.

<sup>5</sup> Los diámetros máximos de las tuberías están limitadas según el material con el que son fabricados.

#### 4.1.2 Velocidad mínima y máxima

Las velocidades permisibles son aquellas que contribuyen con evitar la sedimentación del material de arrastre dentro de los conductos, es decir se debe conseguir velocidades de auto limpieza; así como impedir la erosión del material que conforma la alcantarilla.

En el caso de la velocidad mínima se deberá considerar un intervalo que no produzca decantación de los sedimentos contenidos en el agua de lluvia dentro del conducto. Evitando consecuencias como la reducción de la capacidad hidráulica. Los valores que considera la norma peruana OS 060 (Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2006) son por encima de **0.9 m/s**.

Además al finalizar el traslado del flujo, aguas abajo, se debe controlar la velocidad del mismo al salir de la alcantarilla, debido a que podría causar socavación del cauce debilitando su estabilidad.

Con referencia a la velocidad máxima, su control se verá reflejado en la protección de las paredes de estructuras de evacuación y drenaje pluvial ante una posible erosión. La máxima velocidad permisible para los diversos materiales que componen los conductos se mostrará a continuación en la Tabla 4. 2:

Tabla 4. 2 Velocidad máxima permisible para tuberías de drenaje, con contenido de agua y fragmentos de arena y grava

Material de la tubería		Velocidad máxima (m/s)
Asbesto cemento		3,0
Hierro fundido dúctil		3,0
Cloruro de polivinilo		6,0
Poliéster reforzado con fibra de vidrio		3,0
Arcilla vitrificada		3,5
Concreto armado de:	140 kg/cm <sup>2</sup>	2,0
	210 kg/cm <sup>2</sup>	3,3
	250 kg/cm <sup>2</sup>	4,0
	280 kg/cm <sup>2</sup>	4,3
	315 kg/cm <sup>2</sup>	5,0
Concreto armado de curado al vapor	> 280 kg/cm <sup>2</sup>	6,6

**Fuente:** (Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2006).

#### 4.1.3 Pendiente mínima y máxima

Las pendientes en consideración para el diseño de calzadas, cunetas y otras estructuras de captación dentro de la zona en estudio, deberán establecerse en función de la pendiente natural del terreno.

La **pendiente mínima** en las estructuras de conducción en la mayoría de los casos depende de la sección transversal utilizada en las mismas, siendo necesario alcanzar la velocidad mínima de 0.9 m/s a tubo lleno, velocidad que permita la autolimpieza de la estructura.

Con respecto a la **pendiente máxima** es de importancia establecerla según la topografía del sector pero limitándola por el alcance de velocidades que pueda presentar el flujo dentro de las tuberías, ya estas mencionadas en la Tabla 4. 2.

Asimismo en la orientación del flujo se deberá prever pendientes longitudinales ( $S_L$ ) y transversales ( $S_T$ ), que logren direccionar la escorrentía hacia los extremos de las calzadas. Las pendientes que la norma establece son los siguientes Norma OS 060 (Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2006):

Pendiente longitudinal ( $S_L$ )  $> 0,5\%$

Pendiente transversal ( $S_T$ ) de 2% a 4%

#### 4.1.4 Profundidad hidráulica máxima

La profundidad hidráulica es la relación de la superficie transversal del flujo y el perímetro mojado de la superficie del conducto, se puede representar mediante la fórmula:

$$D = \frac{A}{T} \quad (4.1)$$

Dónde:

D= Profundidad hidráulica

A= Área mojada

T= Ancho superior

En relación a los colectores de aguas lluvia, la profundidad hidráulica máxima se da cuando éstos trabajan a su máxima capacidad.

#### 4.1.5 Profundidad mínima y máxima a la cota clave de las tuberías

Para establecer las profundidades de instalación de tuberías, se debe tomar en cuenta el análisis de cargas pertinente, donde se considere carga muerta y carga viva, para asegurar una deflexión permisible en las mismas:

En el caso de la carga muerta, se requiere conocer el peso específico del material de relleno y su altura, medida desde la superficie de rodadura hasta la cota clave de la tubería a colocar. Es importante la selección del material de relleno a emplear, considerando su aplicación sobre tubos flexibles o rígidos.

En referencia a la carga viva, ésta es producida por cargas vehiculares. A continuación se muestra las condiciones que disponen para la determinación de la **profundidad mínima**:

El Art. 3.6.1.2.5 AASHTO-LRFD establece que si la profundidad del relleno es mayor que 0.60 m, se puede considerar que las cargas de las ruedas están uniformemente distribuidas en un área rectangular cuyos lados son iguales a la dimensión del área de contacto de los neumáticos, más 1.15 veces la profundidad del relleno en el caso de rellenos granulares seleccionados, o la profundidad del relleno

en todos los demás casos. El área de contacto de una rueda se asume como un rectángulo simple de ancho 0.51 m y longitud 0.25 m. Si las áreas de varias ruedas se superponen, la carga total se deberá distribuir uniformemente en el área. Para los conductos de un solo tramo los efectos de la sobrecarga se pueden despreciar si la profundidad del relleno es mayor que 2.4 m y mayor que la longitud del tramo; para los conductos de múltiples tramos estos efectos se pueden despreciar si la profundidad del relleno es mayor que la distancia entre las caras de los muros de la zanja (Rodríguez, 2014).

Asimismo para establecer una mínima profundidad se deberá permitir la correcta conexión de otras instalaciones como son las sanitarias domiciliarias que van hacia el alcantarillado municipal.

En el caso de la **profundidad máxima**, ésta depende de la topografía de la zona en estudio debido a que se debe evitar excavaciones de gran profundidad. Además será de gran ayuda tomar en cuenta las especificaciones y recomendaciones del fabricante de conductos durante la toma de decisiones.

Es indispensable que en la elección de la profundidad máxima se tenga en cuenta la cohesión del terreno que quede en contacto con el conducto, para evitar dificultades y en consecuencia no exija la posterior utilización de elementos auxiliares.

## 4.2 Determinación de caudales

Por medio del método racional es que se analizará los caudales de la cuenca del presente proyecto, según lo establece la norma OS 060 (Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2006) referente a superficies que están por debajo de los 15 km<sup>2</sup>.

Para el cálculo de caudales del área del proyecto se ha planteado una sub-división de seis (06) subcuencas, que en su conjunto conforman la cuenca El Chilcal (tal como se muestra en la Figura 4. 1).

En su totalidad las subcuencas consideradas están conformadas por lotes de habilitaciones urbanas, zonas pavimentadas (pistas y veredas). Es decir de superficies impermeables, que en mayoría presentan un reducido porcentaje de infiltración de escorrentía, generándose apreciables caudales de escorrentía.

En la superficie de la cuenca urbana El Chilcal, zona de estudio, considerando sus características de manera independiente es que se ha logrado analizar con mayor facilidad los diferentes puntos críticos, zonas de descarga y además establecer las cotas de terreno (cota máxima. y mínima), longitud de cauce (L), área (A), coeficientes de escorrentía(C), intensidad (I) y diámetro (D) conformando así lo que se llamará drenaje pluvial.

A medida como se vaya desarrollando el planteamiento del diseño, se irán acumulando el caudal aportante de cada subcuenca hasta la obtención del caudal total que se dirigirá hacia la caseta de bombeo, para finalmente disponer las aguas lluvia en el dren César Vallejo.



A continuación se presentará el cálculo de caudales correspondiente a la subdivisión del sector aportante a cuenca urbana El Chilcal:

A) Datos geométricos para drenaje externo

Tabla 4. 3 Datos de subcuencas aportantes de urbanización El Chilcal

Subcuenca	Área (Ha)	Perímetro (Km)
I	6.69	1.04
II	6.48	1.02
III	4.90	0.92
IV	8.14	1.39
V	3.78	1.04
VI	1.93	0.62

Fuente: Elaboración propia

B) Datos geométricos para drenaje interno

- Área: 4.19 Has. Aprox.
- Perímetro: 977.18902 m
- Cota min: 28.2 m
- Área en cobertura de techos:  $3337.85+3599.8+4226.98+3756.06= 14920.69$  m<sup>2</sup> (lotes)
- Área total de parque: 11987.81 m<sup>2</sup>
- Área de calles:  $41900-11987.81-14920.69= 14991.5$  m<sup>2</sup>

C) Cálculo de tiempo de concentración

Para una mejor comprensión de los valores encontrados, se desarrollará un modelo de obtención de caudales de escorrentía para el Tramo 10-11, perteneciente a la subcuenca I (mostrado también en la Figura 4. 1):

Datos:

- Dimensión transversal: 3.5 m
- Dimensión longitudinal: 89 m
- Pendiente transversal: 2%
- Pendiente longitudinal: 0.03%
- Coeficiente de Manning: 0.013, para el caso de pavimentos rígidos.

- Relación hidráulica (y/D): 0.85 (relación máxima entre lámina de agua y diámetro de conducto). Valor mostrado en relaciones hidráulicas de sistema separativo, conductos pluviales, utilizando la referencia (White, 2004).

Se calculará el tiempo de entrada hasta la cuneta a partir de la fórmula de Kirpich (Soil Conservation Service, 1972):

$$t_0 = 0.0195 \frac{L^{0.77}}{S^{0.385}} \quad (4.2)$$

Dónde:

- **L** = Distancia del punto hidráulicamente más lejano de la sub-cuenca drenada (m).
- **S** = Pendiente (%).
- **t<sub>0</sub>** = tiempo de entrada hasta la cuneta (minutos)

$$t_0 = 0.0195 \frac{3.5^{0.77}}{0.02^{0.385}} = 0.23 \text{ min.}$$

Asumiendo una velocidad de 1m/s para encontrar un valor de tiempo de tránsito:

$$t_v = \frac{L}{V} \quad (4.3)$$

$$t_v = \frac{89}{1} = 89 \text{ seg.} = 1.48 \text{ min.}$$

Luego el tiempo de concentración resulta a partir de la suma de:

$$t_c = t_0 + t_v \quad (4.4)$$

$$t_c = 0.23 + 1.48 = 1.71 \text{ min.}$$

Como menciona la norma OS. 060 (Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2006) el tiempo de concentración ( $t_c$ ) no debe ser menor de 10 minutos entonces se considerará esta duración,  $t_c(\text{mínimo}) = 10 \text{ min.}$

Para el cálculo de la intensidad han sido empleadas las curvas IDF para la ciudad de Piura y la Fórmula 4.5 elaborada por Farías y Ruiz (2018).

Se ha considerado para el presente estudio un Tr de 25 años para la obtención de la intensidad de diseño que finalmente permitirá calcular los caudales de escurrimiento y el diseño de las estructuras hidráulicas.

$$I_{25} \left( \frac{mm}{h} \right) = \frac{(2327 * \ln Tr) - 2085}{(t_c + 75)^{0.912}} \quad (4.5)$$

$$I_{25} = 94.01 \text{ mm/h}$$

Aplicando la fórmula racional:

$$Q = 0.278 * \frac{CIA}{1000^2} \quad (4.6)$$

Dónde:

- Q: Caudal en m<sup>3</sup>/s
- C: Coeficiente promedio de escorrentía, valor adimensional
- I: Intensidad de lluvia de diseño en mm/H
- A: Área de drenaje de las subcuencas en m<sup>2</sup>

Para el cálculo del coeficiente promedio de escorrentía se ha evaluado la clase de cobertura superficial para la cuenca en análisis, clasificándolas de acuerdo a los valores proporcionados por la Tabla 2. 3 y Tabla 2. 4, para este caso se ha obtenido un valor de **C = 0.77**. Valor que se detalla en la tabla de Anexo B.1. Y aplica en la siguiente expresión:

$$Q = 0.278 * \frac{0.77 * 94.01 * 1777.14}{1000^2} = 0.036 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Por otro lado, se realizará el cálculo del caudal tomando como referencia las condiciones hidráulicas del conducto. Para ello se iniciará con la deducción del diámetro a partir de la expresión de Manning para un conducto circular, tal y como se muestra a continuación:

Se partirá de la Figura 4. 2, donde se muestra datos como: tirante (y), diámetro del conducto (D), ángulos ( $\theta$ ,  $\alpha$ ) y longitud de arco (S):

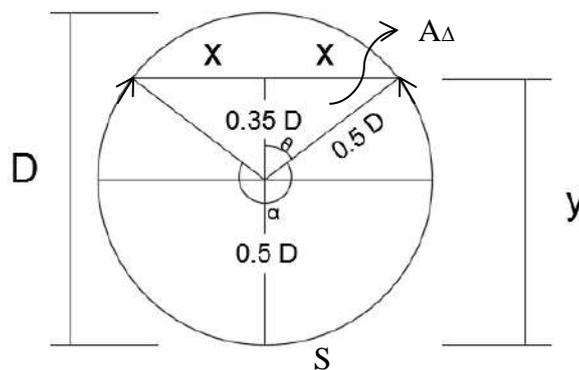


Figura 4. 2 Variables hidráulicas en conducto circular.  
Fuente: Elaboración propia

Ya mencionada la relación máxima entre la lámina de agua y diámetro del conducto ( $y/D= 0.85$ ), se tiene:

$$\cos \theta = \frac{0.35 D}{0.5 D} \rightarrow \theta = 45.573^\circ, \therefore \alpha = 360^\circ - 2\theta \rightarrow \alpha = 268.854^\circ$$

$$\sin \theta = \frac{X}{0.5 D}$$

$$0.5 D \times \sin 45.57^\circ = X$$

$$0.3571 D = X$$

Teniendo expresada la cuerda de la circunferencia (2X) en función del diámetro, se puede hallar el área transversal de flujo en la tubería:

$$A_T = A_{\text{sector circular}} + A_{\text{Triángulo}} = A_S + A_\Delta$$

$$A_T = \frac{1}{2} (0.5D)^2 \times 268.854^\circ \times \frac{2\pi}{360^\circ} + \frac{2(0.3571D)(0.35D)}{2}$$

$$A_T = 0.5865484D^2 + 0.12495D^2$$

$$A_T = 0.7114984D^2$$

Ahora calculamos el radio hidráulico:

$$R_H = \frac{A}{P} \quad (4.7)$$

Dónde:

- **A** = Área transversal al flujo (m<sup>2</sup>).
- **P** = Perímetro mojado (m).

El área transversal (A) es  $A_T = 0.7114984D^2$  y el perímetro mojado es igual a la longitud de arco del sector circular (S):

$$P = S = \alpha \times r$$

Dónde:

- **$\alpha$**  = Ángulo del sector circular (radianes).
- **r** = Radio del conducto (m).

Entonces:

$$R_H = \frac{0.7114984D^2}{\frac{\pi}{180^\circ} \times 268.854^\circ \times (0.5D)} = 0.303256 D$$

Reemplazando el valor de  $R_H$  en la ecuación de Manning y despejando la variable diámetro del conducto se obtiene la siguiente expresión:

$$V = \frac{1}{n} (R_H)^{\frac{2}{3}} x (s)^{\frac{1}{2}} \quad (4.8)$$

$$V = \frac{1}{n} (R_H)^{\frac{2}{3}} x (s)^{\frac{1}{2}}$$

$$V = \frac{1}{n} (0.303256 D)^{\frac{2}{3}} x s^{\frac{1}{2}}$$

$$D = \left( \frac{V * n}{0.4514 * s^{0.5}} \right)^{\frac{3}{2}} \quad (4.9)$$

Dónde:

- V: velocidad (m/s).
- n: coeficiente de rugosidad, valor adimensional.
- s: pendiente longitudinal, valor adimensional.

Ya conocido el caudal a través del método racional, se podrá igualar al caudal obtenido de relaciones hidráulicas y parámetros que dependen del conducto de evacuación, de tal manera que finalmente se encuentre el diámetro de la tubería y velocidad de flujo que transita por la misma.

$$Q = V x A$$

$$Q = \frac{1}{n} (R_H)^{\frac{2}{3}} x (s)^{\frac{1}{2}} x A$$

Reemplazando valores de radio hidráulico, pendiente y área transversal del flujo antes encontrados, se encuentra el diámetro del conducto:

$$Q = \frac{1}{0.013} (0.303256D)^{\frac{2}{3}} x \left( \frac{0.03}{100} \right)^{\frac{1}{2}} x 0.7114984D^2 = 0.036 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$0.4279D^{\frac{8}{3}} = 0.036 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = 0.395 \text{ m} \approx 0.4 \text{ m}$$

Para este diámetro, la velocidad será:

$$V = \frac{1}{0.013} (0.303256D)^{\frac{2}{3}} x \left( \frac{0.03}{100} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$V = 0.6014D^{\frac{2}{3}}$$

$$V = 0.324 \text{ m/s}$$

De igual forma se analiza los demás tramos que componen cada subcuenca de la cuenca urbana El Chilcal, tal y como se muestra en la tabla de Anexo B.2.

### 4.3 Dimensionamiento de estructuras de captación pluvial

Las estructuras de captación son aquellas que permiten la correcta colección de aguas lluvia tanto en precipitaciones que se dan de manera habitual durante todo el año, como en las de gran escala que ocurren con poca frecuencia. Definitivamente es fundamental realizar un adecuado diseño, ya que esto definirá el conveniente funcionamiento de las estructuras, de acuerdo a las exigencias impuestas por sector en estudio que para este caso es la cuenca urbana El Chilcal.

Esta zona posee solo alcantarillado sanitario, lo que significa que sus conductos únicamente tienen capacidad para evacuar sus aguas residuales domésticas.

Lo que se pretende plantear en este proyecto es un sistema separado que reduzca el caudal de aguas de escorrentía para que los habitantes de la urbanización El Chilcal desarrollen sus actividades sin inconvenientes, al igual que se permita el flujo de vehículos seguro después de presentarse un evento de precipitación. Esto se logrará a partir de la disposición de componentes a lo largo de la cuenca tales como son cunetas, tuberías, rejillas, etc.

#### 4.3.1 Cunetas

Las cunetas son canales abiertos sobre la superficie, los cuales pueden presentarse revestidos o sin revestir. Estos se ubican en los dos extremos o a uno solo, a lo largo de las calzadas o pavimentos, con la finalidad de coleccionar, transportar y evacuar correctamente los flujos de agua superficial. Norma OS 060 (Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2006).

Entre las secciones transversales más comunes de cuneta están: las trapezoidales, rectangulares y triangulares (siendo estas últimas las más recomendables debido a su buen comportamiento a diferentes caudales de paso).

Para determinar la capacidad de una cuneta se deberá evaluar primero la rugosidad del material que la conforma, sección transversal y pendiente. Generalmente se halla su capacidad y las ecuaciones que gobiernan el caudal que por ellas transita, a partir de la fórmula de Manning en canales abiertos:

$$Q = A \cdot V = \frac{A \times R_h^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}}}{n} \quad (4.10)$$

Dónde:

- Q: Caudal (m<sup>3</sup>/s)
- V: Velocidad media (m/s)
- A: Área de la sección (m<sup>2</sup>)
- P: Perímetro mojado (m)
- R<sub>h</sub>: A/P Radio hidráulico (m) (área de la sección entre el perímetro mojado).
- S: Pendiente del fondo (m/m)
- n: Coeficiente de rugosidad de Manning

También dentro de la fórmula de Manning se encuentra integrado el Coeficiente de Strickler (K), al que le corresponde la expresión  $(1/n)$  y depende directamente del material que conforma la cuneta, así como se muestra en la tabla 4.4:

Tabla 4. 4 Valores de K más usados

Naturaleza de la cuneta	Coefficiente de Strickler
Cunetas excavadas en el terreno	K = 33
Cunetas en roca	K = 25
Cunetas de concreto	K = 67

Fuente: (Morales, 2006)

Dependiendo del material o tipo de superficie se establecen velocidades límite admisible tal y como se muestra en la tabla 4.5:

Tabla 4. 5 Velocidades límites admisibles

Tipo de Superficie	Velocidad límite admisible (m/s)
Arena fina o limo (poca o ninguna arcilla)	0.20 - 0.60
Arena arcillosa dura, margas duras	0.60 - 0.90
Terreno parcialmente cubierto de vegetación	0.60 - 1.20
Arcilla grava, pizarras blandas con cubierta vegetal	1.20 - 1.50
Hierba	1.20 - 1.80
Conglomerado, pizarras duras, rocas blandas	1.40 - 2.40
Mampostería, rocas duras	3.00 - 4.50 <sup>6</sup>
Concreto	4.50 - 6.00 <sup>7</sup>

Fuente: (Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2008).

Existen algunas condiciones que proporciona la norma OS.060 acerca de los anchos máximos T (espejo de agua) de la superficie del agua sobre la pista, siendo estas las siguientes:

- En vías principales de tránsito: igual al ancho de la berma.
- En vías secundarias de bajo tránsito: Igual a la mitad de la calzada.

<sup>6</sup> Para flujos de muy corta duración.

<sup>7</sup> Para flujos de muy corta duración.

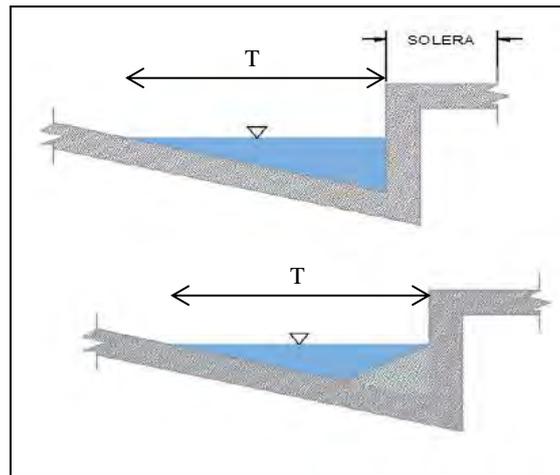


Figura 4. 3: Cuneta de sección transversal triangular  
Fuente: Elaboración propia

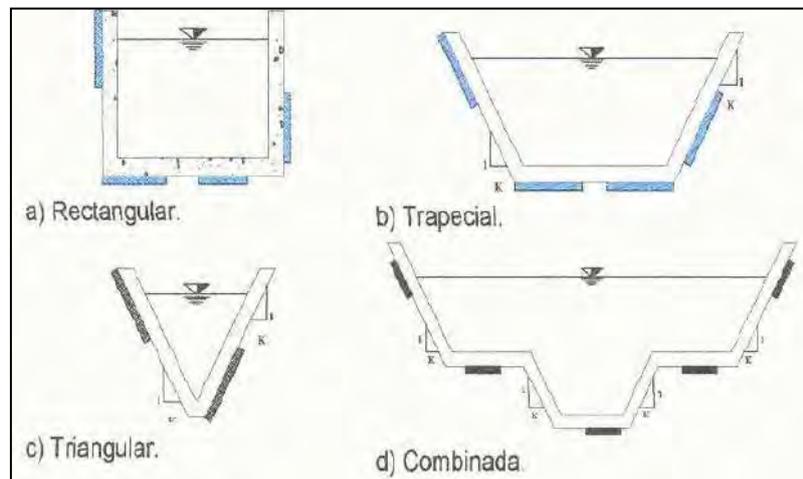


Figura 4. 4 Tipos de cunetas según su sección transversal  
Fuente: (SIAPA, 2014)

En referencia al coeficiente de rugosidad en las cunetas, éste depende de la ecuación de Manning, que han sido definidos de acuerdo al material que compone su estructura.

Tabla 4. 6 : Coeficientes de escorrentía de Manning.

Cunetas de las calles	Coeficientes de Rugosidad N
<b>a. Cuneta de concreto con acabado paleteado</b>	0.012
<b>b. Pavimento asfáltico</b>	
1) Textura lisa	0.013
2) Textura rugosa	0.016
<b>c. Cuneta de concreto con pavimento asfáltico</b>	
1) Liso	0.013
2) Rugoso	0.015
<b>d. Pavimento de concreto</b>	
1) Acabado con llano de madera	0.014
2) Acabado escobillado	0.016
<b>e. Ladrillo</b>	0.016

Tabla 4. 6 : Coeficientes de escorrentía de Manning.(continuación)

Cunetas de las calles	Coeficientes de rugosidad N
f. Para cunetas con pendiente pequeña, donde el sedimento puede acumularse, se incrementarán los valores de arriba indicados de n, en:	0.002

Fuente: (Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2006).

### 4.3.2 Sumideros

Así como las cunetas, los sumideros son estructuras que captan los escurrimientos pluviales hacia un sistema de colectores o tuberías que transportan el agua lluvia hasta su disposición final.

Estas entradas o sumideros se encontrarán ubicadas a una distancia que permita interceptar el flujo superficial, principalmente aguas arriba del cruce de calles y antes de los cruces peatonales.

Además algunos sitios específicos para posicionar este tipo de estructuras en vías principales, son en puntos críticos, es decir donde se presente acumulación de aguas lluvia y cotas bajas.

Según indica la **Norma OS. 060** (Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2006) los sumideros se pueden clasificar en tres tipos, cada uno con sus respectivas variaciones:

#### 4.3.2.1 Sumideros laterales en sardinel o solera

Esta captación corresponde a la abertura vertical ubicada en el sardinel a través del cual ingresa el flujo que transporta las cunetas y su utilización se ve limitada a aquellos tramos que presenten pendientes longitudinales por debajo del 3%.

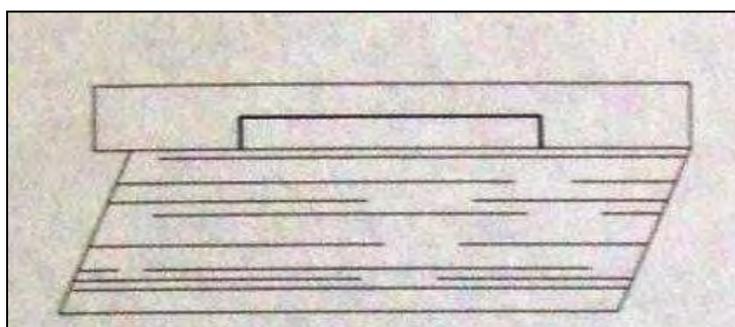


Figura 4. 5 Sumidero lateral de sardinel  
Fuente: (SIAPA, 2014)

#### 4.3.2.2 Sumideros de fondo

Su abertura conformada por uno o más sumideros se ubica en el fondo de una cuneta cubierta, siendo utilizado cuando la pendiente longitudinal cumpla con un mínimo de 3%. Norma OS 060 (Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2006).

La disposición de las rejillas, para este tipo de sumideros será paralela a la dirección de la cuneta.

Si fuese necesario por razones estructurales se podrá agregar barras cruzadas, debiendo mantenerse en una posición cercana al fondo de las barras longitudinales. Adicionalmente este tipo de sumideros pueden tener una depresión para incrementar su capacidad de captación así como se muestra en la Figura 4. 6.

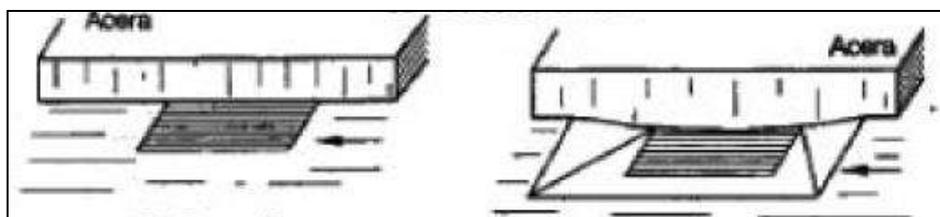


Figura 4. 6 Sumideros de fondo, margen derecha con una depresión.  
Fuente: (Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2006).

#### 4.3.2.3 Sumideros mixtos o combinados

Esta clase de sumideros están compuestos por un sumidero lateral de sardinel y un sumidero de fondo actuando como una unidad. El diámetro mínimo de los tubos de descarga al buzón de reunión será de 10 pulgadas. Norma OS 060 (Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2006).

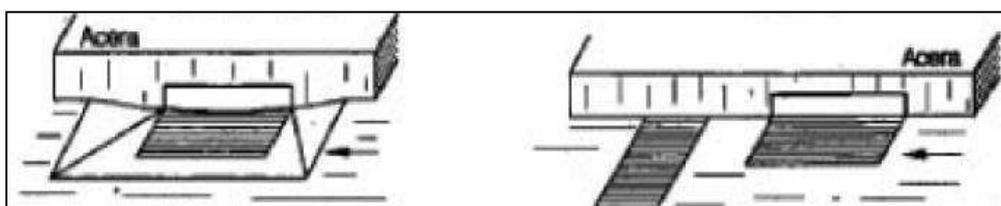


Figura 4. 7 Lado izquierdo sumidero mixto con depresión y lado derecho sin depresión.  
Fuente: (Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2006).

#### 4.3.2.4 Sumideros de rejillas en calzadas

Este tipo de sumideros tienen una dirección transversal a la calzada y ocupan todo el ancho de la misma. Para evitar el paso de materiales que produzcan obstrucciones posteriormente, las aberturas se encuentran cubiertas con rejillas.

Según indica la norma existe una subdivisión de sumideros preestablecida que se mencionará a continuación:

- **Tipo S1:** Tipo grande conectado a la cámara. Corresponde a sumideros del tipo mixto.
- **Tipo S2:** Tipo grande conectado a la tubería. Corresponde a sumideros del tipo mixto.
- **Tipo S3:** Tipo chico conectado a la cámara.
- **Tipo S4:** Tipo chico conectado a la tubería.

Los sumideros tipo S3 y S4 se utilizarán cuando existan las siguientes situaciones:

- Al ubicarse el sumidero al centro de las avenidas de doble calzada.
- Cuando se conectan en serie con tipo grande S1 o S2.
- Cuando exista la necesidad de evacuar las aguas pluviales provenientes de las calles ciegas y según recomendaciones del proyectista.

Para el caso de situaciones que requieren un tratamiento distinto para la captación de aguas lluvia se deberá diseñar sumideros especiales.

#### **4.3.3 Ubicación de los sumideros**

Principalmente el posicionamiento de este tipo de estructuras se ve influenciado por el caudal, pendiente, la ubicación y geometría de enlaces e intersecciones, ancho del flujo permisible del sumidero, volumen de residuos sólidos, acceso vehicular y de peatones, entre otros.

Como primera consideración está colocar los sumideros en los puntos que presenten cotas más bajas, siendo su habitual ubicación las esquinas de cruce de calles. Para tener un tráfico vehicular adecuado, su posición deberá iniciar retrasada con respecto a las alineaciones de las intersecciones de esquinas.

Al presentar las manzanas grandes longitudes, se deberán colocar sumideros en la parte central.

Cuando el flujo de la cuneta es reducido al igual que el tránsito de vehículos y peatones, la corriente puede conducirse a través de la intersección mediante una cuneta, hasta el sumidero ubicado aguas abajo del cruce. Norma OS 060 (Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2006)

De acuerdo al ámbito económico se recomienda ubicar a estos sumideros cerca de conductos de desagüe del sistema de drenaje pluvial para evitar la excesiva longitud de tubería a utilizar.

El número de sumideros en general, diámetro y pendiente (tubería de conexión) se estimará de acuerdo a las capacidades hidráulicas y caudal generado por la superficie o área tributaria correspondiente después de un evento de precipitación.

Además estos sumideros deben ser instalados de tal manera que no interfieran con las rampas de personas discapacitadas, accesos vehiculares a viviendas o locales (SIAPA, 2014). En relación a los sumideros de rejillas en calzadas deberán ser colocados siempre y cuando garanticen la seguridad de las personas y ciclistas que transiten por la vía.

La Norma OS. 060 (Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2006) como ya se mencionó indica puntos específicos en donde se deben colocar sumideros sobre el cruce de avenidas, tal y como se mostrará en el siguiente gráfico de planta:

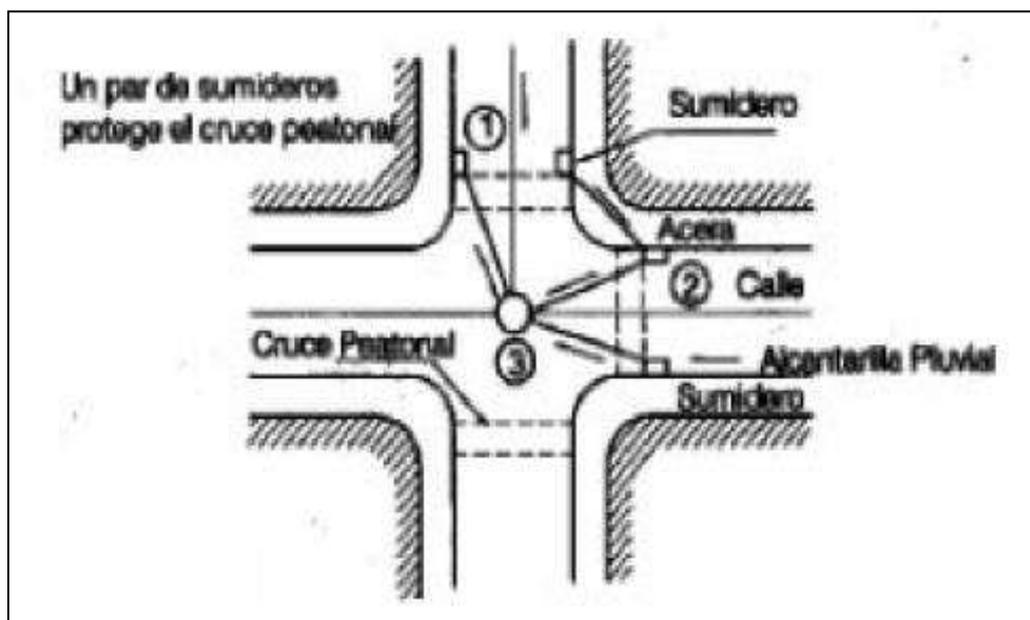


Figura 4. 8 Ubicación de los sumideros en intersección de las calles  
Fuente: (Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2006).

#### 4.3.4 Espaciamiento de los sumideros

La selección en esta sección del espaciamiento, depende directamente de la ubicación considerada de los sumideros.

Para el caso de la determinación del espaciamiento de sumideros en cunetas medianeras, el proyectista deberá considerar la permeabilidad y capacidad de tolerar erosiones del suelo.

De acuerdo a la norma, cuando exista la necesidad de una instalación múltiple o serie de sumideros, el espaciamiento mínimo a considerar será de 6m.

Es necesario tener en cuenta que el agua de escorrentía debe tener un nivel mínimo con respecto al de la acera y sardinel, así como del espejo de agua formado

que pueda extenderse hacia algunas zonas de estacionamiento. Logrando finalmente un tránsito adecuado tanto peatonal como vehicular.

#### 4.3.5 Diseño hidráulico de los sumideros

Para un correcto diseño de este tipo de estructuras según indica la norma OS. 060, se deberá considerar los siguientes factores:

- Perfil de la pendiente.
- Pendientes transversales de cunetas con solera.
- Depresiones locales.
- Retención de residuos sólidos.
- Altura de diseño de la superficie de las aguas dentro del sumidero.
- Pendiente de los sumideros.
- Coeficiente de rugosidad de la superficie de las cunetas.

#### 4.3.6 Rejillas

Para el presente proyecto ha sido necesaria la utilización de cunetas transversales en lugares estratégicos para la captación de aguas lluvia al finalizar las subcuencas aportantes aledañas e impedir que ingrese totalmente el flujo de escorrentía a la cuenca en estudio. Debido a lo mencionado es que conjuntamente se utilizan rejillas metálicas para evitar el paso de materiales sólidos grandes al interior del sistema de drenaje, asimismo deben tener la capacidad para resistir el peso de vehículos.

##### 4.3.6.1 Clasificación de rejillas

Estas estructuras metálicas pueden ser clasificadas según especifica a norma OS. 060 (Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2006) de la siguiente manera:

- Por el material del que están conformados, pueden ser **fierro fundido y fierro laminado** (platinos de fierro).
- Por su posición en relación con el sentido del desplazamiento principal del flujo, **de rejilla horizontal, de rejilla vertical y de rejilla horizontal y vertical.**

Las rejillas se pueden adaptar a la geometría y pueden ser enmarcadas en figuras: rectangulares, cuadradas y circulares.

Al tener una mayor utilización las figuras rectangulares y por un proceso constructivo en la industria, entonces existen dimensiones de 60 mm x 100 mm y 45 mm x 100 mm (24''x 40'' y 18''x 40'').

En relación a la separación que existe entre las barras en las rejillas la norma menciona que varían entre 20 mm - 35 mm - 50 mm (3/4'' - 1 3/8'' -

2''), la elección de cualquiera de estos espaciamientos estará en función del tipo de zona en donde van a ser instaladas las rejillas (urbana o en carreteras).

Además las rejillas a utilizar deberán soportar diferentes tipos de carga, siendo las más relevantes las de tráfico, estando con estas sometidas a un mayor esfuerzo axial.

#### 4.3.6.2 Eficiencia hidráulica de rejillas transversales

Este factor es poco utilizado pero realmente trascendente en la utilización de rejillas transversales continuas, debido a que se podrá evaluar el comportamiento del caudal de paso y el interceptado de manera adecuada.

La eficiencia hidráulica está definida mediante la siguiente expresión:

$$E = \frac{Q_i}{Q} \quad (4.11)$$

Dónde:

- E: Eficiencia hidráulica de la estructura de captación
- $Q_i$ : Caudal interceptado por la estructura de captación
- Q: Caudal de paso por la cuneta

Tabla 4. 7 Rango de eficiencia hidráulica de rejillas

Tipología de rejilla	Ancho (cm)	Longitud efectiva (cm)	Nº de barras longitudinales	Nº de barras transversales	Nº de barras diagonales	Rango de eficiencia (%)
1	100	25.0	35	1	0	53 - 100
2	100	15.0	36	0	0	40 - 100
3	100	10.4	36	0	0	19 - 97
4	100	12.0	1	3	59	15 - 97

Fuente: (Gómez & Russo, 2010)

Para el caso del sector de estudio se ha dispuesto colocar rejillas que tienen una eficiencia de captación del 75% (eficiencias seleccionadas de acuerdo al caudal interceptado por la estructura de captación), a excepción del tramo 31A-32 que tiene una del 45%, debido a que el caudal es alto en comparación con los otros tramos, a mayor detalle se especifica a continuación en la Tabla 4. 8:

Tabla 4. 8 Eficiencia hidráulica de rejillas

Tramo	Q (m <sup>3</sup> /s)	E	Q <sub>i</sub> (m <sup>3</sup> /S)	Ancho de rejilla (m)	z	n	s
13-8	0.236	75%	0.177	0.508	0	0.013	0.01
15-21	0.204	75%	0.153	0.508	0	0.013	0.01
8-21	0.49	75%	0.3675	0.66	0	0.013	0.01
20A-22	0.144	75%	0.108	0.355	0	0.013	0.01

Tabla 4. 8 Eficiencia hidráulica de rejillas (continuación)

Tramo	Q (m <sup>3</sup> /s)	E	Qi (m <sup>3</sup> /S)	Ancho de rejilla (m)	z	n	s
30A-32	0.162	75%	0.1215	0.355	0	0.013	0.01
31A-33	2.252	45%	1.0134	0.914	0	0.013	0.01
56-33	0.512	75%	0.384	0.508	0	0.013	0.01
58-45	0.752	75%	0.564	0.508	0	0.013	0.01

Fuente: Elaboración propia.

Por medio de la herramienta H canales<sup>8</sup> se ha obtenido los parámetros de tirante normal, altura necesaria, número de Froude y velocidad de los flujos en las estructuras hidráulicas (cunetas) de sección rectangular que se encuentran debajo de las rejillas. Tal y como se muestra en la Tabla 4. 9 de resultados siguiente:

Tabla 4. 9 Resultados de parámetros hidráulicos de cunetas

Tramo	Q (m <sup>3</sup> /s)	n	s	y (m)	h (m)	F	V (m/s)
13-8	0.177	0.013	0.01	0.2170	0.5	1.2208	1.7811
15-21	0.153	0.013	0.01	0.1948	0.5	1.2405	1.7149
8-21	0.3675	0.013	0.01	0.2818	0.6	1.2855	2.1375
20A-22	0.108	0.013	0.01	0.2271	0.45	1.0444	1.559
30A-32	0.1215	0.013	0.01	0.2494	0.5	1.0213	1.5974
31A-33	1.0134	0.013	0.01	0.4521	0.9	1.3076	2.7537
56-33	0.384	0.013	0.01	0.3950	0.7	1.0783	2.1227
58-45	0.564	0.013	0.01	0.5411	0.9	0.9877	2.2757

Fuente: Elaboración propia.

#### 4.3.7 Tuberías

Todo el flujo de escorrentía captado mediante los distintos colectores pluviales y conexiones domiciliarias es depositado en conductos subterráneos, de los cuales se va incrementando su sección conforme se avanza en dirección a la disposición final.

Los conductos para este proyecto estarán ubicados al finalizar las estructuras de captación para darle continuidad al traslado de aguas lluvia, para posteriormente entregarlas a la cámara o pozo de bombeo.

El material por el cual están conformadas las tuberías para el presente estudio se ha seleccionado poliéster reforzado con fibra de vidrio. Estos conductos serán de diferentes secciones transversales conforme a la capacidad de conducción hidráulica necesaria, que a la vez se encuentra condicionada por el flujo de escorrentía captado a lo largo de la zona en cuestión.

Por medio de la ubicación de rejillas en el perímetro de la cuenca en estudio, se podrá ir recolectando aguas pluviales evitando que ingresen e inunden la zona

<sup>8</sup> Software que facilita el diseño canales y estructuras hidráulicas.

interna. En consecuencia de ello se ha colocado una red de drenaje pluvial (tuberías) que transportará el caudal de lluvia hacia la caseta de bombeo de la que se hablará más adelante, dicho caudal es obtenido a partir de la acumulación de las áreas tributarias.

Los sectores que han sido considerados para la disposición de tramos de tuberías y su comprobación del cumplimiento con las consideraciones hidráulicas se muestran en la Tabla 4. 10:

Tabla 4. 10 Tramos de ubicación de tuberías

Tramo	I(mm/h)	C	A(m <sup>2</sup> )	Áreas acumuladas (m <sup>2</sup> )	Q (m <sup>3</sup> /s)
13-8	94.01	0.77	8802.84	8802.84	0.18
8-21	94.01	0.77	18257.76	27060.60	0.54
15-21	92.48	0.77	7712.55	34773.15	0.69
20A-22	91.42	0.77	5483.66	40256.81	0.79
30A-32	90.40	0.77	6290.04	46546.86	0.90
31A-33	90.44	0.77	52737.04	99283.90	1.92
56-33	94.01	0.77	19044.98	118328.88	2.38
58-45	94.01	0.77	28048.23	146377.10	2.95

Fuente: Elaboración propia.

Ya teniendo los datos de caudales y con la ayuda de la herramienta HCanales (software), se ha podido obtener el tirante y velocidad de flujo en las tuberías a utilizar como se presenta en la Tabla 4. 11 a continuación:

Tabla 4. 11 Sección transversal de tuberías

Tramo Emisor	Q (m <sup>3</sup> /s)	D (m)	s	n	y (m)	V(m/s)
13-8	0.18	0.6	0.0118	0.009	0.231	2.60
8-21	0.54	1.0	0.01	0.009	0.410	3.22
15-21	0.69	1.0	0.009	0.009	0.413	3.31
20A-22	0.79	1.0	0.0049	0.009	0.492	2.76
30A-32	0.90	1.0	0.005	0.009	0.546	2.88
31A-33	1.92	1.50	0.003	0.009	0.832	2.87
56-33	2.38	1.50	0.0023	0.009	0.875	2.75
58-45	2.95	1.50	0.0024	0.009	1.085	2.95

Fuente: Elaboración propia.

Los conductos de este tipo son de sección circular y están constituidas de poliéster reforzado con fibra de vidrio, poseen diversas aplicaciones como es el caso de alcantarillados de aguas servidas, drenajes pluviales y conducir agua de forma subterránea. En la siguiente Figura 4. 9 se presenta una sección representativa de este tipo de tuberías:

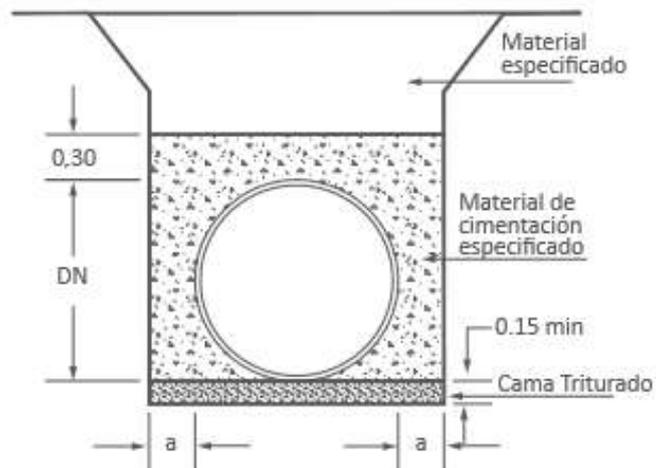


Figura 4. 9 Sección transversal de instalación de tubería  
Fuente: (Manual PAVCO).

#### 4.3.7.1 Altura de relleno

Ante el empleo de tuberías en el presente diseño, el Art. 3.6.1.2.6 de Puentes con AASHTO-LRFD indica que si la profundidad del relleno sobre el conducto es menor que 0.60m, la sobrecarga se analiza con anchos de franja equivalente (Art. 4.6.2.10).

Mientras en el Art. 3.6.1.2.5 AASHTO-LRFD se menciona que si la profundidad del relleno supera a 0.60 m, se puede considerar que las cargas de las ruedas están uniformemente distribuidas en un área rectangular cuyos lados son iguales a la dimensión del área de contacto de los neumáticos, más 1.15 veces la profundidad del relleno en el caso de rellenos granulares seleccionados, o la profundidad del relleno en todos los demás casos. El área de contacto de una rueda se asume como un rectángulo simple de ancho 0.51 m y longitud 0.25 m. Para el caso de que haya la superposición de varias áreas de ruedas, la carga total se deberá distribuir uniformemente en el área. Para el caso de una sola tubería, los efectos de la sobrecarga se pueden despreciar si la profundidad del relleno es mayor que 2.4 m y mayor que el ancho de zanja; para las tuberías dispuestas en paralelo estos efectos se pueden despreciar si la profundidad del relleno es mayor que la distancia entre las caras de los muros de zanja (Rodríguez, 2014).

#### 4.3.7.2 Diseño hidráulico y velocidades permisibles

Para llevar a cabo el diseño Hidráulico de los colectores de aguas lluvia se podrán utilizar criterios de diseño de conductos cerrados. En el cálculo del caudal se usará la fórmula de Manning con los coeficientes de rugosidad según el tipo de material por el cual están conformadas las tuberías, presentados a continuación en la Tabla 4. 12:

Tabla 4. 12 Coeficientes de rugosidad según el tipo tuberías

Tubería	Coefficiente de rugosidad "n" de Manning
Asbesto cemento	0.010
Hierro fundido dúctil	0.010
Cloruro de polivinilo	0.010
Poliéster reforzado con fibra de vidrio	0.010
Concreto armado-liso	0.013
Concreto armado con revestimiento de PVC	0.010
Arcilla vitrificada	0.010

**Fuente:** (Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento, 2006).

Además las velocidades mínimas y máximas intervienen como un papel fundamental en el diseño de drenaje pluvial, ya que establecerán parámetros para evitar la sedimentación de partículas contenidas en el flujo transportado dentro de los conductos y de igual forma la erosión de las paredes de los mismos. Estos limitantes ya han sido presentados en la Tabla 4. 5.

Para el presente estudio se van a utilizar tuberías de poliéster reforzado con fibra de vidrio, que han sido dimensionados de acuerdo al caudal acumulado de las subcuencas aportantes, tal y como se presentará en el ejemplo a continuación:

En el tramo 8-21 es donde se ha planteado iniciar la colocación de estas estructuras hidráulicas. El caudal de paso para este sector es de 177 l/s, la pendiente longitudinal es la misma que la de la superficie de rodadura para evitar gastos innecesarios de movimiento de tierras y el coeficiente de rugosidad es el correspondiente al poliéster reforzado con fibra de vidrio que es el material que compone la tubería. Todos estos parámetros mencionados son necesarios para establecer la sección de la estructura con la ayuda de la herramienta H Canales:

Datos<sup>9</sup>:

- Caudal (Q): 0.177 m<sup>3</sup>/s
- Diámetro (D): 0.60 m
- Pendiente (s): 0.0118 m/m

<sup>9</sup> También mostrado en la Tabla 4. 11 Sección transversal de tuberías.

Con estos datos se obtienen los siguientes resultados con HCanales:

- Energía específica (E): 0.52 m
- Velocidad (V): 2.60 m/s

De igual manera para el pre dimensionamiento de dichos conductos circulares se ha tenido en consideración su diseño estructural según lo estipulado en el manual AWWA M45, así mismo para llevarse a cabo este análisis se necesita de los datos mostrados en la Tabla 4. 13:

Tabla 4. 13 Datos para diseño de estructuras hidráulicas

Parámetro	Unidad	Cantidad
Peso específico del suelo saturado, $\gamma_s$	N/m <sup>3</sup>	19900
Diámetro, D	m	0.60
Espesor del conducto, e	mm	8.1
Altura del relleno, hf	m	0.65
Servicios impuestos de carga muerta en la tubería, wd	KPa	0
Presión del suelo admisible (arenas), Qa	KPa	98.07
Densidad del agua	Kg/m <sup>3</sup>	1000
Velocidad permisible de flujo en conducto	m/s	3.79
Angulo de fricción del suelo (arenas), f	Deg.	30

Fuente: Elaboración propia.

Se procede a calcular las cargas en la alcantarilla tomando en cuenta un análisis de diseño basado en AASHTO LRFD (Rodríguez, 2014):

Se deberán incluir cargas vivas para una altura de relleno menor a 2.4 m, para este caso se ha utilizado una de 0.65 m y un factor de presencia vehicular múltiple de  $m=1.2$ , entonces se tiene:

#### a) Cargas en las tuberías

##### i. Carga muerta

Para el cálculo de la carga vertical del suelo, se deberá tener en cuenta el peso específico del suelo que estará en contacto con el conducto y la profundidad a la cual este último se encuentra ubicado.

$$W_c = \gamma_s * H \quad (4.12)$$

Dónde:

- $\gamma_s$ : es el peso específico del suelo sobre la tubería (N/m<sup>3</sup>)
- H es la profundidad de la tubería (medida como la distancia desde la rasante a la cota clave de la tubería, m).

$$W_C = 19900 * 0.65$$

$$W_C = 12935 \text{ N/m}^2$$

## ii. Carga viva

Se realizará el cálculo de carga viva mediante la siguiente expresión:

$$W_L = \frac{M_p * P * I_f}{L_1 * L_2} \quad (4.13)$$

Dónde:

- $W_L$ : Carga viva, en N/m<sup>2</sup>.
- $M_p$ : Factor de múltiple presencia vehicular, este factor es de 1.2 y aumenta el valor de la carga viva en un 20% debido a la posibilidad de que se presenten cargas superiores a la carga P.
- P: Magnitud de la carga más pesada en la rueda del vehículo que puede pasar sobre la zona de la tubería, en N.
- $I_f$ : Factor de impacto. Este valor es función de la profundidad de la tubería (distancia desde el terreno a la cota clave de la tubería).
- $L_1$ : Distancia paralela a la dirección de viaje del área de influencia de la carga viva, en m.
- $L_2$ : Distancia perpendicular a la dirección de viaje del área de influencia de la carga viva, en m.

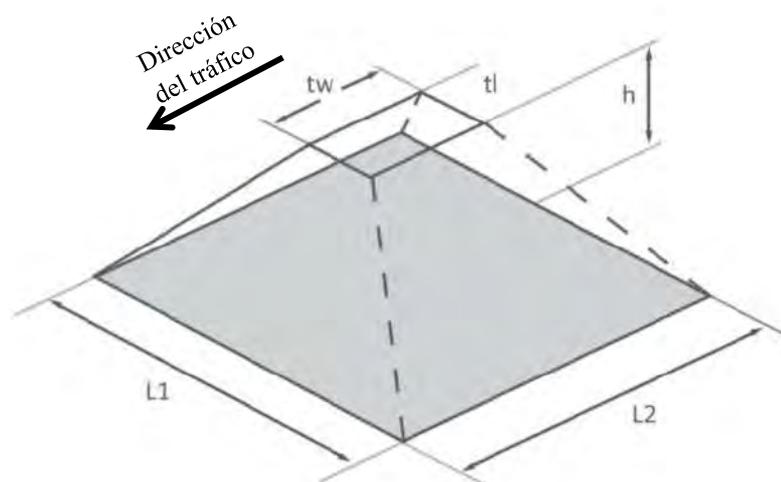


Figura 4. 10 Área de influencia por carga viva

Fuente: (Manual PAVCO).

En este caso se considerará un factor de presencia múltiple de  $m = 1.2$  debido a que las vías del sector de estudio cuentan con un carril

por cada dirección de flujo vehicular, según Tabla 4. 14 donde se representan distintos factores de presencia múltiple dependiendo del número de carriles cargados.

Tabla 4. 14 Factor de presencia múltiple

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, m
1	1.20
2	1.00
3	0.85
> 3	0.65

Fuente: (Rodríguez, 2014).

Luego en el cálculo de la magnitud de la carga más pesado en la rueda del vehículo que puede transitar por el sector en donde se dispondrá las tuberías, siendo para este caso seleccionado el vehículo tipo H15-44, a quien le corresponde una carga de eje de 108.75 KN y una de rueda de 54.5 KN, así como se muestra en la siguiente Figura 4. 11.

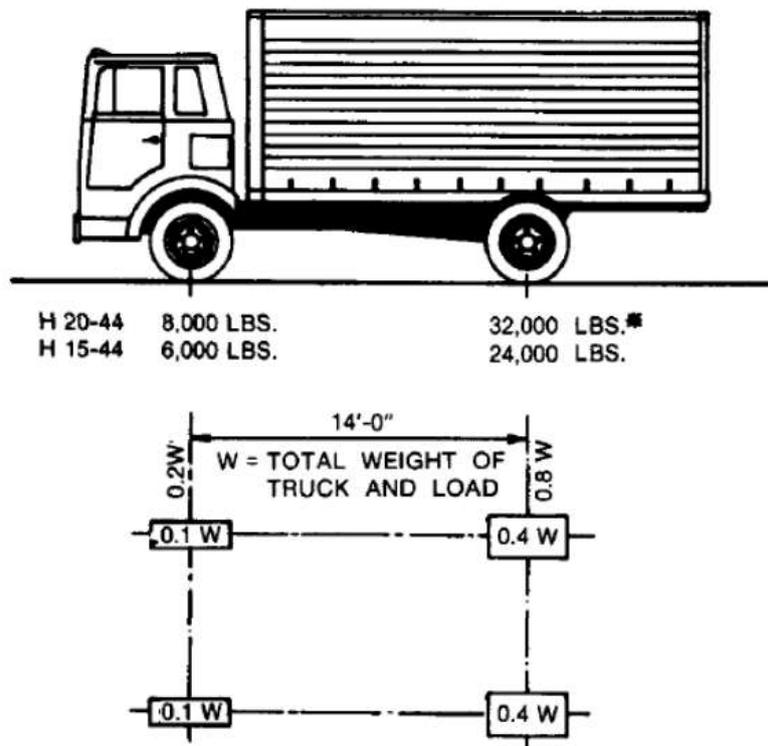


Figura 4. 11 Tren de Carga H 20-44 y H 15-44 (AASHTO STANDARD SPECIFICATIONS BRIDGES FOR HIGHWAY 1996)

Fuente: (Roque, 2015)

A continuación se aprecia mediante la Figura 4. 12 el perfil que muestra las dimensiones de contacto del neumático del vehículo antes mencionado con la superficie de pavimento.

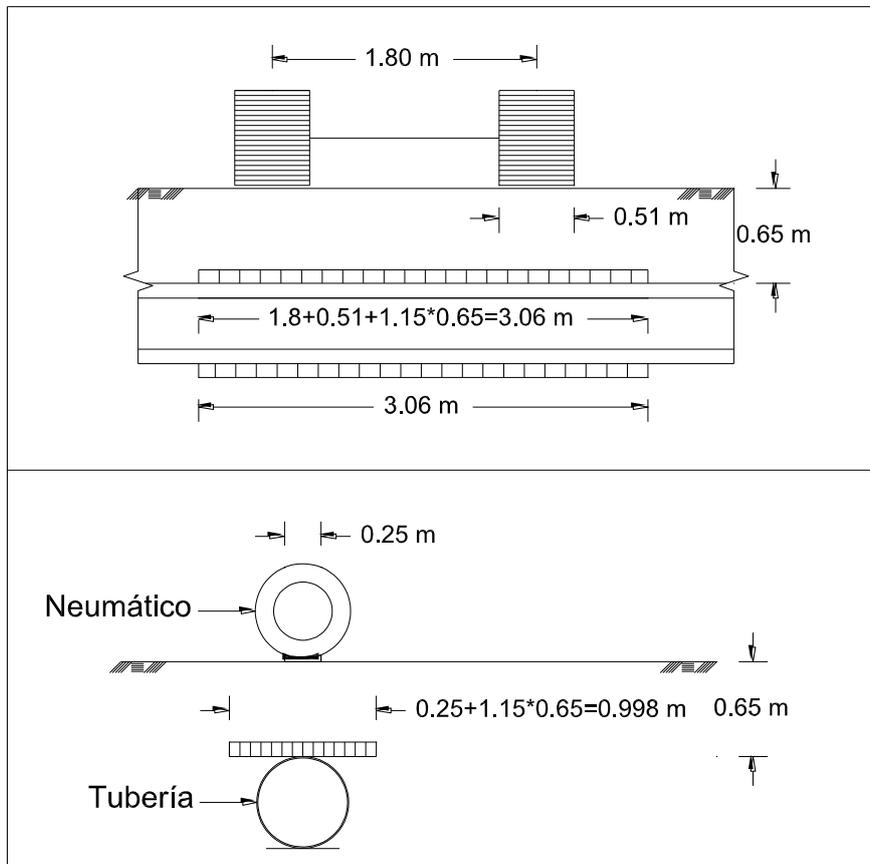


Figura 4. 12 Corte representativo de carga de camión HS 15  
Fuente: Elaboración propia.

Se procede a calcular el factor de impacto a partir de la siguiente fórmula de comprobación, donde el valor de  $I_f$  deberá ser mayor que la unidad

$$I_f = 1 + 0.33 \left[ \frac{2.44 - h}{2.44} \right] \geq 1.0 \quad (4.14)$$

$$I_f = 1 + 0.33 \left[ \frac{2.44 - 0.65}{2.44} \right] = 1.242 \geq 1.0 \quad OK!$$

Luego se hallan los anchos de carga distribuida tanto transversal y paralelo a la dirección de tránsito de los vehículos. En el caso de la distancia paralela a la dirección de viaje del área de influencia de la carga viva se calcula con la siguiente expresión:

$$L_1 = t_l + LLDF(h) \quad (4.15)$$

Dónde:

- $t_1$ : corresponde a la longitud de la proyección del neumático en m (el valor recomendado es de 0.25 m).
- LLDF: es un factor que afecta la distribución de la carga viva respecto a la profundidad de la tubería (el valor de este parámetro es 1.15 para suelos SC1 y suelos SC2; para otro tipo de suelos se debe usar un valor igual 1.0).

$$L_1 = 0.25 + 1.0(0.65)$$

$$L_1 = 0.90 \text{ m}$$

Mientras que para encontrar el valor de la distancia perpendicular a la dirección del viaje del área de influencia se emplea la siguiente expresión que depende de la profundidad a la que interactúan los neumáticos con la tubería ( $h_{int}$ ):

$$h_{int} = \frac{1.83 - t_w}{LLDF} \quad (4.16)$$

Dónde:

- $t_w$  es el ancho de la proyección de los neumáticos (el valor recomendado es de 0.51 m).

$$h_{int} = \frac{1.83 - 0.51}{1}$$

$$h_{int} = 1.32 \text{ m}$$

De igual manera se deberá tener en cuenta para hallar la distancia perpendicular a la dirección del flujo de vehículos ( $L_2$ ) las siguientes condiciones:

Si  $h \leq h_{int}$ , entonces se utilizará la siguiente fórmula:

$$L_2 = t_w + LLDF(h) \quad (4.17)$$

Si  $h > h_{int}$ , entonces se utilizará la siguiente fórmula:

$$L_2 = \frac{[t_w + 1.83 + LLDF(h)]}{2} \quad (4.18)$$

Entonces al ser la altura de relleno (h) menor a  $h_{int}$ , se utiliza la expresión 4.15:

$$L_2 = 0.51 + 1.0(0.65)$$

$$L_2 = 1.16 \text{ m}$$

Ya habiendo calculado todos los parámetros que influyen sobre la carga viva, reemplazado se obtiene:

$$W_L = \frac{1.2 * 54500 * 1.2421}{0.9 * 1.16}$$

$$W_L = 77809.71 \text{ N/m}^2$$

#### b) Cálculo de deflexión

En el proceso de instalación de las tuberías se deberá verificar que las cargas del exterior no ocasionen una reducción del diámetro vertical de las mismas, de tal manera que no se superen deflexiones permisibles para este tipo de tuberías reforzadas con fibra de vidrio. En el control de post-instalación se debe asegurar la vida útil del tubo con una deflexión máxima a largo plazo del 5% o la indicada por el fabricante.

Para encontrar la deflexión de la que se habla se deberá emplear la siguiente expresión:

$$\frac{\Delta y}{D} = \frac{(D_L W_C + W_L) K_X}{149 P_S + 61000 M_S} \quad (4.19)$$

Dónde:

- $W_C$ : Carga vertical del relleno sobre la tubería, N/m<sup>2</sup>.
- $W_L$ : Carga dinámica sobre la tubería, N/m<sup>2</sup>.
- $M_S$ : Módulo confinado del suelo compuesto. Parámetro que está en función del tipo de suelo de cimentación, grado de compactación, profundidad de la tubería, rigidez del suelo nativo, en MPa.
- $P_S$ : Rigidez de la tubería, KPa. Correspondiente a la rigidez nominal (SN) dividida por 0,018645.
- $D_L$ : Factor de retardo de la deflexión (por lo general tomado como 1,25 oscilando entre 1,25 y 1,50).
- $K_X$ : Coeficiente de soporte del lecho (por lo general tomado como 0,1)

Para determinar el valor de la rigidez compuesta del suelo ( $M_s$ ), se deben determinar por separado los módulos del suelo natural  $M_{sn}$  y del material de relleno  $M_{sb}$  antes de combinarlos en función del ancho de la zanja. El cálculo de  $M_s$  se obtiene por medio de la siguiente fórmula:

$$M_s = S_c M_{sb} \quad (4.20)$$

Dónde:

- $S_c$ : Soporte del suelo (adimensional).
- $M_{sb}$ : Módulo confinado del material de relleno (MPa).
- $M_s$ : Rigidez compuesta del suelo (MPa).

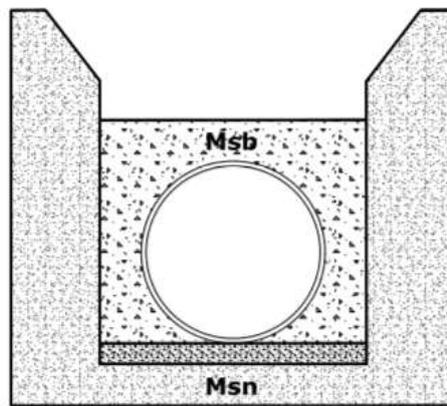


Figura 4. 13 Tipos de material ( $M_{sb}$  y  $M_{sn}$ ) que rodean la tubería.

Fuente: (Manual PAVCO)

#### i. Cálculo de la rigidez de la cimentación ( $M_{sb}$ )

Para encontrar la rigidez del suelo en la cimentación de la tubería, se debe identificar la clase de material de relleno que se empleará y el grado de compactación del mismo. Según el manual AWWA M-45 plantea cuatro tipos de suelo bien definidos, tal como se muestra en la Tabla 4. 15.

Tabla 4. 15 Clasificación de suelos de relleno.

Categoría de rigidez del suelo	Tipo de suelo
SC1	Piedra triturada
SC2	Suelos limpios de grano grueso
SC3	Suelos de grano grueso con finos
	Suelo arenoso o de grano fino con grava
SC4	Suelos de grano fino
SC5	Suelos orgánicos y de alta plasticidad

Fuente: (AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION, 2005)

Ya habiendo seleccionado el material que será empleado para la cimentación y el grado de compactación que se desea utilizar se debe hacer uso de la Tabla 4. 16 para calcular el valor  $M_{sb}$ .

Tabla 4. 16 Módulo de rigidez de la cimentación ( $M_{sb}$ )

Esfuerzo vertical a profundidad de la tubería	Profundidad del suelo con peso específico= 18.8 KN/m <sup>3</sup>	Categoría de rigidez 1 y 2 (SC1 y SC2)			
		SPD 100	SPD 95	SPD 90	SPD 85
kPa	m	MPa	MPa	MPa	MPa
6.9	0.4	16.2	13.8	8.8	3.2
34.5	1.8	23.8	17.9	10.3	3.6
69.0	3.7	29.0	20.7	11.2	3.9
138.0	7.3	37.9	23.8	12.4	4.5
276.0	14.6	51.7	29.3	14.5	5.7
414.0	22.0	64.1	34.5	17.2	6.9
Categoría de rigidez 3 (SC3)					
6.9	0.4		9.8	4.6	2.5
34.5	1.8		11.5	5.1	2.7
69.0	3.7		12.2	5.2	2.8
138.0	7.3		13.0	5.4	3.0
276.0	14.6		14.4	6.2	3.5
414.0	22.0		15.9	7.1	4.1
Categoría de rigidez 4 (SC4)					
6.9	0.4		3.7	1.8	0.9
34.5	1.8		4.3	2.2	1.2
69.0	3.7		4.8	2.5	1.4
138.0	7.3		5.1	2.7	1.6
276.0	14.6		5.6	3.2	2.0
414.0	22.0		6.2	3.6	2.4

Fuente: (AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION, 2005)

Para el presente caso la zona de análisis presenta un tipo de suelo arenoso, correspondiéndole una categoría de rigidez SC3 y estableciendo un grado de compactación del material de cimentación al 95%. También conocido el valor del esfuerzo vertical (12.935 KPa) que está directamente relacionado con la profundidad a la que se encuentra la tubería, se podrá encontrar el valor de  $M_{sb}$  interpolando en la Tabla 4. 16 resultando un valor de **10.172 MPa**.

## ii. Cálculo del factor de combinación de los suelos de cimentación y suelo nativo (Sc)

Para hallar el factor de combinación de suelos (Sc), se deben saber el diámetro de la tubería, ancho de zanja, módulo de rigidez de la cimentación (Msb) y la rigidez del suelo nativo (Msn).

Se parte con el análisis para la obtención de la rigidez del suelo nativo, esto a partir del número de golpes por pie (0.3 m) requeridos. Para esto ha sido de gran utilidad los ensayos de penetración standard realizados para el Proyecto Mapa de Peligros Piura – Apoyo INDECI en la calle La Arena Urb. El Chilcal perteneciente al sector del proyecto. Así como se muestra en el Anexo C.

Así mismo por medio de la Tabla 4. 17 se podrá obtener los valores del suelo nativo (Msn) dependiendo del número de golpes por pie.

Tabla 4. 17 Rigidez del suelo nativo en función a número de golpes

Golpes por pie (0.30 m)	Rigidez del suelo nativo (Msn) Mpa
0-1	0.3
1-2	1.4
2-4	4.8
4-8	10.3
8-15	20.7
15-30	34.5
30-50	69.0
> 50	138.0

Fuente: (AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION, 2005)

Entonces se tienen los siguientes resultados de la Tabla 4. 17 y en referencia a la instalación de la tubería de diámetro 0.60 m (perteneciente al Tramo 8-21), con la que se partió el presente ejemplo.

- Profundidad de excavación para instalación de tubería: 1.42 m
- N° de golpes (0.3 m) según tabla de INDECI: 4.
- Rigidez del suelo nativo (Msn): 10.3 MPa.

Se procede a calcular el factor de combinación de suelos, para esto antes se deberá encontrar dos relaciones (Msn/Msb y Bd/D), estando estas en función de coeficientes como el diámetro de tubería (D) y el ancho de zanja (Bd).

- Msn/Msb: 1.013.
- Bd/D: 
$$\frac{1.25(\text{diam. externo})+0.3}{\text{diámetro nominal}} = \frac{1.25(0.62)+0.3}{0.6} = 1.784.$$

Ya encontradas estas relaciones se ingresa a la Tabla 4. 18 para encontrar el factor de combinación:

Tabla 4. 18 Factor de combinación de los suelos de cimentación y suelo nativo **Sc**.

Msn/Msb	Bd/D							
	1.25	1.5	1.75	2	2.5	3	4	5
0.005	0.02	0.05	0.08	0.12	0.23	0.43	0.72	1.00
0.01	0.03	0.07	0.11	0.15	0.27	0.47	0.74	1.00
0.02	0.05	0.10	0.15	0.20	0.32	0.52	0.77	1.00
0.05	0.10	0.15	0.20	0.27	0.38	0.58	0.80	1.00
0.1	0.15	0.20	0.27	0.35	0.46	0.65	0.84	1.00
0.2	0.25	0.30	0.38	0.47	0.58	0.75	0.88	1.00
0.4	0.45	0.50	0.56	0.64	0.75	0.85	0.93	1.00
0.6	0.65	0.70	0.75	0.81	0.87	0.94	0.98	1.00
0.8	0.84	0.87	0.90	0.93	0.96	0.98	1.00	1.00
1	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
1.5	1.40	1.30	1.20	1.12	1.06	1.03	1.00	1.00
2	1.70	1.50	1.40	1.30	1.20	1.10	1.05	1.00
3	2.20	1.80	1.65	1.50	1.35	1.20	1.10	1.00
5	3.00	2.20	1.90	1.70	1.50	1.30	1.15	1.00

Fuente: (AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION, 2005).

Entonces el valor de  $Sc$  resulta la unidad (1.00), luego aplicado la expresión **4.20** ya se podrá encontrar la rigidez compuesta del suelo ( $M_s$ ), por tanto:

$$M_s = 1.0 * 10.172$$

$$M_s = 10.172 \text{ MPa}$$

Ya teniendo todos los factores por los cuales está influenciada la deflexión vertical de la que se habló en el inicio del análisis, se procede a calcularla:

$$\frac{\Delta y}{D} = \frac{(1.3 * 12935 + 77809.1) * 0.1}{149 * \left(\frac{2.5}{0.018645}\right) + 61000 * (10.172)}$$

$$\frac{\Delta y}{D} = 0.0148 = 1.48\%$$

El resultado obtenido de la deflexión está en función de una rigidez de tubería  $SN = 2500 \text{ N/m}^2$  (Pa). Así mismo la deflexión máxima de la tubería instalada no debe exceder el valor de deflexión a largo plazo admisible del 5%. Como se puede verificar el valor de deflexión encontrado está por debajo del valor máximo, por tanto podrán brindar el desempeño requerido.

De igual manera se analizarán los otros diámetros de las tuberías a utilizar en el proyecto, siendo esto mostrado en tabla de Anexo D.

#### 4.4 Estación de bombeo

Ya verificado el cumplimiento estructural de las tuberías ante cargas estáticas y dinámicas a las que estarán sometidas, se procederá a realizar la propuesta de diseño del tipo de estación de bombeo donde se han considerado el caudal de diseño, clase de bomba, función, vida útil y estética.

Para la presente investigación se ha definido utilizar un sistema de bombeo por medio de bombas de tornillo (tornillo de Arquímedes) en la zona de desemboque de aguas pluviales. Esto permitirá llevar las aguas lluvia desde la recogida final de la cuenca ciega El Chilcal hacia el dren César Vallejo.

En el estudio de una bomba tornillo, un factor predominante es su potencia que a la vez depende de numerosas variables, tales como:

- $D$ : Diámetro externo de la bomba tornillo.
- $d$ : Diámetro del núcleo.
- $\alpha$ : Ángulo que forma el eje de la bomba con la horizontal.
- $P_n$ : Punto de llenado, el tornillo trabaja a su máxima capacidad.
- $P_c$ : Punto de contacto, la capacidad del tornillo se reduce a cero. Para niveles de agua entre  $P_c/P_n$  la capacidad de la bomba tornillo se adapta por si misma al suministro del efluente.
- $P_v$ : Punto de rebose, en el cual la artesa que sirve de lecho del tornillo se comunica con el canal receptor.
- $P_r$ : Punto de remanso. Es el máximo punto al que se eleva el agua con el mayor rendimiento.
- $H$ : Altura de elevación.

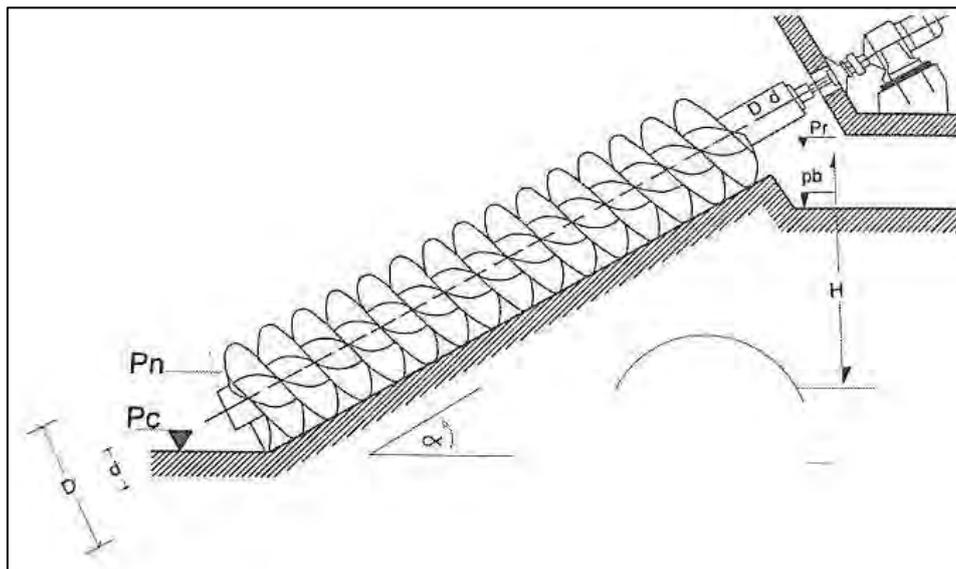


Figura 4. 14 Corte bomba de tornillo.

Fuente: (Pérez, 2015)

Según lo mostrado en la Tabla 4. 10, donde se aprecia el diseño de tuberías de acuerdo a su capacidad hidráulica, siendo el valor de caudal final (dependiente de áreas tributarias acumuladas) de 2,95 m<sup>3</sup>/s.

Ya con este dato se puede partir con el análisis para definir la cantidad de bombas tornillo de Arquímedes a utilizar. Para el presente estudio se propone una solución a partir de tres (03) bombas, es decir  $3 * 982 = 2946 \text{ L/s}$ .

Según tabla de Anexo A.1 se parte de un caudal aproximado al que estará expuesta cada bomba igual a 1000 L/s y un ángulo de operación de 30° entonces se tendrá una altura máxima de 6.06 m.

Luego por medio de la tabla A.2 de Anexos se tiene que para un caudal de 1000 L/s y un ángulo de inclinación de 30° el diámetro de cada bomba debe ser de 2m y una velocidad de giro de 33 r.p.m.

Finalmente con una altura aproximada de 6m y un caudal de 1194.41 definido en la tabla de Anexo A.3, se deberá contar con una potencia de 147.51 Hp o 110 KW.

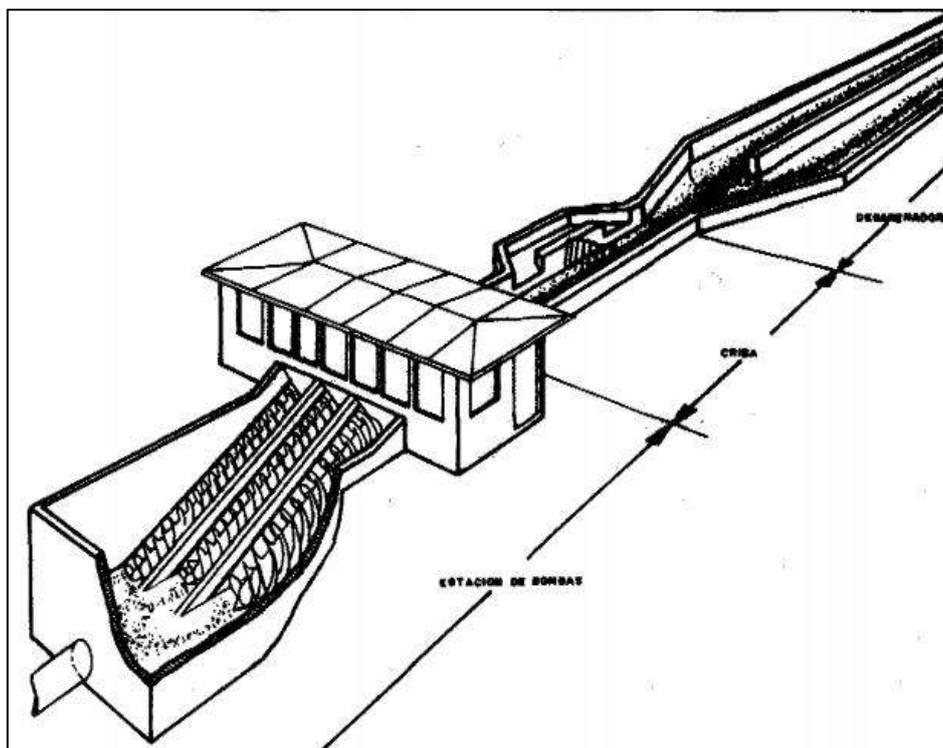


Figura 4. 15 Estación de bombeo de aguas lluvia a través de bomba tornillo de Arquímedes.

**Fuente:** Bombas y estación de bombeo, 1993.



## **CAPITULO 5**

### **EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL**

#### **5.1 Objetivo principal**

El objetivo principal de la declaración de impacto ambiental es identificar, predecir, interpretar y comunicar los efectos ambientales tanto positivos como negativos; para prevenir a través de medidas de control y seguimiento, el deterioro del medio ambiente en las fase de diseño, construcción y operación del proyecto bajo el concepto de desarrollo sostenible (Soriano, Ruiz, & Ruiz, 2015).

#### **5.2 Alcances**

El proyecto establece la implementación de los siguientes alcances:

- Alcantarilla de poliéster reforzado con fibra de vidrio con diámetro de 0.60 m y 98.78 m de longitud, ubicada en Jr. La Arena.
- Alcantarilla de poliéster reforzado con fibra de vidrio con diámetro de 1.0 m y 362.43 m de longitud, ubicada en Jr. La Arena.
- Alcantarilla de poliéster reforzado con fibra de vidrio con diámetro de 1.5 m y de 337.58 m de longitud, ubicada en Jr. Tangarará, Jr. Villar, calle 11 y Av. Grau.
- Estación de bombeo conformada por 3 bombas tornillo de Arquímedes y caseta de bombeo, ubicada en Av. Grau.

#### **5.3 Área de influencia directa e indirecta**

##### **5.3.1 Área de influencia directa**

Se ha establecido como área de influencia directa, aquella zona correspondiente a los componentes del ambiente afectados directamente por la construcción de las estructuras hidráulicas mencionadas en el apartado anterior, con una extensión de 800 m aproximadamente y la zona de disposición de caseta de bombeo.

### 5.3.2 Área de influencia indirecta

El área de influencia indirecta depende de los impactos indirectos del proyecto, y comprende una superficie geográfica más extensa, cuyas características físicas, biológicas serán indirectamente impactadas por el proyecto siendo el área de influencia indirecta durante las etapas de diseño, construcción, operación y mantenimiento: carreteras y caminos de accesos principales y secundarios. Así mismo áreas comprendidas dentro de un ancho donde se expandirán las actividades a ejecutar. (Soriano, Ruiz, & Ruiz, 2015)

### 5.4 Identificación y evaluación de los impactos

La identificación de impactos permitirá determinar qué actividades del proyecto tienen potencial de producir alteraciones en los elementos ambientales de su área de influencia, así como se aprecia en la tabla 5.1. (Soriano, Ruiz, & Ruiz, 2015)

Tabla 5. 1 Impactos ambientales identificados

Medio	Componente ambiental	Impacto ambiental
Físico	Calidad de aire	Alteración de la calidad de aire.
	Ruido	Alteración de los niveles de ruido.
	Geomorfología	Generación de procesos de erosión. Generación de taludes inestables.
	Suelos	Afectación de la calidad edafológica de los suelos.
Biológico	Flora	Disminución de la capa vegetal.
	Fauna	Desplazamiento temporal de la vida animal.
Socioeconómico y cultural	Aspectos sociales	Afectación de acceso a viviendas por la construcción de estructuras hidráulicas.
		Posibles conflictos con la población local

Tabla 5. 1 Impactos ambientales identificados (continuación)

Medio	Componente ambiental	Impacto ambiental
Socioeconómico y cultural	Aspectos sociales	Posible afectación de la salud, tranquilidad e integridad física de los pobladores.
		Restitución de servicios

Fuente: Elaboración propia.

### 5.5 Metodología de identificación de impactos

El proceso de identificación de los impactos ambientales, se logra mediante el análisis de las interacciones resultantes entre los componentes del proyecto (aspectos ambientales) y los diversos componentes ambientales de su medio circundante. Para el presente estudio, se ha considerado como metodología de identificación de impactos; mediante el análisis causa - efecto. Para la realización de la identificación, se siguió el siguiente procedimiento (Soriano, Ruiz, & Ruiz, 2015):

- Identificación de las actividades que comprenderá la implementación del Proyecto.
- Identificación de los distintos componentes ambientales susceptibles de ser impactados, para esto se toma en cuenta la información colectada durante los estudios de línea base para los diferentes componentes físicos, biológicos, socio-económicos y culturales del área de influencia del proyecto.
- Identificación de los aspectos ambientales, constituidos por aquellas actividades del proyecto factibles de producir algún tipo interacción (negativa o positiva) sobre los diferentes componentes ambientales.

### 5.6 Evaluación de los impactos ambientales

Los atributos definidos para la calificación de los impactos potenciales fueron los siguientes (Calle & Pulga, 2010):

- Naturaleza del impacto, corresponde al beneficio (+) o perjuicio (-) que proporcionan los elementos influyentes dentro de la realización del proyecto.
- Intensidad (IN): Va depender de que la destrucción del ambiente de proyecto sea total, alta, media o baja. Categorizada entre valores según su afectación entre valores de 1 y 12.
- Extensión geográfica (EX): Este factor está en función del lugar donde se desarrollará las actividades del proyecto, puede ser puntual, o a un sector mayor donde el impacto es extremo. Se valora de 1(efecto puntual) a 8 (se expande entorno de la actividad).

- Momento (MO): De acuerdo al tiempo en que se manifiesta los efectos después de realizada la acción. Para lo que se clasifican de la siguiente forma:
  - a) Momento inmediato.- Se da al instante de realizada la acción, valorada con el número 4.
  - b) Corto plazo.- De duración menor a 1 año, se le valora con el número 3.
  - c) Mediano plazo.- El intervalo de duración es de 1 a 5 años. Su valoración es con el número 2.
  - d) Largo plazo.- Su duración se extiende superando los 5 años. Se valora con el número 1.
  
- Persistencia (PE): Es el tiempo en que se mantiene el efecto hasta que se recuperen las condiciones iniciales y se clasifica en 3 tipos:
  - a) Efecto fugaz.- Su duración es menor a 1 año y su valoración es con el número 1.
  - b) Efecto temporal.- Su duración está entre 1 y 10 años, con una valoración a través del número 2.
  - c) Efecto pertinaz.- Su duración es mayor a 10 años y su valoración es con el número 3.
  
- Reversibilidad (RV): Según la facilidad que exista para reparar por medios naturales. Se distinguen 3 tipos:
  - a) Corto plazo.- Se valora a partir del número 1.
  - b) Mediano plazo.- Se valora a partir del número 2.
  - c) Largo plazo.- Se valora a partir del número 3.
  
- Recuperabilidad (MC): Es la capacidad de recuperación a través de intervención externa. Se clasifica en 3 tipos:
  - a) Corto plazo.- Se valora a partir del número 1.
  - b) Mediano plazo.- Se valora a partir del número 2.
  - c) Largo plazo.- Se valora a partir del número 3.
  
- Sinergia (SI): Se da cuando el efecto de 2 acciones diferentes y simultáneas es mayor el efecto que causan su suma independiente. Se distinguen 3 tipos:
  - a) No es sinérgica.- Se valora a partir del número 1.
  - b) Sinergia moderada.- Se valora a partir del número 2.

- c) Sinergia alta.- Se valora a partir del número 3.
- Acumulación (AC): Incremento progresivo del efecto al prolongarse la acción que lo produce. Su valoración va entre 1 y 4, dependiendo del efecto acumulativo.
  - Efecto (EF): Esta en relación con la causa y efecto que se produce entre las acciones de la obra y los factores implicados. Para el caso de un efecto directo se valora con el número 1 y si se ocasiona un efecto indirecto se valora con el número 4.
  - Periodicidad (PR): Manifestación de la regularidad con la que se repite un efecto en el tiempo. Su valoración se define de la siguiente forma:
    - a) Efecto irregular.- se valora con 1.
    - b) Efecto periódico.- se valora con 2.
    - c) Efecto continuo.- se valora con 3.

Ya al mencionar los factores que se involucran para calificar de manera independiente el impacto ambiental causado por las actividades del proyecto, estos se agrupan para definir la importancia del impacto a través de una ponderación así como se muestra en la siguiente expresión:

$$I = \pm(3IN + 2EX + MO + PE + RV + SI + AC + EF + PR + MC) \quad (5.1)$$

Cada impacto podrá clasificarse de acuerdo a su importancia así como se indica en la Tabla 5. 2:

Tabla 5. 2 Clasificación de la importancia de un impacto

<b>Categoría</b>	<b>Valor</b>
Irrelevante	$0 \leq I < 25$
Moderado	$25 \leq I < 50$
Severo	$50 \leq I < 75$
Crítico	$I \geq 75$

Fuente: (Soriano, Ruiz, & Ruiz, 2015)

### 5.7 Análisis de la matriz de calificación de impactos

La aplicación de la matriz de impactos (Tabla de Anexos E) según la metodología aplicada nos permite mencionar que el proyecto tendrá un efecto negativo sobre el medio ambiente de carácter bajo o leve debido a que se colocará las tuberías en áreas urbanas. Entre los principales impactos negativos mencionamos: el movimiento de

tierras y las incomodidades de los propietarios de los predios de la zona. Dentro de los impactos positivos es la reducción de enfermedades durante fenómenos lluviosos durante la operación del sistema y la demanda de empleos durante la etapa de construcción, que permitirá impulsar el desarrollo de la zona.

En conclusión el proyecto presenta índices claros de viabilidad ambiental que sobrepasa los efectos negativos de la etapa de construcción.

## **5.8 Medidas de prevención, mitigación y/o corrección de impactos**

### **5.8.1 Plan de manejo ambiental**

Los objetivos del presente plan de manejo ambiental están focalizados en prevenir, verificar, atenuar y neutralizar los probables impactos ambientales, siendo los siguientes (Calle & Pulga, 2010):

- Evaluar y registrar detalladamente los cambios que puedan producir las diferentes actividades del proyecto en su área de influencia, durante las etapas de construcción y operación, mantenimiento y reparación.
- Evaluar la validez de las medidas mitigadoras propuestas.
- Detectar impactos no previstos, en el desarrollo de las actividades del proyecto, a fin de proponer las medidas mitigadoras adecuadas.
- Brindar información que permita conocer mejor las repercusiones ambientales del proyecto en zonas con características similares al área de influencia del proyecto.

### **5.8.2 Programa de control y/o mitigación**

Para la prevención, corrección de los impactos identificados, que resultarán como consecuencia de la implementación del presente proyecto, se deberá establecer tres tipos de medidas (Calle & Pulga, 2010):

- Medidas preventivas, las que evitarán la aparición de los efectos.
- Medidas correctivas de impactos recuperables, dirigidas a anular o atenuar o corregir las acciones.
- Medidas compensatorias de impactos irrecuperables.

### **5.8.3 Programa de monitoreo**

El objetivo del programa de monitoreo está focalizado en prevenir, controlar, atenuar y compensar los impactos ambientales identificados en este estudio que podrían ser ocasionadas por las tareas que se desarrollan durante la construcción, operación y mantenimiento. El monitoreo planteado será aplicado en la etapa de

construcción y operación, así como en el supuesto caso de que el proyecto sea renovado.

El compromiso de monitoreo ambiental durante la operación del proyecto, sector El Chilcal, provincia de Piura, departamento de Piura, se efectuará el seguimiento visual e instrumental para que el desempeño sea confiable y oportuno en cumplimiento de las exigencias para lo que ha sido diseñado.

#### **5.8.4 Plan de contingencia**

Este plan de contingencia esquematiza los planes de acción que deben ser implementados si ocurrieran contingencias que no puedan ser controladas con simples medidas de mitigación. Por otro lado este plan se elabora para contrarrestar los efectos que se puedan producir por la ocurrencia de eventos asociados a fenómenos de orden natural y a emergencias generadas por alguna falla de las instalaciones de seguridad o error involuntario en la operación y mantenimiento de equipos e infraestructura (Calle & Pulga, 2010).

#### **5.8.5 Plan de relaciones comunitarias**

El plan de relaciones comunitarias, tiene la finalidad de regular la relación entre la población y los ejecutores del proyecto, además de gestionar los impactos ambientales y sociales del proyecto que podría afectar a la población en su área de influencia, de tal manera que los impactos sean reducidos o compensados. Tomando en cuenta las características técnicas y ambientales del proyecto, la política de responsabilidad social corporativa, y las características socioeconómicas y culturales de la población del área de influencia del proyecto, inserta en un medio urbano (Calle & Pulga, 2010), el plan de relaciones comunitarias contendrá los siguientes aspectos particulares del caso:

- Manejo de impactos sociales.
- Comunicación
- Capacitación
- Adquisiciones y empleo.

#### **5.9 Plan de abandono**

El plan de abandono y restauración, debe otorgar importancia a la mitigación de los impactos ambientales que causa el abandono cuando no se toman las previsiones del cierre de las operaciones. Un plan de cierre contempla una restauración ecológica, morfológica y biológica de los recursos naturales afectados, tratando de devolverle la forma que tenía la zona antes de empezar actividades del proyecto, en todo caso mejorarla; una vez concluida la vida útil del proyecto (Calle & Pulga, 2010).



## **CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

La cuenca El Chilcal al solo contar con alcantarillado sanitario, no le permite poseer la capacidad de evacuación pluvial necesaria durante un evento de precipitación. Demostrado esto mediante el cálculo de flujos de escorrentía a través del método racional mostrados en el anexo B del contenido de la presente tesis.

El sistema planteado cumple con las exigencias que impone el sector en análisis, es decir lograr evacuar los aproximadamente 3 m<sup>3</sup>/s de caudal, producidos por aguas de precipitación, captadas por estructuras hidráulicas que han sido dispuestas estratégicamente.

El diseño empleado permitirá que el agua de lluvia que ingrese a la Urb. El Chilcal, zona más baja de la cuenca del mismo nombre, no produzca inundación, esto se ha comprobado al realizarse el análisis de escorrentía interna después de su captación por medio de rejillas, presentando el sector más crítico una altura del flujo de agua que transita por las calles de 20 cm, elevación que permitirá conservar las condiciones adecuadas de tránsito vehicular y peatonal.

Los conductos de sección transversal circular utilizados han sido definidos debido a sus características de forma, para asegurar una velocidad de flujo adecuada, de tal manera que se permita un correcto arrastre partículas en suspensión, evitando su sedimentación aún ante caudales menores, es decir para los casos en donde las precipitaciones no sean de la intensidad de fenómenos El Niño.

Asimismo las bombas tornillo de Arquímedes que se plantea utilizar, permitirán extraer diversos caudales debido a su operación gradual en función al nivel del agua alcanzado en el pozo de electrodos. Abriendo y cerrando automáticamente los circuitos que controlan los motores de cada bomba.

Así como se muestra en el análisis de impacto ambiental existe un beneficio para los habitantes de la zona, siendo este estar exentos de todo tipo de enfermedades por transmisión de mosquitos originadas debido a la acumulación de agua de lluvia y por la descomposición de materia orgánica que se encuentra presente en estas mismas.



## **RECOMENDACIONES**

La planificación de la ciudad de Piura es un factor trascendental en el manejo pertinente de su drenaje. Para ello se recomienda controlar el aumento de asentamientos informales mediante un plan de manejo urbano ordenado.

De parte de las municipalidades se recomienda por medio de un reasentamiento poblacional, reubicar aquellas viviendas que se encuentran en zonas de riesgo de inundación y que la implementación de medidas de mitigación resultasen ser más costosas y complejas. De tal manera que se resguarde la integridad de sus ocupantes ante fenómenos naturales que les ponen en peligro.

La concientización de la población es un principio fundamental para mejorar la gestión de residuos sólidos. Se recomienda implementar estas medidas a través de campañas y charlas a la comunidad, donde se les imparta el sentido de pertenencia de las estructuras hidráulicas de la ciudad. De esta manera se mantendrá operativos los drenes de la ciudad.

De igual manera el mantenimiento de dichas estructuras se deberá realizar periódicamente para garantizar su funcionalidad y seguridad ante eventos de periodos lluviosos extraordinarios, que es donde deben trabajar a su máxima capacidad.



## Bibliografía

- AMERICAN WATER WORKS ASSOCIATION. (2005). *Fiberglass Pipe Design*. Denver: Science and Technology.
- Campos, D. (1992). *Procesos del Ciclo Hidrológico*. San Luis Potosí: Universitaria Potosina.
- Castilla, A., & Galvis, G. (1993). *Bombas y Estaciones de Bombeo*. Medellín: Ultragraf Editores.
- Chow, V. T. (2000). *Hidrología Aplicada*. Colombia: NOMOS S.A.
- Diario Correo. (2015). *Inundación de Urbanización El Chilcal desnuda falta de prevención*. Piura: Grupo EPENSA.
- Gómez, M., & Russo, B. (2010). *Eficiencia hidráulica de rejillas transversales continuas*. Zaragoza: Escuela Universitaria, Escuela Universitaria Politécnica de La Almunia.
- INDECI-OEA. (2009). *Histograma de precipitación diaria en Estación Miraflores*. Piura: Equipo técnico consultor INDECI-OEA.
- Instituto Nacional de Defensa Civil. (2009). *Estudio mapa de peligros de la ciudad de Piura*. Piura.
- Mallqui, J. (1999). *Plan de Prevención y Mitigación de desastres naturales en la ciudad de Ica*. Ica.
- Manual PAVCO. (s.f.). *Poliéster reforzado con fibra de vidrio*. Colombia.
- Ministerio de Transportes y Comunicaciones. (2008). *Manuel para el Diseño de Carreteras Pavimentadas de bajo volumen de tránsito*. Lima: Dirección General de Caminos y Ferrocarriles.
- Morales, H. (2006). *Ingeniería Vial I*. Santo Domingo: Búho.
- Pérez, R. (2015). *Diseño y Construcción de Alcantarillados Sanitario Pluvial y Drenaje de Carreteras*. Bogotá: Andrea del Pilar Sierra.
- Ministerio de vivienda, construcción y saneamiento. (2006). *Drenaje Pluvial Urbano*. Lima: El Peruano.
- SIAPA. (2014). *Criterios y lineamientos técnicos para factibilidades en la A.M.G. México*.
- Rodríguez, A. (2014). *Puentes con AASHTO-LRFD*. Lima: Biblioteca Nacional del Perú.
- Sanchez, J. (2016). *Hidrología Superficial*. Salamanca: Universidad de Salamanca.
- Soil Conservation Service. (1972). *Hydrologic Soil-Cover*. Tucson: Natural Resources Conservation Service.
- Soriano, L., Ruiz, M., & Ruiz, E. (2015). *Criterios de evaluación de impacto ambiental*. Lima: Universidad Nacional Mayor de San Marcos.
- Spaans Babcock. (2018). *Bombas de Tornillos*. Balk: Suite Seven.
- Villón, M. (2004). *Hidrología*. Costa Rica: Tecnología de Costa Rica.
- Woodman, R. (1998). *El fenómeno El Niño y el Clima en el Perú*. Piura: Instituto Geofísico del Perú.
- Farías, M., & Ruiz Tesén, M. (2018). Determinación de ecuación Intensidad-Duración-Frecuencia en presencia de ENSO y Niño Costero.Caso: ciudad de Piura. Latin American and Caribbean Consortium of Engineering Institutions.



## **ANEXOS**



## **ANEXO A**

**Tablas de relación entre caudal de bombas tornillo, altura, ángulo de inclinación, diámetro y potencia.**



Caudal de las bombas de tornillo y altura de acuerdo al ángulo de inclinación

Caudal		Altura máxima en m.		
m <sup>3</sup> /h	l/s	30°	35°	38°
60	17	4.50	5.20	6.00
80	22	4.50	5.20	6.00
100	28	4.50	5.20	6.00
120	33	4.50	5.20	6.00
140	39	4.50	5.20	6.00
160	44	4.50	5.20	6.05
180	50	4.50	5.20	6.10
200	56	4.50	5.26	6.20
220	61	4.50	5.33	6.30
240	67	4.50	5.40	6.40
260	72	4.53	5.43	6.45
280	78	4.56	5.46	6.50
300	83	4.60	5.50	6.55
320	89	4.63	5.53	6.60
340	94	4.66	5.56	6.65
360	100	4.70	5.60	6.70
380	106	4.72	5.63	6.74
400	111	4.75	5.66	6.78
420	117	4.77	5.70	6.82
440	122	4.80	5.73	6.86
460	128	4.82	5.76	6.90
480	133	4.85	5.80	6.95
500	139	4.87	5.83	6.99
520	144	4.90	5.86	7.03
540	150	4.92	5.90	7.07
560	156	4.95	5.93	7.11
580	161	4.97	5.96	7.15
600	167	5.00	6.00	7.20
620	172	5.04	6.04	7.29
640	178	5.08	6.08	7.38
660	183	5.12	6.12	7.46
680	189	5.16	6.16	7.53
700	194	5.20	6.20	7.60
720	200	5.24	6.24	7.65
740	206	5.28	6.28	7.70
760	211	5.32	6.32	7.74
780	217	5.36	6.36	7.77
800	222	5.40	6.40	7.80

A. 1 Caudal de las bombas de tornillo y altura de acuerdo al ángulo de inclinación

Caudal de las bombas de tornillo y altura de acuerdo al ángulo de inclinación (continuación)

Caudal		Altura máxima en m.		
m <sup>3</sup> /h	l/s	30°	35°	38°
820	228	5.44	6.47	7.89
840	233	5.48	6.53	7.98
860	239	5.52	6.59	8.06
880	244	5.56	6.65	8.13
900	250	5.60	6.70	8.20
920	256	5.63	6.74	8.25
940	261	5.66	6.77	8.30
960	267	5.69	6.80	8.34
980	272	5.72	6.83	8.37
1000	278	5.75	6.85	8.40
1100	306	5.76	6.86	8.42
1200	333	5.78	6.88	8.44
1300	361	5.79	6.90	8.46
1400	389	5.81	6.91	8.48
1500	417	5.83	6.93	8.50
1600	444	5.84	6.94	8.52
1700	472	5.85	6.96	8.54
1800	500	5.87	6.97	8.56
1900	528	5.88	6.98	8.58
2000	556	5.90	7.00	8.60
2100	583	5.91	7.01	8.61
2200	611	5.92	7.02	8.63
2300	639	5.93	7.03	8.65
2400	667	5.95	7.04	8.66
2500	694	5.96	7.05	8.68
2600	722	5.97	7.07	8.70
2700	750	5.98	7.08	8.71
2800	778	5.99	7.09	8.73
2900	806	6.00	7.10	8.74
3000	833	6.01	7.11	8.76
3100	861	6.02	7.12	8.77
3200	889	6.03	7.12	8.78
3300	917	6.04	7.13	8.80
3400	944	6.05	7.14	8.81
3500	972	6.06	7.15	8.83
3600	1000	6.06	7.16	8.84
3700	1028	6.07	7.17	8.85
3800	1056	6.08	7.18	8.87

A. 1 Caudal de las bombas de tornillo y altura de acuerdo al ángulo de inclinación

Caudal de las bombas de tornillo y altura de acuerdo al ángulo de inclinación (continuación)

Caudal		Altura máxima en m.		
m <sup>3</sup> /h	l/s	30°	35°	38°
3900	1083	6.09	7.19	8.88
4000	1111	6.10	7.20	8.90
4100	1139	6.10	7.20	8.91
4200	1167	6.11	7.21	8.92
4300	1194	6.12	7.22	8.94
4400	1222	6.12	7.23	8.95
4500	1250	6.13	7.24	8.96
4600	1278	6.13	7.25	8.98
4700	1306	6.14	7.26	8.99
4800	1333	6.15	7.27	9.01
4900	1361	6.15	7.28	9.02
5000	1389	6.16	7.29	9.04
5100	1417	6.16	7.30	9.05
5200	1444	6.16	7.31	9.07
5300	1472	6.17	7.32	9.08
5400	1500	6.17	7.33	9.10
5500	1528	6.18	7.34	9.11
5600	1556	6.18	7.35	9.13
5700	1583	6.19	7.36	9.14
5800	1611	6.19	7.37	9.16
5900	1639	6.19	7.38	9.18
6000	1667	6.20	7.40	9.20

A. 1 Caudal de las bombas de tornillo y altura de acuerdo al ángulo de inclinación

Relaciones de capacidad - diámetro - ángulo de operación y velocidad

CAUDAL							
Φ/m	38°		35°		30°		V (r.p.m)
	m3/h	l/s	m3/h	l/s	m3/h	l/s	
0.52	117	32	142	39	175	49	100
0.54	128	36	153	43	192	53	97
0.56	140	39	166	46	207	58	94
0.58	153	42	178	50	222	62	91
0.60	167	46	192	53	237	66	88
0.62	181	50	206	57	251	70	86
0.64	196	54	221	61	257	71	83
0.66	211	59	236	66	280	78	81
0.68	227	63	252	70	296	82	79
0.70	243	68	269	75	312	87	77
0.72	260	72	286	80	329	91	76
0.74	276	77	304	85	347	96	74
0.76	293	81	323	90	367	102	73
0.78	309	86	343	95	388	108	71
0.80	325	90	362	101	412	114	70
0.82	341	95	383	106	438	122	69
0.84	356	99	404	112	466	129	68
0.86	372	103	427	118	497	138	66
0.88	386	107	449	125	531	148	65
0.90	400	111	473	131	569	158	64
0.92	413	115	497	138	609	169	63
0.94	426	118	521	145	654	182	62
0.96	437	121	547	152	702	195	61
0.98	448	124	573	159	755	210	59
1.00	457	127	600	167	812	226	58
1.02	513	143	635	176	820	228	57
1.04	565	157	668	186	832	231	56
1.06	612	170	701	195	849	236	55
1.08	654	182	734	204	868	241	54
1.10	693	192	766	213	891	248	53
1.12	728	202	797	221	917	255	52
1.14	760	211	828	230	947	263	51
1.16	789	219	859	239	979	272	50
1.18	815	227	889	247	1013	281	49
1.20	840	233	920	256	1050	292	48
1.22	863	240	951	264	1089	302	47
1.24	884	246	982	273	1130	314	46

A. 2 Relaciones de capacidad - diámetro - ángulo de operación y velocidad

Relaciones de capacidad - diámetro - ángulo de operación y velocidad (continuación)

CAUDAL							
Φ/m	38°		35°		30°		V (r.p.m)
	m3/h	l/s	m3/h	l/s	m3/h	l/s	
1.26	905	251	1013	281	1172	326	45
1.28	924	257	1045	290	1216	338	44
1.30	944	262	1077	299	1262	350	43
1.32	964	268	1110	308	1308	363	42
1.34	984	273	1143	318	1355	376	41
1.36	1004	279	1178	327	1403	390	40
1.38	1026	285	1213	337	1451	403	40
1.40	1050	292	1250	347	1500	417	39
1.42	1075	299	1288	358	1549	430	38
1.44	1103	306	1327	369	1597	444	38
1.46	1134	315	1367	380	1645	457	38
1.48	1167	324	1409	392	1692	470	38
1.50	1204	334	1453	404	1738	483	38
1.52	1244	346	1499	416	1784	495	38
1.54	1288	358	1546	429	1828	508	37
1.56	1337	371	1595	443	1870	519	37
1.58	1391	386	1646	457	1911	531	37
1.60	1450	403	1700	472	1950	542	37
1.62	1483	412	1736	482	2018	561	37
1.64	1518	422	1776	493	2088	580	37
1.66	1554	432	1819	505	2159	600	36
1.68	1592	442	1864	518	2232	620	36
1.70	1631	453	1913	531	2306	641	36
1.72	1672	464	1964	546	2382	662	36
1.74	1714	476	2018	561	2459	683	36
1.76	1758	488	2076	577	2538	705	35
1.78	1803	501	2136	593	2618	727	35
1.80	1850	514	2200	611	2700	750	35
1.82	1898	527	2266	630	2783	773	35
1.84	1948	541	2336	649	2868	797	35
1.86	1999	555	2409	669	2954	821	34
1.88	2052	570	2484	690	3042	845	34
1.90	2106	585	2563	712	3131	870	34
1.92	2162	601	2644	734	3222	895	34
1.94	2219	616	2729	758	3314	921	34
1.96	2278	633	2816	782	3408	947	33
1.98	2338	650	2906	807	3503	973	33
2.00	2400	667	3000	833	3600	1000	33
2.02	2470	686	3062	851	3706	1030	33
2.04	2540	706	3128	869	3816	1060	33

A. 2 Relaciones de capacidad - diámetro - ángulo de operación y velocidad

Relaciones de capacidad - diámetro - ángulo de operación y velocidad (continuación)

CAUDAL							
Φ/m	38°		35°		30°		V (r.p.m)
	m3/h	l/s	m3/h	l/s	m3/h	l/s	
2.06	2610	725	3198	888	3929	1091	32
2.08	2680	744	3272	909	4044	1123	32
2.10	2750	764	3350	931	4163	1156	32
2.12	2820	783	3432	953	4284	1190	32
2.14	2890	803	3518	977	4408	1225	32
2.16	2960	822	3608	1002	4536	1260	31
2.18	3030	842	3702	1028	4667	1296	31
2.20	3100	861	3800	1056	4800	1333	31
2.22	3170	881	3902	1084	4937	1371	31
2.24	3240	900	4008	1113	5076	1410	31
2.26	3310	919	4118	1144	5218	1450	31
2.28	3380	939	4232	1176	5364	1490	30
2.30	3450	958	4350	1208	5523	1531	30
2.32	3520	978	4472	1242	5664	1573	30
2.34	3590	997	4598	1277	5819	1616	30
2.36	3660	1017	4728	1313	5976	1660	30
2.38	3730	1036	4862	1351	6136	1705	30
2.40	3800	1056	5000	1389	6300	1750	30

A. 2 Relaciones de capacidad - diámetro - ángulo de operación y velocidad

Valores de potencias típicas en kw en relación a la capacidad y altura

POTENCIA		ALTURA		ALTURA		ALTURA		ALTURA		ALTURA		ALTURA	
		3.0 m		4.0 m		5.0 m		6.0 m		7.0 m		8.0 m	
KW	HP	m3/h	l/s										
1.10	1.47	50	13.89										
1.50	2.00	90	25.00	60	16.66								
2.20	2.95	150	41.66	100	27.77	75	20.83						
3.00	4.00	200	55.55	140	38.88	100	27.77						
4.00	5.36	270	75.00	200	55.55	140	38.88						
5.50	7.37	400	111.10	280	77.77	210	58.33	175	48.60				
7.50	10.00	580	161.10	440	122.21	325	90.27	250	69.44	200	55.55		
110.00	14.75	770	213.88	600	166.66	475	131.94	375	104.16	310	86.10	280	77.77
150.00	20.00	1100	305.54	850	236.10	700	194.43	575	159.71	480	133.32	450	124.99
18.50	524.80	1400	388.87	990	274.99	810	224.99	675	187.49	575	159.71	500	138.88
220.00	29.50	1700	472.20	1300	361.10	950	363.88	800	222.21	710	197.21	650	180.55
300.00	40.00	2300	638.87	1800	499.98	1400	388.87	1100	305.54	940	261.10	880	244.43
370.00	49.61	2750	763.86	2300	638.87	1700	472.20	1400	388.87	1200	333.32	1100	305.54
450.00	60.34	3300	916.64	2600	722.20	2000	555.54	1700	472.20	1500	416.65	1400	388.87
550.00	73.75	4000	1111.08	3100	861.08	2500	694.42	2100	583.31	1800	499.98	1700	472.20
750.00	100.57	5400	1499.95	4300	1194.41	3400	944.41	2850	791.64	2450	680.53	2250	624.98
900.00	120.69			5200	1444.40	4300	1194.41	3500	972.19	3000	833.31	2600	722.20
110.00	147.51					5250	1444.40	4300	1194.41	3650	1013.86	3100	861.08
1320.00	177.00							5250	1458.29	4600	1277.74	4000	1111.08
1600.00	214.56									5600	1555.51	5000	1388.85

A. 3 Valores de potencias típicas en kw en relación a la capacidad y altura



## **ANEXO B**

**Resultados de coeficiente de escorrentía (C) y caudales de subcuencas (Q) de  
cuenca urbana El Chilcal.**



COEFICIENTE DE ESCORRENTIA								
TRAMO	AREA (has)						A. total (has)	C prom.
	Superficies de techo	Pavimentos de asfalto	Pavimentos de concreto	Pavimentos de adoquines	Césped, suelo arenoso promedio ( 2-7%) (bermas y terrenos sin cobertura de techos)	Veredas		
<b>C</b>	<b>0.85</b>	<b>0.8</b>	<b>0.95</b>	<b>0.8</b>	<b>0.15</b>	<b>0.8</b>		
1(1-2)	0.173	0.070			0.036	0.028	0.31	0.75
2(2-A)	0.096	0.033		0.010	0.019	0.015	0.17	0.76
13(A-9)	0.059			0.034		0.007	0.10	0.83
3(1-3)	0.114	0.062				0.016	0.19	0.83
4(3-4)	0.089			0.056	0.016	0.012	0.17	0.77
5(4-5)	0.086			0.020	0.014	0.010	0.13	0.76
6(4-6)	0.127			0.012		0.011	0.15	0.84
8(6-7)	0.206			0.026		0.026	0.26	0.84
9(2-7)	0.037				0.011	0.009	0.06	0.71
11(7-9)	0.206			0.027		0.019	0.25	0.84
10(5-8)	0.185				0.234		0.42	0.46
14(9-8)	0.058			0.027		0.008	0.09	0.83
15(10-11)	0.107	0.038			0.019	0.015	0.18	0.76
16(11-12)	0.211	0.102			0.008	0.031	0.35	0.82
20 (12-16)	0.236	0.068			0.098	0.039	0.44	0.68
35 (16-23)	0.095	0.104			0.102	0.034	0.34	0.62
36 (23-24)	0.096	0.089			0.095	0.035	0.31	0.62
17 (10-13)	0.313	0.152				0.037	0.50	0.83
18 (13-14)	0.118	0.060				0.015	0.19	0.83
19 (12-14)	0.213				0.032	0.022	0.27	0.76
21 (14-15)	0.165	0.092				0.022	0.28	0.83
22 (15-18)	0.302	0.142				0.035	0.48	0.83
23 (16-17)	0.042	0.025				0.005	0.07	0.83
24 (17-18)	0.104	0.053				0.011	0.17	0.83
40 (18-27)	0.287	0.109				0.023	0.42	0.83
41 (19-29)	0.282			0.054		0.024	0.36	0.84
42 (29-30)	0.052			0.025		0.011	0.09	0.83
43 (20-30)	0.293			0.202		0.051	0.55	0.83
55 (20A-30A)	0.298			0.056		0.024	0.38	0.84

B. 1 Cálculo de coeficiente de escorrentía de cuenca urbana El Chilcal

COEFICIENTE DE ESCORRENTIA								
TRAMO	AREA (has)						A. total (has)	C prom.
	Superficies de techo	Pavimentos de asfalto	Pavimentos de concreto	Pavimentos de adoquines	Césped, suelo arenoso promedio ( 2-7%) (bermas y terrenos sin cobertura de techos)	Veredas		
C	0.85	0.8	0.95	0.8	0.15	0.8		
44 (30-32)	0.070			0.051		0.019	0.14	0.82
54 (32-33)	0.248			0.167	0.040	0.028	0.48	0.77
50 (28-31)	0.168		0.050		0.034	0.008	0.26	0.78
51 (29-30B)	0.278			0.057		0.024	0.36	0.84
52 (30-31)	0.252			0.200		0.051	0.50	0.83
30A-31A	0.210			0.057	0.015	0.023	0.30	0.80
53 (31-33)	0.202		0.057		0.025	0.009	0.29	0.81
55 (3-34)	0.357			0.166		0.032	0.55	0.83
56 (34-41)	0.362			0.165		0.031	0.56	0.83
57 (5-35)	0.020			0.029	0.141	0.010	0.20	0.35
58 (35-36)	0.132			0.026		0.010	0.17	0.84
59 (36-37)	0.151			0.044	0.015	0.021	0.23	0.79
60 (37-38)	0.129			0.031		0.010	0.17	0.84
61 (35-38)	0.150			0.063	0.301	0.021	0.53	0.45
62 (38-39)	0.113			0.033	0.026	0.012	0.18	0.74
63 (34-39)	0.253			0.044	0.027	0.017	0.34	0.79
64 (39-42)	0.077		0.046			0.009	0.13	0.88
65 (40-42)	0.118		0.034			0.011	0.16	0.87
66 (40-43)	0.183		0.081			0.025	0.29	0.87
67 (43-44)	0.112		0.029			0.010	0.15	0.87
68 (42-44)	0.276		0.114			0.023	0.41	0.87
69 (41-45)	0.145	0.045	0.050			0.016	0.26	0.86
72 (46-47)	0.035	0.047			0.046	0.007	0.13	0.59
73 (47-48)	0.034	0.078			0.056	0.009	0.18	0.60
74 (48-49)	0.052	0.054			0.040	0.013	0.16	0.65
75 (49-50)	0.043	0.033			0.044	0.012	0.13	0.60
75 (50-24)	0.264	0.033			0.056		0.35	0.73
86 (48-51)	0.456			0.091		0.018	0.57	0.84
76 (51-52)	0.248	0.078				0.010	0.34	0.84
77 (50-52)	0.186				0.089	0.018	0.10	0.63
77 (52-28)	0.605	0.093			0.011	0.011	0.72	0.83
78 (51-56)	0.454			0.096		0.020	0.57	0.84

C. 1 Cálculo de coeficiente de escorrentía de cuenca urbana El Chilcal

COEFICIENTE DE ESCORRENTIA									
TRAMO	AREA (has)						A. total (has)	C prom.	
	Superficies de techo	Pavimentos de asfalto	Pavimentos de concreto	Pavimentos de adoquines	Césped, suelo arenoso promedio ( 2-7%) (bermas y terrenos sin cobertura de techos)	Veredas			
<b>C</b>	<b>0.85</b>	<b>0.8</b>	<b>0.95</b>	<b>0.8</b>	<b>0.15</b>	<b>0.8</b>			
79 (46-53)	0.379	0.126			0.038	0.027	0.57	0.79	
80 (47-54)	0.395			0.060	0.047	0.026	0.53	0.78	
81 (53-54)	0.066			0.036	0.027	0.015	0.14	0.70	
84 (54-55)	0.656			0.052	0.040	0.022	0.77	0.81	
85 (55-56)	0.083			0.038	0.030	0.016	0.17	0.71	
87 (56-31)	0.778	0.112		0.073	0.073	0.073	1.11	0.79	
90 (56-33)	1.085			0.199	0.033	0.046	1.36	0.82	
89 (55-58)	0.381			0.033	0.013	0.027	0.45	0.82	
83 (57-58)	0.068			0.038	0.028	0.015	0.15	0.70	
89 (58-45)	1.095			0.091	0.036	0.075	1.30	0.82	
82 (53-57)	0.489	0.146			0.044	0.032	0.71	0.79	
88 (57-41)	0.673	0.096		0.013	0.039	0.028	0.85	0.81	
70 (45-44)	0.145		0.049				0.19	0.88	
71 (33-44)	0.160		0.049		0.023	0.016	0.25	0.80	
<b>C promedio</b>									<b>0.77</b>

B. 1 Cálculo de coeficiente de escorrentía de cuenca urbana El Chilcal

SUBCUENCA 1: JR. SANCHEZ CERRO - JR BERNAL - JR. LA ARENA - JR. VICE																		
AREAS	DATOS SUBCUENCA			V(m/s) asumi da	DATOS CUNETAS				D(m)	y/D (max)	T(Periodo de Retorno		tc	tc (míni mo)	I(mm/ h)	C	A(m2)	Q1(m3 /s)
	L(m)	s	t0(min )		L(m)	tv(min)	n	s			25	Arcos (1- (2y/D))						
10-11	3.50	0.02	0.231	0.32	89.00	4.578	0.013	0.0003	0.40	0.85	2.346	0.036	4.809	10.00	94.01	0.77	1777.14	0.036
11-12	14.80	0.02	0.700	0.83	117.84	2.372	0.013	0.0017	0.43	0.85	2.346	0.111	7.181	10.00	94.01	0.77	5529.41	0.111
10-13	9.49	0.02	0.497	1.58	86.50	0.915	0.013	0.0103	0.30	0.85	2.346	0.100	1.413	10.00	94.01	0.77	4973.05	0.100
13-14	9.49	0.02	0.497	1.63	31.71	0.324	0.013	0.0102	0.32	0.85	2.346	0.117	1.737	10.00	94.01	0.77	5795.60	0.117
12-14	2.86	0.02	0.197	1.51	87.53	0.966	0.013	0.0112	0.26	0.85	2.346	0.075	8.147	10.00	94.01	0.77	3751.14	0.075
12-16	14.80	0.02	0.700	0.96	121.75	2.120	0.013	0.0017	0.55	0.85	2.346	0.203	9.301	10.00	94.01	0.77	10099.77	0.203
16-17	5.00	0.02	0.304	1.62	33.40	0.344	0.013	0.0164	0.22	0.85	2.346	0.056	9.645	10.00	94.01	0.77	2779.20	0.056
14-15	9.49	0.02	0.497	1.20	46.63	0.650	0.013	0.0027	0.54	0.85	2.346	0.247	8.797	10.00	94.01	0.77	12286.34	0.247
15-18	2.86	0.02	0.197	1.46	74.12	0.846	0.013	0.0041	0.53	0.85	2.346	0.294	9.643	10.00	94.01	0.77	14625.53	0.294
17-18	5.00	0.02	0.304	1.59	52.61	0.551	0.013	0.0124	0.26	0.85	2.346	0.079	10.196	10.20	93.82	0.77	3921.29	0.079
10-A	3.50	0.02	0.231	0.85	187.55	3.677	0.013	0.0020	0.40	0.85	2.346	0.099	3.908	10.00	94.01	0.77	4923.72	0.099
A-9	4.60	0.02	0.285	1.17	45.07	0.642	0.013	0.0076	0.24	0.85	2.346	0.048	3.915	10.00	94.01	0.77	2376.39	0.048
9-8	4.60	0.02	0.285	1.53	41.66	0.455	0.013	0.0052	0.48	0.85	2.346	0.246	7.107	10.00	94.01	0.77	12206.70	0.246
13-8	5.50	0.02	0.327	0.63	189.19	5.021	0.013	0.0005	0.73	0.85	2.346	0.059	6.434	10.00	94.01	0.77	2934.28	0.059
15-21	4.00	0.02	0.256	1.16	190.67	2.751	0.013	0.0028	0.50	0.85	2.346	0.051	11.549	11.55	92.48	0.77	2570.85	0.051
8-21	5.30	0.02	0.318	2.47	78.30	0.529	0.013	0.0118	0.53	0.85	2.346	0.122	7.637	10.00	94.01	0.77	6085.92	0.122
18-19	5.88	0.02	0.344	1.67	31.90	0.318	0.013	0.0097	0.34	0.85	2.346	0.139	10.514	10.51	93.50	0.77	6897.33	0.138
19-20	5.88	0.02	0.344	1.14	57.04	0.837	0.013	0.0036	0.40	0.85	2.346	0.131	11.351	11.35	92.67	0.77	6586.88	0.131
20-20A	5.88	0.02	0.344	1.37	38.80	0.471	0.013	0.0056	0.38	0.85	2.346	0.144	11.822	11.82	92.21	0.77	7265.05	0.143
20A-22	5.88	0.02	0.344	1.31	64.51	0.823	0.013	0.0049	0.39	0.85	2.346	0.036	12.645	12.65	91.42	0.77	1827.89	0.036
21-22	5.30	0.02	0.318	2.01	80.25	0.665	0.013	0.0103	0.43	0.85	2.346	0.265	12.214	12.21	91.83	0.77	13477.44	0.265

B. 2 Cálculo de caudales de escorrentía en Subcuencas de Cuenca Urbana El Chilcal.

SUBCUENCA 2: JR. SANCHEZ CERRO - JR. TANGARARÁ - JR. LA ARENA - JR. BERNAL																		
AREAS	DATOS SUBCUENCA			V(m/s) asumi da	DATOS CUNETAS				D(m)	y/D (max)	T(Periodo de Retorno)		tc	tc (míni mo)	I(mm/ h)	C	A(m2)	Q1(m3 /s)
	L(m)	s	t0(min )		L(m)	tv(min)	n	s			25	Arcos (1- (2y/D))						
16-23	14.80	0.02	0.700	1.33	112.62	1.407	0.013	0.0042	0.46	0.85	2.346	0.198	10.71	10.71	93.31	0.77	9914.11	0.198
23-24	14.80	0.02	0.700	1.34	117.93	1.462	0.013	0.0044	0.45	0.85	2.346	0.190	12.17	12.17	91.88	0.77	9659.12	0.190
17-25	2.89	0.02	0.199	1.03	113.96	1.837	0.013	0.0038	0.34	0.85	2.346	0.083	11.48	11.48	92.54	0.77	4168.74	0.083
23-25	2.83	0.02	0.196	1.54	32.55	0.352	0.013	0.0157	0.21	0.85	2.346	0.049	11.06	11.06	92.96	0.77	2468.20	0.049
25-26	2.89	0.02	0.199	1.23	117.08	1.590	0.013	0.0041	0.41	0.85	2.346	0.147	12.65	12.65	91.42	0.77	7495.71	0.147
24-26	4.69	0.02	0.289	2.54	21.90	0.144	0.013	0.0155	0.45	0.85	2.346	0.366	12.31	12.31	91.74	0.77	18653.81	0.366
26-28	4.69	0.02	0.289	2.85	64.38	0.376	0.013	0.0161	0.52	0.85	2.346	0.550	12.69	12.69	91.38	0.77	28115.73	0.550
18-27	4.77	0.02	0.293	1.55	116.18	1.249	0.013	0.0044	0.55	0.85	2.346	0.336	11.45	11.45	92.58	0.77	16882.29	0.335
25-27	2.83	0.02	0.196	1.64	52.54	0.534	0.013	0.0139	0.25	0.85	2.346	0.075	11.59	11.59	92.43	0.77	3753.75	0.074
27-28	4.77	0.02	0.293	1.54	115.27	1.248	0.013	0.0041	0.58	0.85	2.346	0.364	12.84	12.84	91.24	0.77	18588.35	0.363
28-30B	3.78	0.02	0.245	2.76	20.24	0.122	0.013	0.0086	0.80	0.85	2.346	1.244	12.81	12.81	91.26	0.77	63732.53	1.245
19-29	2.79	0.02	0.194	1.05	115.83	1.846	0.013	0.0035	0.36	0.850	2.346	0.098	12.36	12.36	91.70	0.77	4988.34	0.098
27-29	2.83	0.02	0.196	1.42	32.00	0.376	0.013	0.0064	0.37	0.85	2.346	0.136	11.97	11.97	92.07	0.77	6859.33	0.135
29-30B	2.79	0.02	0.194	1.42	114.46	1.340	0.013	0.0054	0.42	0.85	2.346	0.176	13.31	13.31	90.80	0.77	9037.59	0.176
30B-31	3.59	0.02	0.235	2.77	66.33	0.399	0.013	0.0078	0.86	0.85	2.346	1.459	13.21	13.21	90.89	0.77	74916.03	1.458
20-30	8.31	0.02	0.449	1.35	115.62	1.427	0.013	0.0055	0.38	0.85	2.346	0.138	12.78	12.78	91.30	0.77	6991.05	0.137
29-30	2.83	0.02	0.196	1.54	56.97	0.615	0.013	0.0076	0.36	0.85	2.346	0.145	12.59	12.59	91.48	0.77	7400.48	0.145
30-31	8.31	0.02	0.449	1.49	113.52	1.270	0.013	0.0048	0.49	0.85	2.346	0.252	13.86	13.86	90.29	0.77	13041.35	0.252
31-31A	2.06	0.02	0.153	1.67	32.92	0.329	0.013	0.0016	1.32	0.85	2.346	2.062	13.54	13.54	90.58	0.77	106340.28	2.062
20A-30A	2.79	0.02	0.194	1.25	118.85	1.588	0.013	0.0054	0.34	0.85	2.346	0.104	13.41	13.41	90.70	0.77	5284.19	0.103
30-30A	4.30	0.02	0.270	1.40	38.84	0.462	0.013	0.0057	0.39	0.85	2.346	0.152	12.86	12.86	91.22	0.77	7803.47	0.152
30A-31A	2.79	0.02	0.194	1.20	110.71	1.543	0.013	0.0036	0.43	0.85	2.346	0.161	14.40	14.40	89.79	0.77	8392.01	0.161
31A-33	2.06	0.02	0.153	1.82	72.73	0.665	0.013	0.0019	1.32	0.85	2.346	1.248	13.69	13.69	90.44	0.77	64456.39	1.248
22-32	5.30	0.02	0.318	1.78	119.17	1.116	0.013	0.0056	0.57	0.85	2.346	0.407	13.76	13.76	90.37	0.77	21067.43	0.408
30A-32	4.30	0.02	0.270	1.33	69.71	0.877	0.013	0.0047	0.42	0.85	2.346	0.041	13.73	13.73	90.40	0.77	2096.68	0.041
32-33	5.30	0.02	0.318	1.86	108.60	0.975	0.013	0.0050	0.66	0.85	2.346	0.570	14.71	14.71	89.50	0.77	29763.55	0.570

C. 2 Cálculo de caudales de escorrentía en Subcuencas de Cuenca Urbana El Chilcal.

SUBCUENCA 3: JR. SANCHEZ CERRO - JR. LA ARENA - JR. TANGARARÁ																		
AREAS	DATOS SUBCUENCA			V(m/s) asumi da	DATOS CUNETAS				D(m)	y/D (max)	T(Periodo de Retorno		tc	tc (míni mo)	I(mm/ h)	C	A(m2)	Q1(m3 /s)
	L(m)	s	t0(min )		L(m)	tv(min)	n	s			25	Arcos (1- (2y/D))						
48-49	14.80	0.02	0.700	1.42	65.49	0.769	0.013	0.0116	0.23	0.85	2.346	0.055	3.74	10.00	94.01	0.77	2757.76	0.055
49-50	14.80	0.02	0.700	1.70	56.16	0.551	0.013	0.0111	0.32	0.85	2.346	0.121	4.29	10.00	94.01	0.77	5997.79	0.121
50-24	14.80	0.02	0.700	1.44	113.31	1.309	0.013	0.0057	0.41	0.85	2.346	0.171	5.60	10.00	94.01	0.77	8508.19	0.171
48-51	3.80	0.02	0.246	1.37	94.88	1.157	0.013	0.0061	0.36	0.85	2.346	0.125	4.13	10.00	94.01	0.77	6223.98	0.125
51-52	4.10	0.02	0.261	1.85	92.90	0.839	0.013	0.0161	0.27	0.85	2.346	0.097	4.97	10.00	94.01	0.77	4818.41	0.097
50-52	5.83	0.02	0.342	1.36	87.20	1.069	0.013	0.0079	0.29	0.85	2.346	0.083	5.36	10.00	94.01	0.77	4121.88	0.083
52-28	4.10	0.02	0.261	2.12	113.00	0.890	0.013	0.0102	0.47	0.85	2.346	0.331	6.25	10.00	94.01	0.77	16445.19	0.331
51-56	3.80	0.02	0.246	1.93	100.71	0.868	0.013	0.0102	0.41	0.85	2.346	0.230	5.00	10.00	94.01	0.77	11448.34	0.230
56-31	8.31	0.02	0.449	2.49	156.49	1.048	0.013	0.0149	0.45	0.85	2.346	0.358	6.58	10.00	94.01	0.77	17797.76	0.358
56-33	3.80	0.02	0.246	2.39	214.81	1.500	0.013	0.0105	0.55	0.85	2.346	0.128	7.03	10.00	94.01	0.77	6348.33	0.128
SUBCUENCA 4: JR. SANCHEZ CERRO - AV. CÉSAR VALLEJO - JR. TANGARARÁ - JR. LA ARENA																		
46-47	14.80	0.02	0.700	1.20	77.06	1.070	0.013	0.0137	0.16	0.85	2.346	0.022	1.77	10.00	94.01	0.77	1103.28	0.022
46-53	4.50	0.02	0.280	1.31	163.88	2.085	0.013	0.0063	0.33	0.85	2.346	0.100	2.36	10.00	94.01	0.77	4976.27	0.100
47-48	14.80	0.02	0.700	1.16	83.81	1.204	0.013	0.0082	0.22	0.85	2.346	0.041	2.97	10.00	94.01	0.77	2053.10	0.041
47-54	4.12	0.02	0.262	1.73	125.22	1.206	0.013	0.0090	0.38	0.85	2.346	0.178	2.98	10.00	94.01	0.77	8846.10	0.178
53-54	3.63	0.02	0.237	1.54	76.98	0.833	0.013	0.0149	0.22	0.85	2.346	0.053	3.20	10.00	94.01	0.77	2581.24	0.052
54-55	3.98	0.02	0.255	2.04	111.94	0.913	0.013	0.0083	0.52	0.85	2.346	0.392	4.11	10.00	94.01	0.77	19500.50	0.392
55-56	3.93	0.02	0.252	0.99	84.18	1.417	0.013	0.0027	0.41	0.85	2.346	0.116	5.53	10.00	94.01	0.77	5806.73	0.117
55-58	3.98	0.02	0.255	2.36	70.77	0.500	0.013	0.0118	0.49	0.85	2.346	0.410	4.61	10.00	94.01	0.77	20364.52	0.410
53-57	4.50	0.02	0.280	1.77	182.59	1.721	0.013	0.0087	0.40	0.85	2.346	0.205	4.09	10.00	94.01	0.77	10193.58	0.205
57-58	4.17	0.02	0.264	1.78	76.93	0.720	0.013	0.0174	0.24	0.85	2.346	0.074	4.81	10.00	94.01	0.77	3688.19	0.074
58-45	4.50	0.02	0.280	2.63	177.62	1.127	0.013	0.0105	0.63	0.85	2.346	0.188	5.74	10.00	94.01	0.77	9349.41	0.188
57-41	4.50	0.02	0.280	1.89	254.77	2.242	0.013	0.0075	0.50	0.85	2.346	0.337	6.33	10.00	94.01	0.77	16781.78	0.338
45-44	1.40	0.02	0.114	2.15	52.04	0.403	0.013	0.0056	0.75	0.85	2.346	0.870	7.23	10.00	94.01	0.77	43211.73	0.870
33-44	5.73	0.02	0.337	1.89	81.32	0.717	0.013	0.0023	1.21	0.85	2.346	1.966	15.42	15.42	88.86	0.77	103466.91	1.968

B. 2 Cálculo de caudales de escorrentía en Subcuencas de Cuenca Urbana El Chilcal.

SUBCUENCA 5: JR. VILLAR - JR. TALLAN - JR. LA ARENA - JR. TANGARARÁ																			
AREAS	DATOS SUBCUENCA			V(m/s) asumi da	DATOS CUNETA						T(Periodo de Retorno		25						
	L(m)	s	t0(min )		L(m)	tv(min)	n	s	D(m)	y/D (max)	Arcos (1- (2y/D))	Q(m3/ s)	tc	tc (míni mo)	I(mm/ h)	C	A(m2)	Q1(m3 /s)	
5-35	4.45	0.02	0.278	1.24	53.07	0.713	0.013	0.0160	0.15	0.85	2.346	0.020	4.36	10.00	94.01	0.77	970.53	0.020	
35-38	4.45	0.02	0.278	1.50	99.91	1.110	0.013	0.0135	0.23	0.85	2.346	0.055	5.47	10.00	94.01	0.77	2729.96	0.055	
35-36	3.99	0.02	0.255	1.12	49.34	0.737	0.013	0.0077	0.22	0.85	2.346	0.039	5.10	10.00	94.01	0.77	1942.99	0.039	
36-37	3.00	0.02	0.205	1.29	99.76	1.293	0.013	0.0071	0.29	0.85	2.346	0.078	6.39	10.00	94.01	0.77	3884.70	0.078	
3-34	4.50	0.02	0.280	1.62	219.11	2.250	0.013	0.0082	0.37	0.85	2.346	0.159	4.65	10.00	94.01	0.77	7910.13	0.159	
34-39	3.98	0.02	0.255	2.10	86.47	0.686	0.013	0.0215	0.26	0.85	2.346	0.105	5.33	10.00	94.01	0.77	5223.34	0.105	
37-38	3.79	0.02	0.245	1.27	49.31	0.649	0.013	0.0053	0.35	0.85	2.346	0.114	7.04	10.00	94.01	0.77	5646.79	0.114	
38-39	2.21	0.02	0.162	1.89	62.83	0.553	0.013	0.0114	0.36	0.85	2.346	0.179	7.59	10.00	94.01	0.77	8902.35	0.179	
39-42	2.21	0.02	0.162	2.32	52.30	0.376	0.013	0.0141	0.42	0.85	2.346	0.292	7.97	10.00	94.01	0.77	14533.14	0.292	
40-42	3.77	0.02	0.244	1.15	59.56	0.863	0.013	0.0095	0.20	0.85	2.346	0.032	1.11	10.00	94.01	0.77	1610.64	0.032	
40-43	3.76	0.02	0.244	1.02	113.26	1.851	0.013	0.0053	0.26	0.85	2.346	0.048	2.09	10.00	94.01	0.77	2374.71	0.048	
42-44	2.21	0.02	0.162	1.29	112.63	1.459	0.013	0.0025	0.64	0.85	2.346	0.373	9.43	10.00	94.01	0.77	18462.50	0.372	
43-44	3.78	0.02	0.245	0.95	49.46	0.868	0.013	0.0031	0.34	0.85	2.346	0.080	2.96	10.00	94.01	0.77	3972.00	0.080	
34-41	4.50	0.02	0.280	1.62	217.00	2.239	0.013	0.0059	0.47	0.85	2.346	0.255	6.89	10.00	94.01	0.77	12681.13	0.255	
41-45	4.02	0.02	0.257	2.89	86.60	0.499	0.013	0.0150	0.56	0.85	2.346	0.645	6.83	10.00	94.01	0.77	32034.45	0.645	
SUBCUENCA 6: JR. VILLAR - JR. TALLAN - JR. LA ARENA - JR. TANGARARÁ																			
1-2	3.50	0.02	0.231	1.37	139.08	1.692	0.013	0.0095	0.26	0.85	2.346	0.065	1.92	10.00	94.01	0.77	3230.34	0.065	
2-A	3.50	0.02	0.231	1.10	89.15	1.351	0.013	0.0043	0.34	0.85	2.346	0.088	3.27	10.00	94.01	0.77	4350.64	0.088	
2-7	2.10	0.02	0.156	0.70	45.54	1.084	0.013	0.0029	0.23	0.85	2.346	0.026	3.01	10.00	94.01	0.77	1270.53	0.026	
1-3	4.50	0.02	0.280	0.69	86.98	2.116	0.013	0.0020	0.29	0.85	2.346	0.042	2.40	10.00	94.01	0.77	2111.35	0.042	
3-4	2.87	0.02	0.198	1.08	53.66	0.830	0.013	0.0072	0.22	0.85	2.346	0.038	3.23	10.00	94.01	0.77	1878.60	0.038	
4-6	3.00	0.02	0.205	0.43	39.98	1.550	0.013	0.0006	0.36	0.85	2.346	0.040	4.78	10.00	94.01	0.77	2006.19	0.040	
6-7	2.02	0.02	0.151	1.42	77.98	0.918	0.013	0.0082	0.30	0.85	2.346	0.092	5.69	10.00	94.01	0.77	4566.23	0.092	
7-9	2.02	0.02	0.151	1.51	86.85	0.959	0.013	0.0065	0.40	0.85	2.346	0.169	6.65	10.00	94.01	0.77	8390.72	0.169	
4-5	2.87	0.02	0.198	1.36	34.14	0.419	0.013	0.0103	0.24	0.85	2.346	0.055	3.65	10.00	94.01	0.77	2735.39	0.055	
5-8	4.41	0.02	0.276	1.45	129.31	1.491	0.013	0.0084	0.31	0.85	2.346	0.096	5.14	10.00	94.01	0.77	4767.77	0.096	

B. 2 Cálculo de caudales de escorrentía en Subcuencas de Cuenca Urbana El Chilcal.



## **ANEXO C**

**Ensayos de Penetración Standard realizados para el Proyecto Mapa de Peligros  
Piura – Apoyo INDECI en la calle La Arena Urb. El Chilcal.**

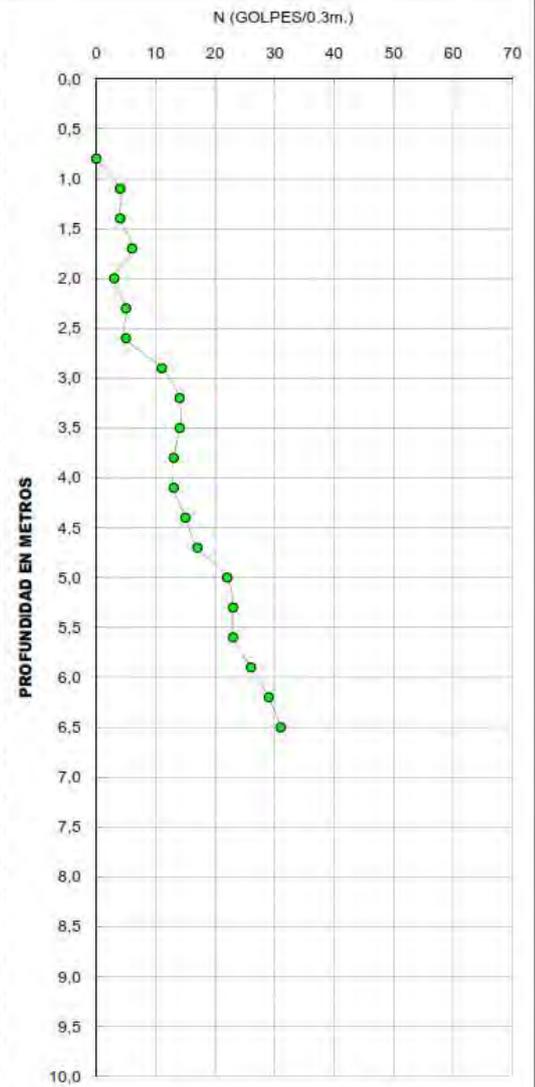
### ENSAYO DE PENETRACION STANDARD

<b>SOLICITA</b>	:	<b>PROYECTO MAPA DE PELIGROS PIURA - APOYO INDECI</b>
<b>OBRA</b>	:	<b>MAPA DE PELIGROS DE LA CIUDAD DE PIURA</b>
<b>SONDAJE</b>	:	<b>SPT - 18 CALLE LA ARENA URB. EL CHILCAL</b>
<b>FECHA</b>	:	<b>PIURA, ENERO DEL 2002</b>

**DATOS DEL SONDAJE**

<b>PROFUNDIDAD INICIAL</b>	:	0,80 METROS
<b>PROF. NIVEL FREATICO</b>	:	2,00 METROS
<b>PROFUNDIDAD FINAL</b>	:	6,50 METROS

INTERVALO EN METROS	PENETRACION N (GOLPES/0.3 m.)	COMPACIDAD		RESISTENCIA		DESCRIPCION TIPO DE SUELO
		EN ARENAS		EN ARCILLAS		
0,80	0					
1,10	4	MED. SUELTO				ARENA FINA
1,40	4	MED. SUELTO				ARENA FINA
1,70	6	MED. SUELTO				ARENA FINA
2,00	3	SUELTO				ARENA
2,30	5	MED. SUELTO				ARENA
2,60	5	MED. SUELTO				ARENA
2,90	11	MEDIA				ARENA
3,20	14	MEDIA				ARENA
3,50	14	MEDIA				ARENA
3,80	13	MEDIA				ARENA
4,10	13	MEDIA				ARENA LIMOSA
4,40	15	MEDIA				ARENA LIMOSA
4,70	17			MEDIA		ARCILLA
5,00	22	MEDIA				ARENA LIMOSA
5,30	23	MEDIA				ARENA LIMOSA
5,60	23	MEDIA				ARENA LIMOSA
5,90	26	MEDIA				ARENA LIMOSA
6,20	29	MEDIA				ARENA LIMOSA
6,50	31	MEDIA				ARENA LIMOSA
6,80						
7,10						
7,40						
7,70						
8,00						
8,30						
8,60						
8,90						
9,20						
9,50						
9,80						
10,10						



**GRAFICA DEL SONDAJE SPT**

## **ANEXO D**

**Resultados de deflexión máxima de tuberías planteadas en diseño de Drenaje  
Pluvial de urbanización El Chilcal.**



Valores de entrada:

DATOS	
Ys	19900
H	0.65
Mp	1.2
If	1.242
P	54500

Clasificación según ensayo STP y profundidad de tuberías:

Profundidad de instalación de tuberías			
Diámetro (mm)	Profundidad a cota clave de tubería (m)	Nº de Golpes (0.3 m) según tabla de INDECI	Rigidez del suelo Nativo Msn (MPa)
600	1.42	4	10.3
1000	1.82	6	10.3
1500	2.33	5	10.3

Resultados de Carga vertical del suelo (Wc) y Carga Viva (WL)

DL	Wc	L1	h int	L2	WL
1.3	12935	0.9	1.32	1.16	77809.1

Resultado de deflexión máxima de tuberías GRP, según diámetro.

D	Msn/Msb	Bd/D	Sc	Ms (Mpa)	Deflexión max. ( $\Delta y/D$ )
600	1.0126	1.7844	1	10.172	1.48%
1000	1.0126	1.7306	1	10.172	1.48%
1500	1.0126	1.5788	1	10.172	1.48%



## **ANEXO E**

**Resultados de Estudio de Impacto Ambiental de construcción de Sistema de Drenaje Pluvial en urbanización El Chilcal.**



MATRIZ PARA LA VALORACION DE IMPACTOS																																					
MEDIO	IMPACTOS	VALORES DE LOS ATRIBUTOS DE IMPACTOS													TIPO DE IMPACTO																						
		(-)	(+)	1	2	4	8	12	1	2	4	8	1	2		3	4	1	2	3	1	2	3	1	4	1	2	3									
		impacto perjudicial	impacto beneficioso	Baja	Media	Alta	Muy alta	Total	Puntual	Parcial	Extenso	Total	Largo plazo	Medio plazo		Corto plazo	Inmediato	Fugaz	Temporal	Permanente	Recuperable a c. Plazo	Recuperable a m. plazo	Recuperable a l. plazo	Corto plazo	Mediano plazo	Largo plazo	No se identifica Sinergia	Sinergia Moderada	Sinergia alta	Simple (sin sinergia)	Sinérgico	Acumulativo	Directo	Indirecto	Irregular y discontinuo	Periódico	Continuo
		Naturalza	Intensidad (grado de destrucción)					Extensión (Area de influencia)				Momento (plazo de manifestación)				Persistencia (permanencia del efecto)			Reversibilidad			Recuperabilidad			Sinergia			Acumulación (incremento progresivo)			Efecto (relación causa efecto)		Periodicidad (regularidad de manifestación)			Importancia [ $I = - (3IN + 2EX + MO + PE + SI + AC + EF + PR + MC)$ ]	
Signo	In					Ex				Mo				Pr			Rv			Mc			Si			Ac			Ef		Pr			S			
FISICO	Alteración de la calidad del aire	(-)		2					1					4				1		1			1			2		2		1		2		22	IRRELEVANTE		
	Alteración de los niveles de ruido	(-)		4				2					2		1			1		1			1			1		4		2		29	MODERADO				
	Generación de procesos de erosión	(-)		4				2					2		1			3		3			2			4		4		4		3		38	MODERADO		
	Generación de taludes inestables	(-)		4				2					2		1			2		2			2			4		4		4		3		36	MODERADO		
BIOLOGICO	Afectación de la calidad edafológica de los suelos.	(-)		7				3					3		2			3		3			3			1		1		1		2		43	MODERADO		
	Disminución de la capa vegetal.	(-)		2				2					4		1			2		2			2			1		1		1		2		24	IRRELEVANTE		

Estudio de Impacto Ambiental de construcción de Sistema de Drenaje Pluvial en urbanización El Chilcal

MATRIZ PARA LA VALORACION DE IMPACTOS																																						
MEDIO	IMPACTOS	VALORES DE LOS ATRIBUTOS DE IMPACTOS													Importancia [I = - (3IN + 2EX + MO + PE + SI + AC + EF + PR + MC)]	TIPO DE IMPACTO																						
		(-)	(+)	1	2	4	8	12	1	2	4	8	1	2			3	4	1	2	3	1	2	3	1	4	1	2	3									
		impacto perjudicial	impacto beneficioso	Baja	Media	Alta	Muy alta	Total	Puntual	Parcial	Extenso	Total	Largo plazo	Medio plazo			Corto plazo	Inmediato	Fugaz	Temporal	Permanente	Recuperable a c. Plazo	Recuperable a m. plazo	Recuperable a l. plazo	Corto plazo	Mediano plazo	Largo plazo	No se identifica Sinergia	Sinergia Moderada	Sinergia alta	Simple (sin sinergia)	Sinérgico	Acumulativo	Directo	Indirecto	Irregular y discontinuo	Periódico	Continuo
		Natural eza	Intensidad (grado de destrucción)					Extensión (Area de influencia)				Momento (plazo de manifestación)					Persistencia (permanencia del efecto)			Reversibilidad			Recuperabilidad			Sinergia			Acumulación (incremento o progresivo)			Efecto (relación causa efecto)		Periodicidad (regularidad de manifestación)				
		Signo	In					Ex				Mo					Pr			Rv			Mc			Si			Ac			Ef		Pr			S	S
SOCIOECONOMICO Y CULTURAL	Desplazamiento temporal de la vida animal	(-)	8					4				3				2			1			2			3			4			1		3			51	SEVERO	
	Afectación de acceso a viviendas por la construcción de estructuras hidráulicas.	(-)	6					4				4				1			1			2			2			2			4		2			44	MODERADO	
	Posibles conflictos con la población local	(-)	2					2				3				1			1			1			1			1			4		1			23	IRRELEVANTE	
	Posible afectación de la salud, tranquilidad e integridad física de los pobladores.	(-)	2					2				2				1			1			1			1			1			4		2			23	IRRELEVANTE	
	Aumento de la tasa de empleo	(+)	8					4				3				1			3			3			3			4			1		3			53	SEVERO	
	Desarrollo comunitario	(+)	8					5				2				3			3			2			2			3			4		3			56	SEVERO	
	Disminución de enfermedades	(+)	10					6				4				3			3			2			2			2			1		3			62	SEVERO	
	Restitución de servicios	(-)	2					2				4				1			1			1			1			1			1		3			23	IRRELEVANTE	

Estudio de Impacto Ambiental de construcción de Sistema de Drenaje Pluvial en urbanización El Chilcal

## **ANEXO F**

**Presupuesto preliminar y Análisis de Precios Unitarios de Sistema de Drenaje  
Pluvial en urbanización El Chilcal.**



**Presupuesto**

Presupuesto    **0401001**                    **DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL Y EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL EN URB. EL CHILCAL DE LA CIUDAD DE PIURA**

Subpresupuesto    **001**                                    **DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL Y EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL EN URB. EL CHILCAL DE LA CIUDAD DE PIURA**

Lugar                    **PIURA - PIURA - PIURA**

<b>Item</b>	<b>Descripción</b>	<b>Und.</b>	<b>Metrado</b>	<b>Precio S/.</b>	<b>Parcial S/.</b>
01	<b>TRABAJOS PRELIMINARES</b>				<b>4,151.20</b>
01.01	TRAZO Y REPLANTEO	m2	1,473.54	1.92	2,829.20
01.02	PLAN DE SEGURIDAD y SALUD	glb	1.00	1,322.00	1,322.00
02	<b>SUBESTRUCTURA</b>				<b>1,435,786.97</b>
02.01	RETIRO DE ADOQUINES	m2	766.11	7.08	5,424.06
02.02	EXCAVACION DE MATERIAL CORTE CON MAQUINARIA	m3	2,958.11	1.62	4,792.14
02.03	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3	868.06	11.25	9,765.68
02.04	<b>CONDUCTOS DE POLIÉSTER REFORZADO CON FIBRA DE VIDRIO</b>				<b>1,389,223.07</b>
02.04.01	SUMINISTRO Y COLOCACION DE TUBERIA GRP 600 mm	m	98.78	597.04	58,975.61
02.04.02	SUMINISTRO Y COLOCACION DE TUBERIA GRP 1000 mm	m	362.43	1,163.59	421,719.92
02.04.03	SUMINISTRO Y COLOCACION DE TUBERIA GRP 1500 mm	m	337.58	2,554.90	862,483.14
02.04.04	SUMINISTRO Y COLOCACION DE POZO DE INSPECCIÓN DE POLIÉSTER REFORZADO CON FIBRA DE VIDRIO	und	10.00	4,604.44	46,044.40
02.05	<b>REJILLAS</b>				<b>26,582.02</b>
02.05.01	CUNETA DE DRENAJE PLUVIAL LINEAL	m	39.75	668.73	26,582.02
03	<b>SUPERESTRUCTURA</b>				<b>1,760,728.03</b>
03.01	INSTALACION DE BOMBAS DE TORNILLO	ser	1.00	1,382,001.39	1,382,001.39
03.02	SUMINISTRO DE MOTORES	ser	1.00	230,334.33	230,334.33
03.03	SUMINISTRO DE TABLEROS DE CONTROL DE MOTORES	ser	1.00	62,946.24	62,946.24
03.04	CASETA DE BOMBEO	glb	1.00	85,446.07	85,446.07
04	<b>REPOSICION DE SUPERFICIE DE RODADURA</b>				<b>21,458.53</b>
04.01	CAMA DE ARENA PARA ASENTADO DE ADOQUINES	m3	26.19	6.78	177.57
04.02	REPOSICION DE ADOQUINES	m2	523.87	27.30	14,301.65
04.03	CORTE + ROTURA, ED Y REPOSICION DE PAVIMENTO RIGIDO CONCRETO F <sup>c</sup> = 210 KG/CM2.	m3	96.20	72.55	6,979.31
	<b>COSTO DIRECTO</b>				<b>3,222,124.73</b>
	<b>Gastos Generales 0.8681%</b>				<b>27,970.00</b>
	=====				=====
	<b>Total Presupuesto</b>				<b>3,250,094.73</b>

**SON : TRES MILLONES DOSCIENTOS CINCUENTA MIL NOVENTA Y CUATRO CON 73/100 NUEVOS SOLES**

## Gastos generales

Presupuesto **0401001** DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL Y EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL EN URB.  
EL CHILCAL DE LA CIUDAD DE PIURA

Moneda **01 NUEVOS SOLES**

### **GASTOS VARIABLES**

**26,475.00**

#### **PERSONAL PROFESIONAL Y AUXILIAR**

Código	Descripción	Unidad	Personas	%Particip.	Tiempo	Sueldo/Jornal	Parcial
01013	Servicio de Maestro de Obra	und	1.00	100.00	1.00	3,000.00	3,000.00
01014	Servicio de Apoyo Administrativo	und	1.00	100.00	1.00	1,000.00	1,000.00
01015	Servicio de Guardianía	und	2.00	100.00	1.00	1,200.00	2,400.00
01016	Controlador de Campo	und	1.00	100.00	1.00	2,500.00	2,500.00
<b>Subtotal</b>							<b>8,900.00</b>

#### **ALQUILER DE EQUIPO MENOR**

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tiempo	Costo	Parcial
03007	Camioneta doble cabina 4x4	und	1.00	30.00	550.00	16,500.00
<b>Subtotal</b>						<b>16,500.00</b>

#### **ALQUILERES Y SERVICIOS**

Código	Descripción	Unidad	Cantidad	Tiempo	Costo	Parcial
15001	Alquiler e instalación de campamento	und	1.00	1.00	1,000.00	1,000.00
<b>Subtotal</b>						<b>1,000.00</b>

#### **MATERIALES Y UTILES DE OFICINA**

Código	Descripción	Cantidad	%Deprec.	Vida util	Precio	Parcial
16001	Impresiones, encuadernación y empastado	1.00	100.00	1.00	15.00	15.00
16002	Papel Bond, Cuaderno de Obra, etc.	1.00	100.00	1.00	60.00	60.00
<b>Subtotal</b>						<b>75.00</b>

**GASTOS FIJOS****1,495.00****ENSAYOS DE LABORATORIO**

<b>Código</b>	<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio</b>	<b>Parcial</b>
07001	Ensayo de compresión de testigos	und	12.00	30.00	360.00
07005	Ensayo de Proctor modificado	und	3.00	95.00	285.00
07008	Ensayo de mezcla de concreto	und	3.00	250.00	750.00
<b>Subtotal</b>					<b>1,395.00</b>

**VARIOS**

<b>Código</b>	<b>Descripción</b>	<b>Unidad</b>	<b>Parcial</b>
08012	Gastos notariales	glb	100.00
<b>Subtotal</b>			<b>100.00</b>

**Total gastos generales 27,970.00**

## Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0401001 DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL Y EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL EN URB. EL CHILCAL DE LA CIUDAD DE PIURA						
Subpresupuesto	001 DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL Y EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL EN URB.						
Partida	01.01 TRAZO Y REPLANTEO						
Rendimiento	m2/DIA	MO. 250.0000	EQ. 250.0000	Costo unitario directo por : m2			1.92
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	<b>Mano de Obra</b>						
0101010005	PEON		hh	2.0000	0.0640	6.25	0.40
0101030000	TOPOGRAFO		hh	1.0000	0.0320	8.33	0.27
							<b>0.67</b>
	<b>Materiales</b>						
02130300010003	YESO BOLSA 20 kg		bol		0.0300	12.60	0.38
0231010001	MADERA TORNILLO		p2		0.0200	2.95	0.06
0276010010	WINCHA METALICA		und		0.0030	80.51	0.24
							<b>0.68</b>
	<b>Equipos</b>						
0301000002	NIVEL TOPOGRAFICO		día	1.0000	0.0040	50.00	0.20
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	0.67	0.02
03014900010001	CORDEL		rl		0.0100	34.90	0.35
							<b>0.57</b>
Partida	01.02 PLAN DE SEGURIDAD y SALUD						
Rendimiento	glb/DIA	MO.	EQ.	Costo unitario directo por : glb			1,322.00
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	<b>Mano de Obra</b>						
0103030017	JEFE DE SEGURIDAD		mes		1.0000	1,200.00	1,200.00
							<b>1,200.00</b>
	<b>Materiales</b>						
02900800040004	PLUMON PARA PIZARRA ACRILICA (AZUL)		und		3.0000	2.50	7.50
0290100001	MOTA PARA PIZARRA		und		1.0000	2.00	2.00
0290150029	BOLETIN INFORMATIVO		und		25.0000	1.50	37.50
02902500050001	PIZARRA ACRILICA		und		1.0000	75.00	75.00
							<b>122.00</b>
Partida	02.01 RETIRO DE ADOQUINES						
Rendimiento	m2/DIA	MO. 15.0000	EQ. 15.0000	Costo unitario directo por : m2			7.08
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	<b>Mano de Obra</b>						
0101010002	CAPATAZ		hh	0.0500	0.0267	7.50	0.20
0101010005	PEON		hh	2.0000	1.0667	6.25	6.67
							<b>6.87</b>
	<b>Equipos</b>						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	6.87	0.21
							<b>0.21</b>
Partida	02.02 EXCAVACION DE MATERIAL CORTE CON MAQUINARIA						
Rendimiento	m3/DIA	MO. 1,000.0000	EQ. 1,000.0000	Costo unitario directo por : m3			1.62
Código	Descripción Recurso		Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
	<b>Mano de Obra</b>						
0101010004	OFICIAL		hh	1.0000	0.0080	7.08	0.06
0101010005	PEON		hh	1.0000	0.0080	6.25	0.05
							<b>0.11</b>
	<b>Equipos</b>						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	0.11	
0301170002	RETROEXCAVADORA		hm	1.0000	0.0080	188.80	1.51
							<b>1.51</b>
Partida	02.03 ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE						

### Análisis de precios unitarios

Presupuesto **0401001 DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL Y EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL EN URB. EL CHILCAL DE LA CIUDAD DE PIURA**  
 Subpresupuesto **001 DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL Y EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL EN URB.**

Rendimiento **m3/DIA** MO. **150.0000** EQ. **150.0000** Costo unitario directo por : m3 **11.25**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	0.0053	7.50	0.04
0101010005	PEON	hh	1.0000	0.0533	6.25	0.33
<b>0.37</b>						
<b>Equipos</b>						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	0.37	0.01
0301170002	RETROEXCAVADORA	hm	0.5000	0.0267	188.80	5.04
0301220004	CAMION VOLQUETE	hm	0.5000	0.0267	218.30	5.83
<b>10.88</b>						

Partida **02.04.01 SUMINISTRO Y COLOCACION DE TUBERIA GRP 600 mm**

Rendimiento **m/DIA** MO. **20.0000** EQ. **20.0000** Costo unitario directo por : m **597.04**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>						
0101010003	OPERARIO	hh	0.4750	0.1900	8.33	1.58
0101010005	PEON	hh	0.9925	0.3970	6.25	2.48
<b>4.06</b>						
<b>Materiales</b>						
02060100010022	Tubería de GRP de D= 600 mm	und		1.0500	470.26	493.77
0207020003	ARENA PARA ENCAMADO DE TUBERÍA	m3		0.7340	60.00	44.04
0222120001	LUBRICANTE PARA TUBERIAS	gal		0.0120	38.00	0.46
<b>538.27</b>						
<b>Equipos</b>						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	4.06	0.12
0301100009	COMPACTADORA VIBRATORIA TIPO PLANCHA	hm	1.4825	0.5930	10.54	6.25
0301170002	RETROEXCAVADORA	hm	0.2775	0.1110	188.80	20.96
0301220006	CAMION GRUA	hm	0.4425	0.1770	154.70	27.38
<b>54.71</b>						

Partida **02.04.02 SUMINISTRO Y COLOCACION DE TUBERIA GRP 1000 mm**

Rendimiento **m/DIA** MO. **20.0000** EQ. **20.0000** Costo unitario directo por : m **1,163.59**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>						
0101010003	OPERARIO	hh	0.6375	0.2550	8.33	2.12
0101010005	PEON	hh	1.3275	0.5310	6.25	3.32
<b>5.44</b>						
<b>Materiales</b>						
02060100010024	Tubería de GRP de D= 1000 mm	und		1.0500	939.01	985.96
0207020003	ARENA PARA ENCAMADO DE TUBERÍA	m3		1.2070	60.00	72.42
0222120001	LUBRICANTE PARA TUBERIAS	gal		0.0210	38.00	0.80
<b>1,059.18</b>						
<b>Equipos</b>						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	5.44	0.16
0301100009	COMPACTADORA VIBRATORIA TIPO PLANCHA	hm	2.4375	0.9750	10.54	10.28
0301170002	RETROEXCAVADORA	hm	0.5475	0.2190	188.80	41.35
0301220006	CAMION GRUA	hm	0.7625	0.3050	154.70	47.18
<b>98.97</b>						

Partida **02.04.03 SUMINISTRO Y COLOCACION DE TUBERIA GRP 1500 mm**

Rendimiento **m/DIA** MO. **20.0000** EQ. **20.0000** Costo unitario directo por : m **2,554.90**

Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>						

### Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0401001 DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL Y EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL EN URB. EL CHILCAL DE LA CIUDAD DE PIURA					
Subpresupuesto	001 DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL Y EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL EN URB.					
0101010003	OPERARIO	hh	1.6775	0.6710	8.33	5.59
0101010005	PEON	hh	0.8050	0.3220	6.25	2.01
						<b>7.60</b>
	<b>Materiales</b>					
02060100010026	Tubería de GRP de D= 1500 mm	und		1.0500	2,154.14	2,261.85
0207020003	ARENA PARA ENCAMADO DE TUBERÍA	m3		2.0470	60.00	122.82
0222120001	LUBRICANTE PARA TUBERIAS	gal		0.0310	38.00	1.18
						<b>2,385.85</b>
	<b>Equipos</b>					
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	7.60	0.23
0301100009	COMPACTADORA VIBRATORIA TIPO PLANCHA	hm	4.1350	1.6540	10.54	17.43
0301170002	RETROEXCAVADORA	hm	1.1175	0.4470	188.80	84.39
0301220006	CAMION GRUA	hm	0.9600	0.3840	154.70	59.40
						<b>161.45</b>

Partida	02.04.04 SUMINISTRO Y COLOCACION DE POZO DE INSPECCIÓN DE POLIÉSTER REFORZADO CON FIBRA DE VIDRIO						
Rendimiento	und/DIA	MO. 1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : und			4,604.44
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	<b>Mano de Obra</b>						
0101010003	OPERARIO	hh	0.2628	2.1024	8.33	17.51	
0101010005	PEON	hh	0.1314	1.0512	6.25	6.57	
						<b>24.08</b>	
	<b>Materiales</b>						
0204150001	MALLA ELECTROSOLDADA	m2		1.7670	22.39	39.56	
02190100010025	CONCRETO PREMEZCLADO F'c=350 kg/cm2	m3		0.8230	271.42	223.38	
0219090002	TAPA CIRCULAR Y MARCO DE FUNDICION DUCTIL DE 660 MM DE DIAMETRO EXTERIOR Y 40 MM DE ALTURA, PASO LIBRE DE 550 MM.	und		1.0000	160.87	160.87	
02191100010002	POZO DE REGISTRO, MONOBLOQUE DE POLIETILENO DE ALTA DENSIDAD DE 1000 MM DE DIAMETRO NOMINAL CON ESCALERA INSTALADA	und		1.0000	4,120.68	4,120.68	
						<b>4,544.49</b>	
	<b>Equipos</b>						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES	%mo		3.0000	24.08	0.72	
0301220006	CAMION GRUA	hm	0.0284	0.2272	154.70	35.15	
						<b>35.87</b>	

Partida	02.05.01 CUNETAS DE DRENAJE PLUVIAL LINEAL						
Rendimiento	m/DIA	MO. 1.0000	EQ. 1.0000	Costo unitario directo por : m			668.73
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	<b>Mano de Obra</b>						
0101010002	CAPATAZ	hh	0.1000	0.8000	7.50	6.00	
0101010004	OFICIAL	hh	0.5000	4.0000	7.08	28.32	
						<b>34.32</b>	
	<b>Subpartidas</b>						
010112060111	REJILLA METÁLICA PARA RETENCIÓN DE SOLIDOS	und		1.0000	250.00	250.00	
010313300101	ZANJA DE DRENAJE	m		1.0000	9.22	9.22	
010420010211	CONCRETO SIMPLE PARA CUNETAS f'c = 210 kg/cm2	m3		1.0000	375.19	375.19	
						<b>634.41</b>	

Partida	03.01 INSTALACION DE BOMBAS DE TORNILLO						
Rendimiento	ser/DIA	MO.	EQ.	Costo unitario directo por : ser			1,382,001.39
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.	
	<b>Subcontratos</b>						
04110400010009	SC BOMBAS TORNILLO ARCHIMEDEAN	und		3.0000	438,681.00	1,316,043.00	
04230400010006	SC SUPERVISION E INSTALACION, ACTIVACION, PUESTA EN MARCHA Y SIMILARES	día		3.0000	3,800.00	11,400.00	

### Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0401001 DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL Y EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL EN URB. EL CHILCAL DE LA CIUDAD DE PIURA				
Subpresupuesto	001 DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL Y EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL EN URB.				
0424010006	SC TRANSPORTE DE BOMBAS TORNILLO ITALIA - PERÚ	ser	3.0000	12,537.56	37,612.68
0424010007	SC TRANSPORTE DE BOMBAS TORNILLO PAITA - PIURA	ser	3.0000	5,648.57	16,945.71
					<b>1,382,001.39</b>

Partida	03.02 SUMINISTRO DE MOTORES					
Rendimiento	ser/DIA	MO.	EQ.	Costo unitario directo por : ser		230,334.33
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Subcontratos</b>						
04110400010010	SC MOTORES PARA BOMBAS TORNILLO	und		3.0000	73,769.40	221,308.20
0424010008	SC TRANSPORTE DE MOTORES PARA BOMBAS TORNILLO ALEMANIA - PERÚ	ser		1.0000	9,026.13	9,026.13
						<b>230,334.33</b>

Partida	03.03 SUMINISTRO DE TABLEROS DE CONTROL DE MOTORES					
Rendimiento	ser/DIA	MO.	EQ.	Costo unitario directo por : ser		62,946.24
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Subcontratos</b>						
0410030009	SC TABLERO DE CONTROL	und		3.0000	20,982.08	62,946.24
						<b>62,946.24</b>

Partida	03.04 CASETA DE BOMBEO					
Rendimiento	glb/DIA	MO.	EQ.	Costo unitario directo por : glb		85,446.07
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Subpartidas</b>						
010101010106	DEMOLICION CONSTRUCCION EXISTENTE	m3		200.5000	83.88	16,817.94
010101020107	TRAZO Y REPLANTEO	m2		126.0000	1.92	241.92
010104010915	EXCAVACION DE MATERIAL CORTE CON MAQUINARIA	m3		453.6000	1.62	734.83
010104020214	RELLENO CON MATERIAL PROPIO	m3		300.8000	12.40	3,729.92
010109010310	TARRAJEO FINO INTERIORES, e= 1.5cm, MEZCLA 1:4	m2		61.6000	7.61	468.78
010109010311	TARRAJEO RAYADO INTERIORES, MEZCLA 1:5	m2		61.6000	8.31	511.90
010109010312	ZOCALO DE CEMENTO FROTACHADO e=2 cm	m2		2.2800	15.60	35.57
010110000117	PISO DE CEMENTO PULIDO, e=2", MEZCLA 1:4	m2		25.2000	39.28	989.86
010112010104	CARPINTERÍA METÁLICA	ser		1.0000	1,681.21	1,681.21
010114010216	PINTURA CIELO RASO AL TEMPLE	m2		25.2000	6.84	172.37
010114010217	PINTURA DE MUROS AL TEMPLE	m2		43.6000	6.37	277.73
010150010103	MUROS DE LADRILLO KK DE ARCILLA, N-SOGA. MEZCLA 1:5	m2		43.6000	67.71	2,952.16
010303110106	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE	m3		353.2500	11.25	3,974.06
010601031014	SUMINISTRO DE CONCRETO PARA COLUMNAS (INCLUYE ENCOFRADO, ACELERANTE DE FRAGUADO Y CURADO)	ser		1.0000	2,550.40	2,550.40
010601031015	SUMINISTRO DE CONCRETO PARA CONFORMACION DE MUROS (INCLUYE ENCOFRADO, ACELERANTE DE FRAGUADO Y CURADO)	ser		1.0000	41,279.88	41,279.88
010601031016	SUMINISTRO DE CONCRETO PARA PLACA DE FONDO (INCLUYE ENCOFRADO, ACELERANTE E IMPERMEABILIZANTE)	ser		1.0000	7,718.25	7,718.25
010601031017	SUMINISTRO DE CONCRETO PARA SOLADOS (INCLUYE MATERIALES, MANO DE OBRA, ENCOFRADO Y COLOCACIÓN)	ser		1.0000	1,309.29	1,309.29
						<b>85,446.07</b>

Partida	04.01 CAMA DE ARENA PARA ASENTADO DE ADOQUINES					
Rendimiento	m3/DIA	MO. 20.0000	EQ. 20.0000	Costo unitario directo por : m3		6.78
Código	Descripción Recurso	Unidad	Cuadrilla	Cantidad	Precio S/.	Parcial S/.
<b>Mano de Obra</b>						
0101010005	PEON	hh	1.0000	0.4000	6.25	2.50
						<b>2.50</b>
<b>Materiales</b>						

### Análisis de precios unitarios

Presupuesto	0401001 DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL Y EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL EN URB. EL CHILCAL DE LA CIUDAD DE PIURA						
Subpresupuesto	001 DISEÑO DE DRENAJE PLUVIAL Y EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL EN URB.						
02070200010002	ARENA GRUESA		m3		0.0700	60.00	4.20
							<b>4.20</b>
	<b>Equipos</b>						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	2.50	0.08
							<b>0.08</b>
<hr/>							
Partida	<b>04.02 REPOSICION DE ADOQUINES</b>						
Rendimiento	m2/DIA	MO. 4.0000	EQ. 4.0000		Costo unitario directo por : m2		<b>27.30</b>
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>		<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/.</b>	<b>Parcial S/.</b>
	<b>Mano de Obra</b>						
0101010002	CAPATAZ		hh	0.1000	0.2000	7.50	1.50
0101010005	PEON		hh	2.0000	4.0000	6.25	25.00
							<b>26.50</b>
	<b>Equipos</b>						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	26.50	0.80
							<b>0.80</b>
<hr/>							
Partida	<b>04.03 CORTE + ROTURA, ED Y REPOSICION DE PAVIMENTO RIGIDO CONCRETO F'c= 210 KG/CM2.</b>						
Rendimiento	m3/DIA	MO. 100.0000	EQ. 100.0000		Costo unitario directo por : m3		<b>72.55</b>
<b>Código</b>	<b>Descripción Recurso</b>		<b>Unidad</b>	<b>Cuadrilla</b>	<b>Cantidad</b>	<b>Precio S/.</b>	<b>Parcial S/.</b>
	<b>Mano de Obra</b>						
0101010002	CAPATAZ		hh	0.2000	0.0160	7.50	0.12
0101010005	PEON		hh	2.0000	0.1600	6.25	1.00
01010100060002	OPERADOR DE EQUIPO LIVIANO		hh	1.0000	0.0800	9.82	0.79
							<b>1.91</b>
	<b>Equipos</b>						
0301010006	HERRAMIENTAS MANUALES		%mo		3.0000	1.91	0.06
0301110002	CORTADORA DE PAVIMENTO CON DISCO		hm	1.0000	0.0800	18.75	1.50
							<b>1.56</b>
	<b>Subpartidas</b>						
010105010120	CONCRETO PARA PAVIMENTO RIGIDO f'c=210 kg/cm2		m3		0.1800	383.78	69.08
							<b>69.08</b>

## **ANEXO G**

**Planos de Sistema de Drenaje Pluvial en urbanización El Chilcal.**

9'427,200N

9'426,700N

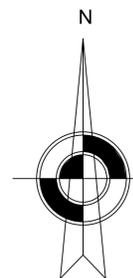
9'426,200N

539,300E

539,800E

539,300E

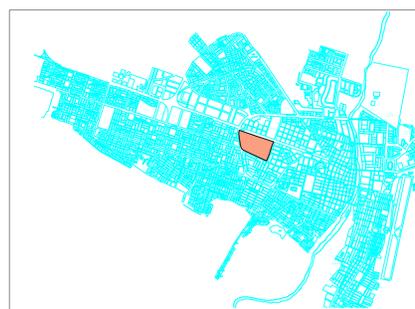
539,800E



9'427,200N

9'426,700N

9'426,200N

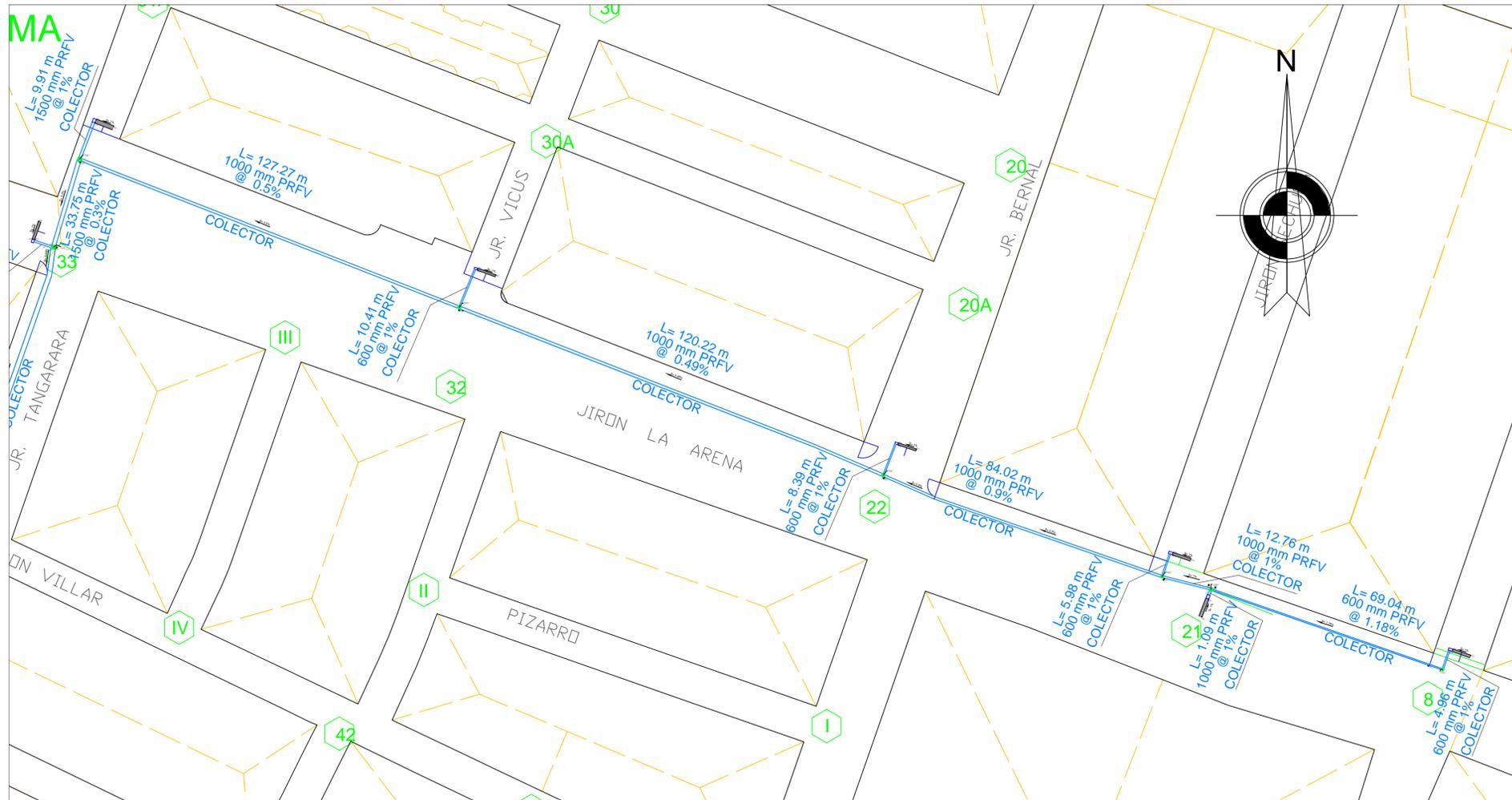


### UBICACION

### SIMBOLOGÍA

-  DIRECCIÓN DEL FLUJO DE AGUA
-  SECTORIZACION DE ÁREAS APOR-TANTES A SUBCUENCAS
-  PUNTOS QUE CONFORMAN LOS TRAMOS

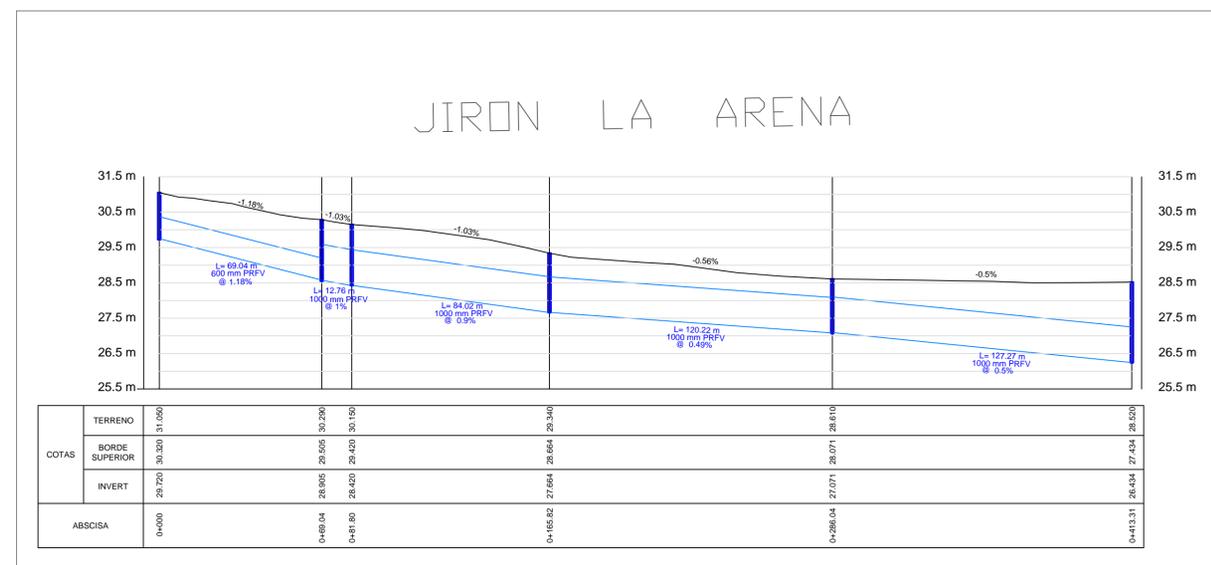
<table border="1"> <tr> <td>FICHA</td> <td>NOMBRE</td> </tr> <tr> <td>DIBUJADO</td> <td>J.R.V</td> </tr> <tr> <td>REVISADO</td> <td>A.Q.S</td> </tr> </table>		FICHA	NOMBRE	DIBUJADO	J.R.V	REVISADO	A.Q.S	<b>UNIVERSIDAD DE PIURA</b> FACULTAD DE INGENIERIA		ESCALA
FICHA	NOMBRE									
DIBUJADO	J.R.V									
REVISADO	A.Q.S									
DIRECCION DE FLUJO DE ESCORRENTIA EN CUENCA URBANA EL CHILCAL		DRENAJE PLUVIAL VISTA PLANTA CUENCA URBANA EL CHILCAL		1/2500						
MANUEL DARIO HERNANDEZ JIMENEZ				PLANO N. DP-1						



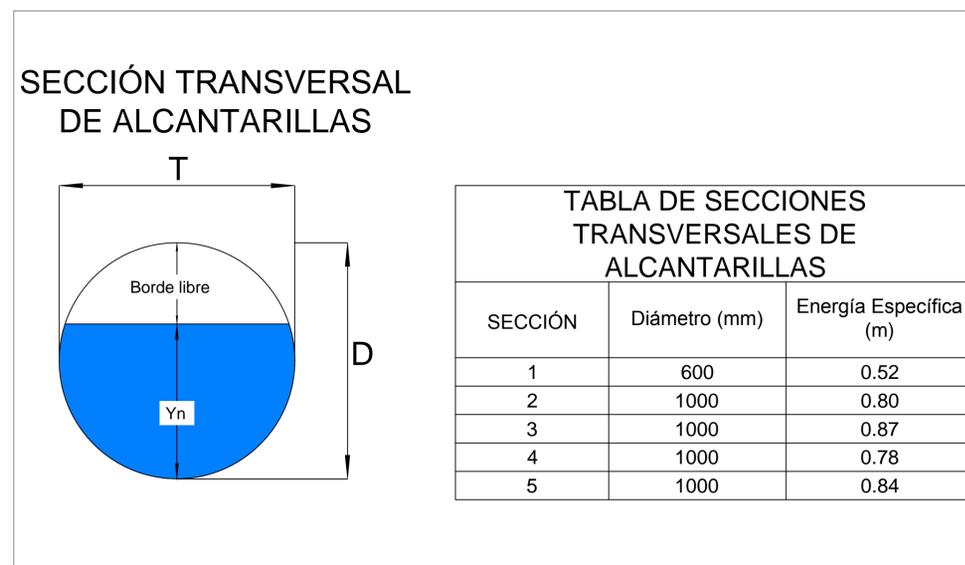
**SIMBOLOGÍA**

	SECTORIZACION DE ÁREAS APOR-TANTES A SUBCUENCAS
	REJILLAS METÁLICAS DE CANALETAS
	POZOS DE INSPECCIÓN
	TIRANTE EN ALCANTARILLAS

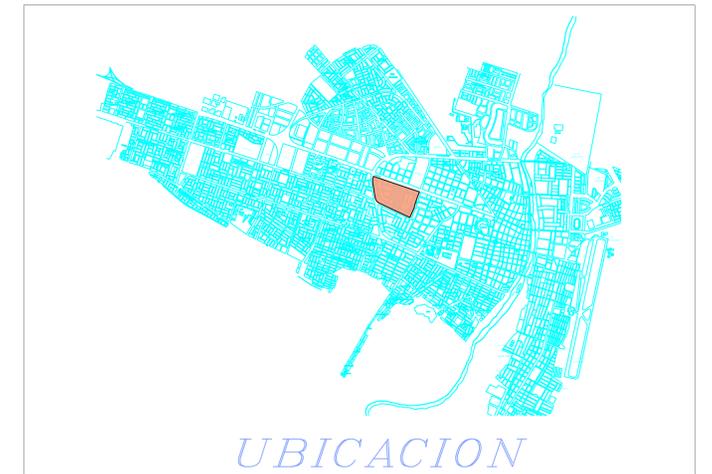
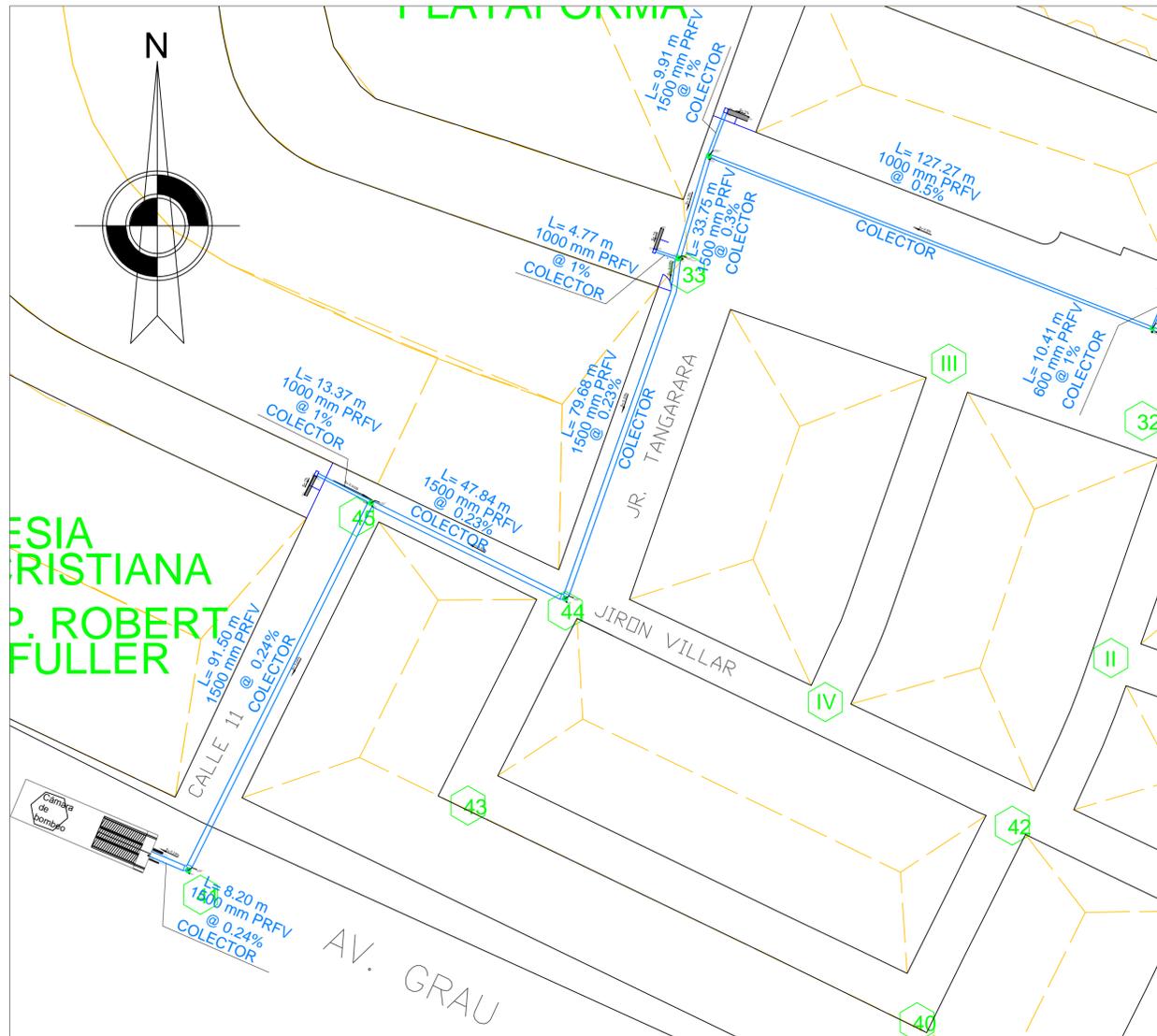
**VISTA EN PLANTA**  
ESCALA 1/750



**PERFIL LONGITUDINAL**  
ESCALA H:1/1500  
V:1/100



FECHA	NOMBRE	<b>UNIVERSIDAD DE PIURA</b> FACULTAD DE INGENIERIA		
DIBUJADO	D.H.I.			
REVISADO		DISEÑO DEL DRENAJE PLUVIAL Y EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL EN URBANIZACIÓN EL CHILCAL DE LA CIUDAD DE PIURA	RED PRINCIPAL DE DRENAJE EN CUENCA URBANA EL CHILCAL JR. LA ARENA	ESCALA INDICADA  PLANO N° DP-2
		MANUEL DARIO HERNANDEZ JIMENEZ		



**SIMBOLOGÍA**

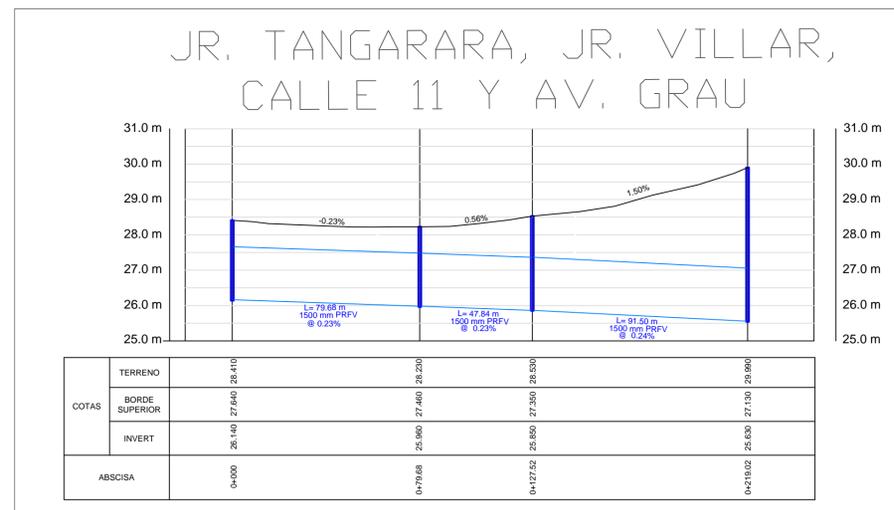
- SECTORIZACION DE ÁREAS APOR-TANTES A SUBCUENCAS
- REJILLAS METÁLICAS DE CANALETAS
- POZOS DE INSPECCIÓN
- TIRANTE EN ALCANTARILLAS

VISTA EN PLANTA  
ESCALA 1/750

**SECCIÓN TRANSVERSAL DE ALCANTARILLAS**

**TABLA DE SECCIONES TRANSVERSALES DE ALCANTARILLAS**

SECCIÓN	Diámetro (mm)	Energía Específica (m)
1	1500	1.03
2	1500	1.12
3	1500	1.27

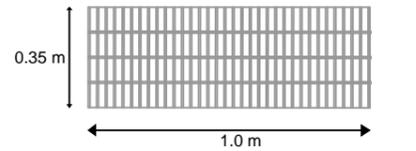


PERFIL LONGITUDINAL  
ESCALA H:1/1500  
V:1/100

FECHA	NOMBRE	UNIVERSIDAD DE PIURA FACULTAD DE INGENIERIA	
DISEÑO	MANUEL DARIO HERNANDEZ JIMENEZ	RED PRINCIPAL DE DRENAJE EN CUENCA URBANA EL CHILCAL JR. TANGARARA, JR VILLAR CALLE 11, AV. GRAU	ESCALA INDICADA PLANO N° DP-3

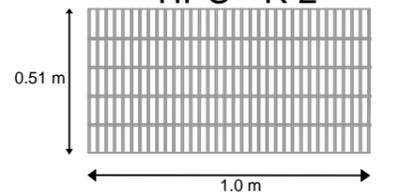
**DETALLES Y TIPOS DE REJILLAS EN CUNETAS DE RED DE DRENAJE**

**TIPO - R 1**



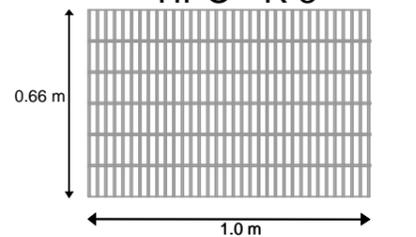
PARA CUNETA b= 0.31 m

**TIPO - R 2**



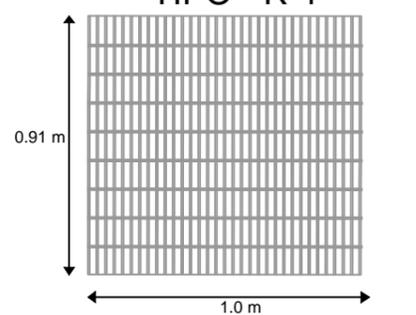
PARA CUNETA b= 0.46 m

**TIPO - R 3**



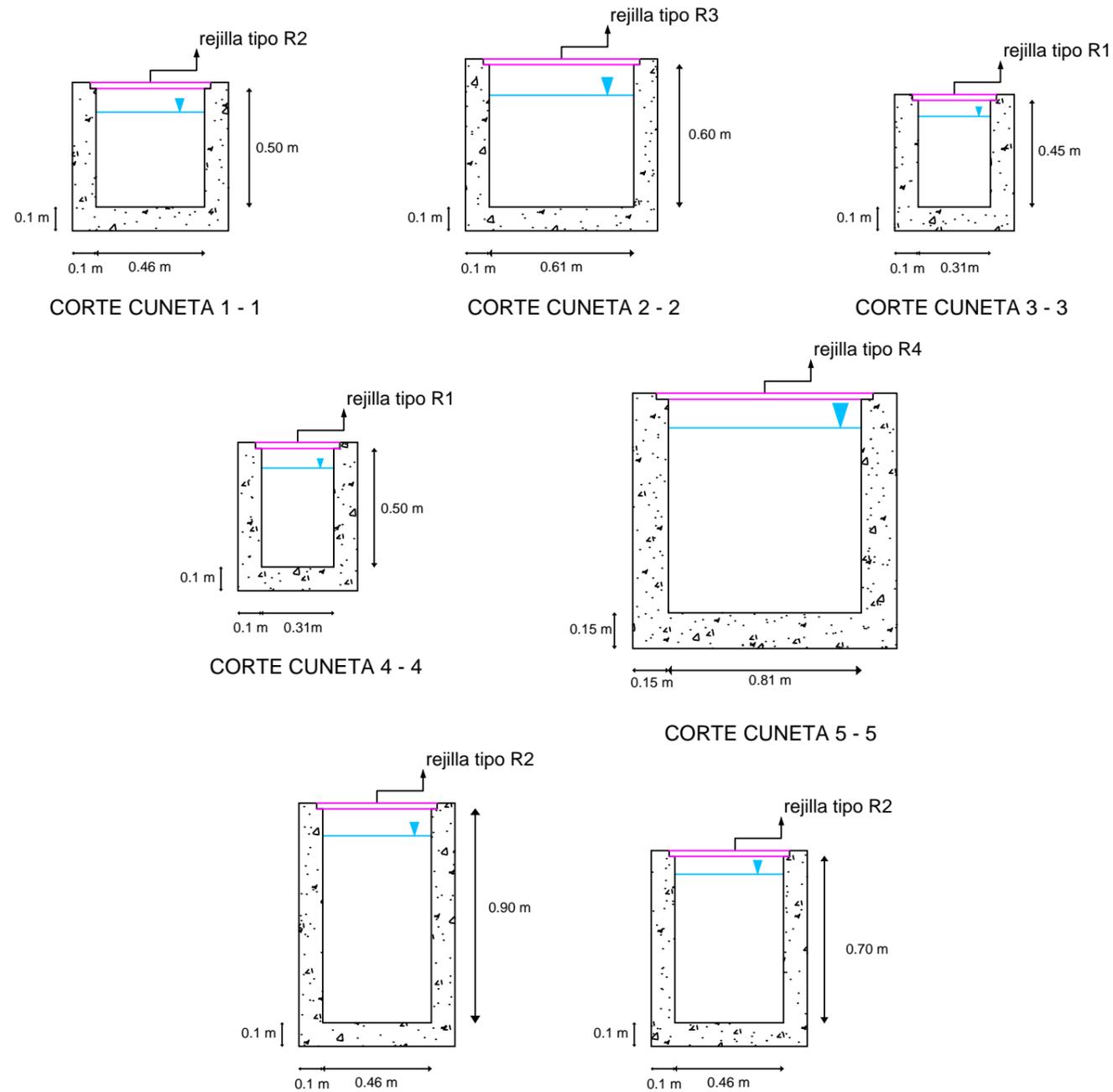
PARA CUNETA b= 0.61 m

**TIPO - R 4**



PARA CUNETA b= 0.81 m

**SECCIONES DE CUNETAS DE LA RED DE DRENAJE**



**ESPECIFICACIONES TÉCNICAS**

- EN LOS PLANOS DE PLANTA SE MUESTRA LA POSICIÓN DE CADA UNA DE LAS CUNETAS EN CUENCA URBANA EL CHILCAL.

**CONCRETO EN CUNETAS**

- En todas las cunetas se empleará concreto  $f'c= 210 \text{ kg/cm}^2$
- Cemento tipo MS

**PERFILES DE ACERO LAMINADO**

- Todos los marcos deberán ser instalados con anclajes de 3/8"x4", los mismos que deberán ser soldados al marco cada 150 a 600 mm.
- El anclaje de la rejilla a la estructura podrá ser en frío mediante clips de sujeción o en caliente por soldadura.

	FECHA	NOMBRE	<b>UNIVERSIDAD DE PIURA</b> FACULTAD DE INGENIERIA	
DIBUJADO	JUL/2018	D.H.J		
REVISADO				
DISEÑO DEL DRENAJE PLUVIAL Y EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL EN URBANIZACIÓN EL CHILCAL DE LA CIUDAD DE PIURA			DETALLES Y TIPOS DE REJILLAS Y CUNETAS EN CUENCA URBANA EL CHILCAL	ESCALA 1/25
MANUEL DARIO HERNANDEZ JIMENEZ				PLANO N DP-4