



Esta obra está bajo una [Licencia Creative Commons Atribución- NoComercial-Compartirigual 2.5 Perú](http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/).

Vea una copia de esta licencia en <http://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN – TARAPOTO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**Relación de parámetros hídricos, suelo y orografía del Centro
Poblado Las Palmas para el diseño hidráulico y estructural de un
Sistema de Alcantarillado Pluvial Urbano**

Tesis para optar al Título Profesional de Ingeniera Civil

AUTORES:

Gianny Daniela Torres Tello

Sugey Pashanasi Andía

ASESOR:

Ing. Néstor Raúl Sandoval Salazar

Tarapoto – Perú

2020

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN – TARAPOTO
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



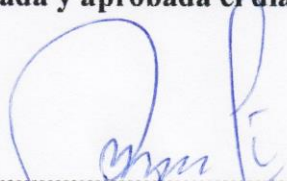
Relación de parámetros hídricos, suelo y orografía del Centro Poblado Las Palmas para el diseño hidráulico y estructural de un Sistema de Alcantarillado Pluvial Urbano


AUTORES:

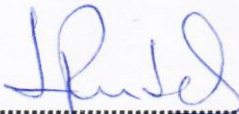
Gianny Daniela Torres Tello

Sugey Pashanasi Andía

Sustentada y aprobada el día 21 de agosto del 2020, ante el honorable jurado:


.....
Ing. Carlos Enrique Chung Rojas
Presidente


.....
Ing. Carlos Segundo Huamán Torrejón
Secretario


.....
Ing. Iván Gustavo Reátegui Acedo
Vocal


.....
Ing. Néstor Raúl Sandoval Salazar
Asesor

Declaratoria de autenticidad

Gianny Daniela Torres Tello, con DNI N° 73036572 y **Sugey Pashanasi Andía** con DNI N° 72626212, bachilleres de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura, Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, con la tesis titulada: **Relación de parámetros hídricos, suelo y orografía del Centro Poblado Las Palmas para el diseño hidráulico y estructural de un Sistema de Alcantarillado Pluvial Urbano.**

Declaramos bajo juramento que:

- 1) La tesis presentada es de nuestra autoría.
- 2) Hemos respetado las normas internacionales de citas y referencias para las fuentes consultadas. Por tanto, la tesis no ha sido plagiada ni total ni parcialmente.
- 3) La tesis no ha sido auto plagiado; es decir, no ha sido publicada ni presentada anteriormente para obtener algún grado académico previo o título profesional.
- 4) Los datos presentados en los resultados son reales, no han sido falseados, ni duplicados, ni copiados y por tanto los resultados que se presenten en la tesis se constituirán en aportes a la realidad investigada.

De considerar que el trabajo cuenta con una falta grave, como el hecho de contar con datos fraudulentos, demostrar indicios de plagio (al no citar la información con sus autores), plagio (al presentar información de otros trabajos como propios), falsificación (al presentar la información e ideas de otras personas de forma falsa), entre otros, asumimos las consecuencias y sanciones que deriven de nuestro accionar, sometiéndonos a la normatividad vigente de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto.

Tarapoto, 21 de agosto del 2020



Bach. Gianni Daniela Torres Tello

DNI N° 73036572



Bach. Sugey Pashanasi Andía

DNI N° 72626212

DECLARACIÓN JURADA

Gianny Daniela Torres Tello con DNI N° 73036572, domicilio legal Jr. Sargento Lores 142 – Morales y **Sugey Pashanasi Andía** con DNI N° 72626212, domicilio legal Jr. Jorge Chávez 581 – Morales, a efecto de cumplir con las disposiciones vigentes consideradas en el Reglamento de Gados y Títulos de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, **DECLARAMOS BAJO JURAMENTO**, que todos los documentos, datos e información de la presente tesis y/o informe de ingeniería, son auténticos y veraces.

En tal sentido asumimos la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de la información aportada, por lo cual someto a lo dispuesto en las Normas Académicas de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto.

Tarapoto, 21 de agosto del 2020





Bach. Gianni Daniela Torres Tello

DNI N° 73036572





Bach. Sugey Pashanasi Andía

DNI N° 72626212

Formato de autorización NO EXCLUSIVA para la publicación de trabajos de investigación, conducentes a optar grados académicos y títulos profesionales en el Repositorio Digital de Tesis

1. Datos del autor:

Apellidos y nombres:	Tomes Tello Gianni Daniela		
Código de alumno :	73036572	Teléfono:	963675124
Correo electrónico :	gdtt.96-gdtt@gmail.com	DNI:	73036572

(En caso haya más autores, llenar un formulario por autor)

2. Datos Académicos

Facultad de:	Ingeniería Civil y Arquitectura
Escuela Profesional de:	Ingeniería Civil

3. Tipo de trabajo de investigación

Tesis	<input checked="" type="checkbox"/>	Trabajo de investigación	<input type="checkbox"/>
Trabajo de suficiencia profesional	<input type="checkbox"/>		

4. Datos del Trabajo de investigación

Título :	"Relación de parámetros hídricos, suelo y orografía del Centro Poblado Los Palmas para el diseño hidráulico y estructural de un Sistema de Alcantarillado Pluvial Urbano"
Año de publicación:	

5. Tipo de Acceso al documento

Acceso público *	<input checked="" type="checkbox"/>	Embargo	<input type="checkbox"/>
Acceso restringido **	<input type="checkbox"/>		

Si el autor elige el tipo de acceso abierto o público, otorga a la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, una licencia No Exclusiva, para publicar, conservar y sin modificar su contenido, pueda convertirla a cualquier formato de fichero, medio o soporte, siempre con fines de seguridad, preservación y difusión en el Repositorio de Tesis Digital. Respetando siempre los Derechos de Autor y Propiedad Intelectual de acuerdo y en el Marco de la Ley 822.

En caso que el autor elija la segunda opción, es necesario y obligatorio que indique el sustento correspondiente:

6. Originalidad del archivo digital.

Por el presente dejo constancia que el archivo digital que entrego a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, como parte del proceso conducente a obtener el título profesional o grado académico, es la versión final del trabajo de investigación sustentado y aprobado por el Jurado.

7. Otorgamiento de una licencia *CREATIVE COMMONS*

Para investigaciones que son de acceso abierto se les otorgó una licencia *Creative Commons*, con la finalidad de que cualquier usuario pueda acceder a la obra, bajo los términos que dicha licencia implica

<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>

El autor, por medio de este documento, autoriza a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, publicar su trabajo de investigación en formato digital en el Repositorio Digital de Tesis, al cual se podrá acceder, preservar y difundir de forma libre y gratuita, de manera íntegra a todo el documento.

Según el inciso 12.2, del artículo 12° del Reglamento del Registro Nacional de Trabajos de Investigación para optar grados académicos y títulos profesionales - RENATI "Las universidades, instituciones y escuelas de educación superior tienen como obligación registrar todos los trabajos de investigación y proyectos, incluyendo los metadatos en sus repositorios institucionales precisando si son de acceso abierto o restringido, los cuales serán posteriormente recolectados por el Repositorio Digital RENATI, a través del Repositorio ALICIA".


.....

.....
Firma y huella del Autor

8. Para ser llenado en el Repositorio Digital de Ciencia, Tecnología e Innovación de Acceso Abierto de la UNSM - T.

Fecha de recepción del documento.

01 / 09 / 2020



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN - T.
Repositorio Digital de Ciencia, Tecnología e
Innovación de Acceso Abierto - UNSM-T.

.....
Ing. M. Sc. Alfredo Ramos Perea
Responsable

***Acceso abierto:** uso lícito que confiere un titular de derechos de propiedad intelectual a cualquier persona, para que pueda acceder de manera inmediata y gratuita a una obra, datos procesados o estadísticas de monitoreo, sin necesidad de registro, suscripción, ni pago, estando autorizada a leerla, descargarla, reproducirla, distribuirla, imprimirla, buscarla y enlazar textos completos (Reglamento de la Ley No 30035).

**** Acceso restringido:** el documento no se visualizará en el Repositorio.

Formato de autorización NO EXCLUSIVA para la publicación de trabajos de investigación, conducentes a optar grados académicos y títulos profesionales en el Repositorio Digital de Tesis

1. Datos del autor:

Apellidos y nombres:	Pashamasi Andía Sugay			
Código de alumno :	76626212	Teléfono:	928431151	
Correo electrónico :	sugaypashamasi@gmail.com		DNI:	76626212

(En caso haya más autores, llenar un formulario por autor)

2. Datos Académicos

Facultad de:	Ingengeria Civil
Escuela Profesional de:	Ingengeria Civil y Arquitectura

3. Tipo de trabajo de investigación

Tesis	(X)	Trabajo de investigación	()
Trabajo de suficiencia profesional	()		

4. Datos del Trabajo de investigación

Título :	Relación de parámetros hídricos, suelo y orografía del Centro Poblado Las Palmas para el diseño hidráulico y estructural de un Sistema de Alcantarillado Pluvial Urbano.
Año de publicación:	2020

5. Tipo de Acceso al documento

Acceso público *	(X)	Embargo	()
Acceso restringido **	()		

Si el autor elige el tipo de acceso abierto o público, otorga a la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, una licencia **No Exclusiva**, para publicar, conservar y sin modificar su contenido, pueda convertirla a cualquier formato de fichero, medio o soporte, siempre con fines de seguridad, preservación y difusión en el Repositorio de Tesis Digital. Respetando siempre los Derechos de Autor y Propiedad Intelectual de acuerdo y en el Marco de la Ley 822.

En caso que el autor elija la segunda opción, es necesario y obligatorio que indique el sustento correspondiente:

6. Originalidad del archivo digital.

Por el presente dejo constancia que el archivo digital que entrego a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, como parte del proceso conducente a obtener el título profesional o grado académico, es la versión final del trabajo de investigación sustentado y aprobado por el Jurado.

7. Otorgamiento de una licencia *CREATIVE COMMONS*

Para investigaciones que son de acceso abierto se les otorgó una licencia *Creative Commons*, con la finalidad de que cualquier usuario pueda acceder a la obra, bajo los términos que dicha licencia implica

<https://creativecommons.org/licenses/by-nc-sa/2.5/pe/>

El autor, por medio de este documento, autoriza a la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto, publicar su trabajo de investigación en formato digital en el Repositorio Digital de Tesis, al cual se podrá acceder, preservar y difundir de forma libre y gratuita, de manera íntegra a todo el documento.

Según el inciso 12.2, del artículo 12° del Reglamento del Registro Nacional de Trabajos de Investigación para optar grados académicos y títulos profesionales - RENATI "Las universidades, instituciones y escuelas de educación superior tienen como obligación registrar todos los trabajos de investigación y proyectos, incluyendo los metadatos en sus repositorios institucionales precisando si son de acceso abierto o restringido, los cuales serán posteriormente recolectados por el Repositorio Digital RENATI, a través del Repositorio ALICIA".



Firma y huella del Autor

8. Para ser llenado en el Repositorio Digital de Ciencia, Tecnología e Innovación de Acceso Abierto de la UNSM - T.

Fecha de recepción del documento.

01 / 09 / 2020



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN - T.
Repositorio Digital de Ciencia, Tecnología e
Innovación de Acceso Abierto - UNSM-T.

Ing. M. Sc. Alfredo Ramos Perea
Responsable

***Acceso abierto:** uso lícito que confiere un titular de derechos de propiedad intelectual a cualquier persona, para que pueda acceder de manera inmediata y gratuita a una obra, datos procesados o estadísticas de monitoreo, sin necesidad de registro, suscripción, ni pago, estando autorizada a leerla, descargarla, reproducirla, distribuirla, imprimirla, buscarla y enlazar textos completos (Reglamento de la Ley No 30035).

** **Acceso restringido:** el documento no se visualizará en el Repositorio.

Dedicatoria

A mis queridos padres; Maryluz y Editter, quiénes son y serán siempre mi más grande motivación y ejemplo de superación, todo lo que soy y el carácter que fui formando es gracias a ellos, me enseñaron a ser una persona con buenos valores, capaz de valerse por sí misma; respetando siempre mis deberes y no abusando de mis derechos.

A mis hermanos; Gerty, Lilian y Gino, quienes han sido y serán siempre mi más grande ejemplo a seguir, todos ellos buenos profesionales y excelentes seres humanos. Cada uno con su manera peculiar de darme amor, me enseñaron día a día a ser una mejor persona, a luchar por mis sueños, y a nunca caer ante las adversidades.

A mis pequeños sobrinos; Thiago y Sayri, quiénes son el complemento perfecto de mi vida; aparecieron en mi vida en el momento perfecto, para llenarme de amor y felicidad con sus tiernas sonrisas y adoradas ocurrencias.

A mis amigos; aquellos que, con el paso de los años y circunstancias, nunca se han apartado de mi vida, y a quienes fui conociendo y queriendo en el camino hacia esta travesía; cada uno de ellos se ha ganado mi total confianza y estima por tanta paciencia y empatía.

A mis docentes, quiénes me han inculcado conocimientos básicos para mi formación académica, y a quiénes además de ello, me han compartido sus experiencias personales y me han brindado consejos útiles para la construcción de mi perfil profesional, durante mi vida universitaria y la que continúa después de ella, y así poco a poco formarme como profesional completa y competente para hacer frente a la sociedad y sus necesidades.

Todos ustedes se han ganado mi total consideración y respeto.

Gianny Daniela Torres Tello

Dedicatoria

El presente trabajo lo dedico de todo corazón a mis padres Gumersindo Pashanasi Sinarahua e Ivi Martha Andía Concha, quienes son las personas más importantes en mi vida. Su apoyo, sus enseñanzas y su amor incondicional brindándome todo este tiempo para poder cumplir todas mis metas trazadas:

"Gracias Papá, Gracias Mamá, les estoy eternamente agradecido por sus sacrificios para que llegue ser un profesional, espero que algún día pueda llegar a ser al menos la mitad de tan buenas personas que son ustedes"

Todos ustedes se han ganado mi total consideración y respeto.

Sughey Pashanasi Andia

Agradecimientos

A Dios, por su infinito amor, por permitirnos seguir en esta vida para poder denostar(nos) cuán lejos podemos llegar profesional y espiritualmente, por sus constantes pruebas que han hecho de nosotras mejores personas, por guiarnos día a día para así poder afrontar con sabiduría esta larga travesía de la vida, y sobre todo por la vida de nuestros padres, familiares y amigos, con quiénes compartimos hoy, el inicio de esta nueva etapa.

A nuestros padres, familiares y amigos, quienes de alguna u otra forma nos han brindado su apoyo moral y económico; su amor, preocupación y paciencia han sido clave para poder seguir adelante con el desarrollo de este proyecto y no desistir ante las constantes adversidades. Esto es solo el reflejo de la confianza que nuestros padres han depositado en nosotras, y el resultado de constantes críticas constructivas.

A los docentes de la EAPIC - UNSM, por cada una de sus enseñanzas básicas y profesionales, y experiencias personales brindadas durante estos cinco años de carrera profesional, los cuales han servido como impulso y motivación para seguir con el interés de seguir formándonos día a día en este gran campo de la ingeniería, dando una competencia justa y correcta, sin dejarnos intimidar por nada ni nadie.

A nuestro asesor, Ing. Néstor Raúl Sandoval Salazar, por su apoyo y guía en el desarrollo del presente proyecto de investigación, por su total predisposición e interés, y por compartir, además, cada uno de sus experiencias como docente del área.

Todo esto es posible gracias a ustedes.

Gianny Daniela Torres Tello y Sughey Pashanasi Andia

Índice General

Dedicatoria.....	vi
Dedicatoria.....	vii
Agradecimientos.....	viii
Índice General.....	ix
Índice de Tablas.....	xiii
Índice de Figuras	xv
Índice de Ilustraciones	xvii
Resumen	xix
Abstract	xx
Introducción.....	v
CAPÍTULO I.....	10
REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA.....	10
1.1. Antecedentes, Planteamiento y Formulación del Problema	10
1.1.1. Antecedentes de la Investigación	10
1.1.1.1. Antecedentes Internacionales	10
1.1.1.2. Antecedentes Nacionales.....	13
1.1.1.3. Antecedentes Locales	14
1.1.2. Planteamiento del Problema.....	16
1.1.3. Formulación del Problema	17
1.2. Objetivos	18
1.2.1. Objetivo General	18
1.2.2. Objetivos Específicos.....	18
1.3. Justificación de la Investigación.....	18
1.3.1. Justificación teórica.....	18
1.3.2. Justificación Práctica.....	19
1.3.3. Justificación Técnica	19
1.3.4. Justificación Social.....	19
1.4. Delimitación de la Investigación	20
1.5. Marco Teórico	20
1.5.1. Climatología.....	20
1.5.2. Hidrología	20
1.5.2.1. Ingeniería Hidrológica.....	21

1.5.2.2.	Aplicación de la Hidrología en la Ingeniería Civil.....	21
1.5.3.	Precipitación.....	22
1.5.4.	Escurrimiento	22
1.5.4.1.	Escurrimiento Superficial.....	23
1.5.4.2.	Fatores Que influyen en la formación de escorrentía superficial	23
1.5.4.3.	Coeficiente de Escorrentía (C)	25
1.5.5.	Drenaje	27
1.5.5.1.	Sistema de Drenaje Urbano	27
1.5.5.2.	Tipo de Sistemas de Drenaje Urbano	27
1.5.6.	Diseño de Sistema de Drenaje Pluvial Urbano	28
1.5.6.1.	Consideraciones del Caudal de Diseño	28
1.5.6.2.	Captación de Aguas Pluviales en Edificaciones.....	29
1.5.6.3.	Captación de Aguas Pluviales en Zona Vehicular – Pista.....	29
1.6.	Definición de Términos Básicos	49
CAPÍTULO II.....		50
MATERIAL Y MÉTODOS		50
2.1.	Materiales	50
2.1.1.	Recursos Humanos	50
2.1.2.	Recursos Materiales	50
2.1.2.1.	Estudio Hidrológico	50
2.1.2.2.	Estudio Topográfico	50
2.1.2.3.	Estudio de Suelos	50
2.1.2.4.	Estudio Estadístico	50
2.1.3.	Otros Recursos	50
2.2.	Metodología.....	51
2.2.1.	Hipótesis.....	51
2.2.2.	Sistema de Variables	51
2.2.2.1.	Variable Independiente.....	51
2.2.2.2.	Variable Dependiente	51
2.2.3.	Operacionalización de variables	51
2.2.4.	Tipo y Nivel de Investigación	52
2.2.4.1.	Tipo de Investigación	52
2.2.4.2.	Nivel de Investigación.....	52
2.2.5.	Diseño de la Investigación	52

2.2.6.	Población y Muestra.....	53
2.2.6.1.	Población.....	53
2.2.6.2.	Muestra.....	53
2.2.7.	Técnicas e instrumentos de recolección de datos.....	53
2.2.7.1.	Técnicas de Recolección de datos	53
2.2.7.2.	Instrumentos de Recolección de datos	54
2.2.8.	Técnicas de Procesamiento y Análisis de Datos	58
2.2.8.1.	Reconocimiento de Campo	58
2.2.8.2.	Evaluación de la Información Hidrológica	58
2.2.8.3.	Selección del Periodo de Retorno	58
2.2.8.4.	Estimación de la Población Urbana Futura	60
2.2.8.5.	Análisis Estadístico de Datos Hidrológicos	62
2.2.8.6.	Análisis de regresión y correlación de estaciones meteorológicas.....	75
2.2.8.7.	Determinación de las áreas colectoras de lluvia.....	75
2.2.8.8.	Estimación de los caudales de diseño.....	76
2.2.8.9.	Diseño Hidráulico de las Obras de Drenaje	77
2.2.8.10.	Diseño Estructural de las Obras de Drenaje.....	78
	CAPÍTULO III	81
	RESULTADOS Y DISCUSIÓN	81
3.1.	Resultados	81
3.1.1.	Elección del Periodo de Retorno para el Sistema de Drenaje Pluvial Urbano.....	81
3.1.2.	Cálculo de la Población Urbana Futura del Centro Poblado Las Palmas	83
3.1.2.1.	Interpretación de Resultados	85
3.1.3.	Determinación de la Intensidad de Precipitación de Diseño.....	86
3.1.3.1.	Método de distribución Gumbel Tipo I.....	89
3.1.3.2.	Método de distribución Gumbel.....	90
3.1.3.3.	Método de Log Pearson tipo III	91
3.1.3.4.	Método usando La Formula IILA-SENAMHI-UNI, 1983	93
3.1.3.5.	Pruebas de Bondad de Ajuste Kolmogorov-Smirnov.	95
3.1.4.	Áreas Colectoras de Lluvia del Centro Poblado Las Palmas	98
3.1.5.	Cálculo de Caudales de Diseño.....	102
3.1.6.	Diseño Hidráulico de las Obras de Drenaje	112
3.1.6.1.	Estimación de las Pendientes	112
3.1.6.2.	Dimensionamiento de los Colectores y Alcantarillas.....	115

3.1.7. Diseño Estructural de las Obras de Drenaje.....	129
3.1.7.1. Diseño Estructural de Colectores	129
3.1.7.2. Diseño Estructural de Alcantarillas.....	189
3.2. Discusión de Resultados.....	219
3.2.1. Análisis de Resultados	219
3.2.1.1. Análisis Hidrológico.....	219
3.2.1.2. Análisis Topográfico	220
3.2.1.3. Análisis de Suelos	221
3.2.1.4. Análisis de Caudales de Diseño	222
3.2.1.5. Análisis de Diseño Hidráulico.....	222
3.2.1.6. Análisis de Diseño Estructural	223
3.2.2. Contrastación de Hipótesis.....	224
CONCLUSIONES.....	225
RECOMENDACIONES	226
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	227
ANEXOS	229
Anexo A: Documentos para la solicitud de datos hidrometereológicos de la Estación Automática “El Porvenir” al SENAMHI (Documento virtual y físico).	229
Anexo B: Información hidrometereológicos de la Estación Automática “El Porvenir” brindada por el SENAMHI.	231
Anexo C: Solicitud de la certificación de los resultados de la tesis titulada “Estudio de la Capacidad Portante de los suelos del Centro Poblado Las Palmas, distrito de la Banda de Shilcayo”, realizada el año 2014.....	232
Anexo D: Certificación de los resultados de la tesis “Estudio de la Capacidad Portante de los suelos del Centro Poblado Las Palmas, distrito de la Banda de Shilcayo”.....	233
Anexo E: Panel Fotográfico.	234
Anexo F: Planos.....	240

Índice de Tablas

Tabla 1: Operacionalización de variables.....	51
Tabla 2: Valores de Periodo de Retorno T (Años)	59
Tabla 3: Valores Máximos Recomendados de Riesgo Admisible de Obras de Drenaje....	60
Tabla 4: Población Urbana del Centro Poblado Las Palmas	61
Tabla 5: Registro de valores de Precipitación Máxima en 24 horas registradas en la Estación “El Porvenir”	63
Tabla 6: Ocurrencia cronológica de la precipitación máx. de la Estación “El Porvenir” ..	64
Tabla 7: Valores de "Yn" y "Sn" para distintos números de registros	66
Tabla 8: Valores críticos para la prueba de bondad Kolmogorov-Smirnov de bondad del ajuste.....	74
Tabla 9: Parámetros a considerar para la selección del Periodo de Retorno del Sistema de Drenaje Pluvial Urbano	82
Tabla 10: Cálculo de la Población Futura - Método Aritmético	83
Tabla 11: Cálculo de la Población Futura - Método del Interés Simple	84
Tabla 12: Cálculo de la Población Futura - Método Geométrico.....	85
Tabla 13: Comparación de Métodos de Cálculo de Población con los Datos Oficiales del INEI	85
Tabla 14: Ocurrencia cronológica de las precipitaciones máximas en 24 horas por año (periodo 1970-2018), orden creciente y decreciente de los datos	87
Tabla 15: Desarrollo estadístico empleado en el método de Gumbel y Gumbel tipo I.....	88
Tabla 16: Cálculo de la variable reducida para distintos periodos de retorno (δ_i).....	89
Tabla 17: Cálculo de precipitaciones para distintos periodos de retorno $\delta=(Y-\mu)/\alpha$	90
Tabla 18: Elección de "Yn" y "Sn" para un número de registros igual a 25	90
Tabla 19: Cálculo de precipitaciones para distintos periodos de retorno (Ψ)	91
Tabla 20: Desarrollo estadístico empleado en el método de Log Pearson tipo III.....	91
Tabla 21: Cálculo de precipitaciones para distintos Periodos de Retorno	92
Tabla 22: Interpolación de los valores de "K" para distintos periodos de retorno	92
Tabla 23: Cálculo de precipitaciones máximas en 24 horas para distintos periodos	93
Tabla 24: Resumen de los métodos de cálculo de precipitaciones máximas en 24 horas para distintos Periodos de Retorno.....	93
Tabla 25: Distribución normal de la precipitación en porcentaje entre 24 horas y una hora según el Manual para el Diseño de Carreteras Pav. de Bajo Vol. de Tránsito.....	94

Tabla 26: Desarrollo estadístico de la prueba de bondad de ajuste Kolmogorov-Smirnov para el método de Gumbel y Gumbel Tipo I.....	95
Tabla 27: Valor para la prueba de bondad Kolmogorov-Smirnov de bondad del ajuste ...	96
Tabla 28: Desarrollo estadístico de la prueba de bondad de ajuste Kolmogorov-Smirnov para el método Log Pearson tipo III.....	97
Tabla 29: Áreas colectoras de lluvia del Centro Poblado Las Palmas	99
Tabla 30: Caudales de Escurrimiento para los colectores secundarios según el planteamiento hidráulico del Centro Poblado Las Palmas	104
Tabla 31: Caudales de Escurrimiento para los colectores principales según el planteamiento hidráulico del Centro Poblado Las Palmas	109
Tabla 32: Caudales de diseño de alcantarillas menores de cruce según el planteamiento hidráulico del Centro Poblado Las Palmas.....	111
Tabla 33: Pendiente de los colectores y alcantarillas, según el planteamiento hidráulico del Centro Poblado Las Palmas	112
Tabla 34: Dimensionamiento Hidráulico de colectores y alcantarillas, según el planteamiento hidráulico del Centro Poblado Las Palmas	119
Tabla 35: Resumen de las secciones finales de los colectores y alcantarillas, según el planteamiento hidráulico del Centro Poblado Las Palmas	124
Tabla 36: Especificaciones para el Diseño del Colector Principal C-01	143
Tabla 37: Especificaciones para el Diseño del Colector Principal C-07.....	158
Tabla 38: Especificaciones para el Diseño del Colector Secundario C-34	173
Tabla 39: Especificaciones para el Diseño del Colector Secundario C-25	188
Tabla 40: Especificaciones para el Diseño de las Alcantarillas A-01 y A-26.....	218

Índice de Figuras

Figura 1: Tabla de Coeficientes de escorrentía para ser utilizados en el Mét. Racional....	26
Figura 2: Sección Transversal de Cunetas.....	30
Figura 3: Elementos geométricos e hidráulicos de una sección hidráulica típica.....	31
Figura 4: Relaciones geométricas transversales más frecuentes.....	32
Figura 5: Tabla de valores de Taludes, según el material del terreno.....	32
Figura 6: Coeficientes de rugosidad de Manning.....	33
Figura 7: Valores para ancho de solera, según Caudal de diseño.....	33
Figura 8: Valores de relación base/tirante, a partir del talud de la sección.....	34
Figura 9: Velocidades máximas según material de la tubería.....	36
Figura 10: Velocidades máximas permisibles.....	36
Figura 11: Sección de la cuneta rectangular.....	38
Figura 12: Caso I: Poza sin agua, terreno seco.....	38
Figura 13: Caso II: Poza llena hasta la cota superior de la pared lateral, terreno seco.....	39
Figura 14: Diagrama de Momentos para el Caso I y Caso II.....	42
Figura 15: Elección del Riesgo Admisible (%), según Vida útil (n) y Tipo de Obra.....	81
Figura 16: Valores a interpolar según Vida Útil de la Obra y Riesgo Admisible considerados para el Sistema de Drenaje Pluvial Urbano.....	82
Figura 17: Verificación del Rango Admisible del Periodo de Retorno seleccionado (T=40 años) para el diseño del Sistema de Drenaje Pluvial Urbano.....	83
Figura 18: Gráfico de Comparación de Métodos de Cálculo de Población con los Datos Oficiales del INEI.....	86
Figura 19: Corte Típico de una Sección Transversal para el Cálculo del Caudal.....	103
Figura 20: Sección del colector principal C- 01.....	129
Figura 21: Sección transversal del colector principal C-01.....	130
Figura 22: Diagrama de Momentos en el colector principal C-01, para el caso I.....	132
Figura 23: La poza del colector principal C-01, está llena hasta la cota superior de la pared lateral.....	133
Figura 24: Diagrama de Momentos en el colector principal C-01, para el caso II.....	135
Figura 25: Distribución de acero en el Colector Principal C-01.....	143
Figura 26: Sección del colector principal C- 07.....	144
Figura 27: Sección transversal del colector principal C – 07.....	144
Figura 28: Diagrama de Momentos en el colector principal C-07, para el caso I.....	147

Figura 29: La poza del colector principal C-07, está llena hasta la cota superior de la pared lateral.	148
Figura 30: Diagrama de Momentos en el colector principal C-07, para el caso II.	150
Figura 31: Distribución de acero en el Colector Principal C-07.	158
Figura 32: Sección del colector secundario C- 34.	159
Figura 33: Sección transversal del colector secundario C – 34.	159
Figura 34: Diagrama de Momentos en el colector secundario C-34, para el caso I.	162
Figura 35: La poza del colector secundario C-34, está llena hasta la cota superior de la pared lateral.	163
Figura 36: Diagrama de Momentos en el colector secundario C-34, para el caso II.	165
Figura 37: Distribución de acero en el Colector Secundario C-34.	173
Figura 38: Sección del colector secundario C- 25.	174
Figura 39: Sección transversal del colector secundario C – 25.	174
Figura 40: Diagrama de Momentos en el colector secundario C-25, para el caso I.	177
Figura 41: La poza del colector secundario C-25, está llena hasta la cota superior de la pared lateral.	178
Figura 42: Diagrama de Momentos en el colector secundario C-25, para el caso II.	180
Figura 43: Distribución de acero en el Colector Secundario C-25.	188
Figura 44: Sección transversal de la alcantarilla A-01 (0.70 x 0.60 m).	189
Figura 45: Distribución de esfuerzos en el marco rígido Alcantarilla A-01	191
Figura 46: Cargas definidas en el programa Sap 2000 - Alcantarilla A-01	192
Figura 47: Diagrama de cortantes en la Alcantarilla A-01 (0.70 x 0.60 m).	193
Figura 48: Diagrama de momentos en Alcantarilla A-01 (0.70 x 0.60 m)).	193
Figura 49: Distribución de acero en la alcantarilla A-01 (0.70 x 0.60 m).	203
Figura 50: Sección transversal de la alcantarilla A-26 (0.60 x 0.50 m).	204
Figura 51: Distribución de esfuerzos en el marco rígido Alcantarilla A-26	206
Figura 52: Cargas definidas en el programa Sap 2000 - Alcantarilla A-26	207
Figura 53: Cargas definidas en el programa Sap 2000 - Alcantarilla A-26	207
Figura 54: Diagrama de momentos en Alcantarilla A-26 (0.60 x 0.50 m)).	208
Figura 55: Distribución de acero en la alcantarilla A-26 (0.60 x 0.50 m).	218

Índice de Ilustraciones

Ilustración 1. Localización Geográfica del Centro Poblado Las Palmas, Banda de Shilcayo, San Martín.....	3
Ilustración 2. Vehículos más frecuentes para acceder al Centro Poblado Las Palmas.	4
Ilustración 3. Tipo de suelo predominante en el Centro Poblado Las Palmas.....	5
Ilustración 4: Drenaje natural de aguas pluviales en el Centro Poblado Las Palmas.	9
Ilustración 5: Sistema de drenaje artificial, altura del km 6, de la carretera Marginal Sur. 9	
Ilustración 6: Portal Oficial de la Página web del Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI) - Censos Nacionales 1993: IX de Población y IV de Vivienda. Noviembre 2019.	54
Ilustración 7: Base de Datos a nivel de Centros Poblados del Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI) - Censos Nacionales 2007: XI de Población y VI de Vivienda. Noviembre 2019.	55
Ilustración 8: Base de Datos (EXCEL) a nivel de Centros Poblados del del Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI) - Censos Nacionales 2017: XII de Población, VII de Vivienda y III de Comunidades Indígenas..	55
Ilustración 9: Portal Oficial de la página web del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI) – Apartado: “Datos/Descarga de Datos”. (Fuente: Página web del SENAMHI. Octubre 2019.....	56
Ilustración 10: Portal Oficial de la página web del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI) – Apartado: “Datos/Solicitud de Datos”. (Fuente: Página web del SENAMHI. Octubre 2019.....	57
Ilustración 11: Portal Oficial del Repositorio Institucional Digital de la UNSM – Apartado: “Tesis/Pre Grado/Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura/(Br.) Ingeniería Civil”. Agosto 2019.	57
Ilustración 12: Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño durante la vida útil. Fuente: Figura N° 1 del Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC 2014	59
Ilustración 13: Valores de "K" para la distribución de Pearson Tipo III (as. positiva).	68
Ilustración 14: Valores de "K" para la distribución de Pearson Tipo III (as. negativa). ...	69
Ilustración 15: Figura 1: Zonas y subzonas pluviométricas del Perú. (Fuente: Propuesta de Norma Técnica OS. 060, 2014).....	71

Ilustración 16: Tabla 3.a: Subdivisión del territorio en zonas y subzonas pluviométricas y valores de los parámetros K_g y ϵ_g que definen la distribución de probabilidades de h_g en cada punto de estas. (Fuente: Propuesta de Norma Técnica OS. 060, 2014).	72
Ilustración 17: Tabla 3.b: Valores de los parámetros a y n que, junto con K' , definen las curvas de probabilidad pluviométrica en cada punto de las subzonas. (Fuente: Propuesta de Norma Técnica OS. 060, 2014).	73
Ilustración 18: Tabla 3.c: Estaciones pluviométricas; Valor de "t" para la cual $\epsilon_t = \epsilon_g$. (Fuente: Propuesta de Norma Técnica OS. 060, 2014).	73
Ilustración 19: Se observa el escurrimiento de agua de lluvia por el Jr. Las Palmeras, generando focos de infección para la población.	234
Ilustración 20: Se observa la acumulación de agua de lluvia por la falta de una estructura de drenaje generando fuente de contaminación y foco infeccioso.	234
Ilustración 21: Se observa una cuneta natural ubicado en la Av. Las Palmas, frente al colegio, debido a la falta de estructuras de drenaje.	235
Ilustración 22: Se observa el desnivel del terreno en la Av. Las Palmas, lo que ocasiona que en épocas de lluvias se acumule el agua y perjudique las estructuras de las viviendas aledañas.	235
Ilustración 23: Se observa la formación de cunetas naturales por la falta de las estructuras de drenaje, generando focos de contaminación para la población.	236
Ilustración 24: Se observa la acumulación de agua en las intercepciones de las calles, la cual genera un mal estado para el tránsito vehicular y peatonal.	236
Ilustración 25: Se observa el escurrimiento de agua de lluvia por el Jr. Manuela Flores, generando focos de contaminación.	237
Ilustración 26: Se observa el escurrimiento de agua de lluvia por el Jr. Manuel Vásquez, generando focos de contaminación.	237
Ilustración 27: Se observa la topografía casi plana del terreno en la parte de la Plaza del Centro Poblado Las Palmas. Asimismo, se evidencia la falta de estructuras de drenaje.	238
Ilustración 28: Se observa la acumulación de aguas de lluvia en Jr. Manuela Flores, generando un foco de contaminación para la población.	238
Ilustración 29: Se observa el escurrimiento de agua de lluvia por cunetas naturales, debido a la falta de estructuras de drenaje.	239
Ilustración 30: Se observa la acumulación de agua de lluvia, por la falta de estructuras de drenaje, causando focos de contaminación a la población.	239

Resumen

El presente trabajo de investigación: “Relación de parámetros hídricos, suelo y orografía del Centro Poblado Las Palmas para el Diseño Hidráulico y Estructural de un Sistema de Alcantarillado Pluvial Urbano”, tuvo como objetivo, realizar un estudio minucioso de la relación entre los parámetros hídricos, de suelo y orográficos de la zona urbana del Centro Poblado Las Palmas, para posteriormente diseñar un óptimo Sistema de Alcantarillado Pluvial Urbano, que evacue eficientemente las aguas pluviales. Para este propósito se realizaron estudios de hidrología, topografía y geología que nos brindaron los parámetros básicos y necesarios para el diseño. Para el estudio topográfico, se realizó el levantamiento topográfico de la zona, con lo que se trazó las áreas de influencia y el planteamiento hidráulico inicial y definitivo del sistema. Para el estudio hidrológico, se consideró el registro hidrometeorológico de precipitaciones máximas de la Estación CO El Porvenir, con lo que se calculó la precipitación de diseño. Para el estudio geológico, se consideró la capacidad portante de Las Palmas, la cual nos permitió identificar y evaluar los tipos y comportamiento de suelos de la zona; necesarios para el diseño estructural del sistema. Finalmente, para el cálculo de los caudales se utilizó las consideraciones y métodos de la Norma OS0.60 (2006). Con los resultados de la investigación se evidenció la importancia de realizar un estudio minucioso de los parámetros básicos de la zona urbana en estudio, para poder diseñar un sistema de drenaje funcional, económico, seguro que contribuya con la belleza de la obra.

Palabras clave: Drenaje, Precipitación pluvial, Sistema de Alcantarillado Pluvial, Norma Técnica OS0.60, Parámetros hídricos, de suelos y orográficos.

Abstract

The research work: "Relationship of hydric parameters, soil and orography of the Las Palmas Populated Center for the Hydraulic and Structural Design of an Urban Storm Sewer System", aimed to carry out a detailed study of the relationship between the hydric parameters, soil and orographic of the urban area of the Las Palmas Populated Center, to subsequently design an optimal Urban Storm Sewer System, which efficiently evacuates rainwater. For this purpose, hydrology, topography, and geology studies were carried out that gave us the basic and necessary parameters for the design. For the topographic study, the topographic survey of the area was carried out, with which the areas of influence and the initial and definitive hydraulic approach of the system were drawn. For the hydrological study, the hydrometeorological record of maximum precipitation of "El Porvenir" Ordinary Climatological Station was considered, with which the design precipitation was calculated. For the geological study, the bearing capacity of Las Palmas was considered, which will identify and evaluate the types and behavior of the soils in the area, necessary for the structural design of the system. Finally, for the calculation of the flows, the considerations, and methods of Standard OS0.60 were used. With the results of the research, the importance of carrying out a detailed study of the basic parameters of the urban area under study was evidenced, in order to design a functional and economical drainage system, which will surely contribute to the beauty of the work.

Keywords: Drainage, Pluvial Precipitation, Storm Sewer System, Technical Standard OS0.60, Hydric, Soil and Orographic Parameters.



Introducción

La Selva Peruana presenta un Clima húmedo y tropical, con altas precipitaciones durante todo el año, en ella se pueden observar dos estaciones visiblemente marcadas; los meses de noviembre a marzo, son de abundantes lluvias; y entre abril y octubre hay pocas lluvias, aun así, la humedad es muy alta durante todo el año. Es precisamente en el periodo de abundantes lluvias donde las zonas urbanas se ven gravemente afectados por la acumulación de descargas pluviales, principalmente en zonas bajas, esto debido a que, no existen sistemas de drenajes o los existentes son "deficientes" o "no funcionan" por falta de mantenimiento preventivo y/o correctivo, por parte de las autoridades.

Según el mapa climático del Perú, en la Provincia de San Martín, El Distrito de La Banda de Shilcayo, perteneciente a la Selva Baja, presenta un Clima Tropical muy Húmedo; clima de tipo lluvioso a muy lluvioso durante todo el año, generado originalmente por tormentas y acompañadas por descargas eléctricas por la tarde y primeas horas de la noche, lo que requiere inminentemente de la presencia de un buen sistema de drenaje en todas las zonas urbanas de la región y un adecuado mantenimiento de las mismas.

El Centro Poblado Las Palmas, perteneciente al Distrito de La Banda de Shilcayo, no es ajeno a este problema, ya que, debido a sus grandes descargas pluviales anuales, la deficiente capacidad de los drenes naturales y la falta de un correcto plan de desarrollo urbano, las calles se ven convertidas en "lagunas", y los medios a través de los cuales se realiza la evacuación de sus aguas pluviales son por el contrario un patrimonio oculto, literalmente enterrado, que sólo nos muestra de vez en cuando sus "enfermedades" cuando una fuerte lluvia altera el volumen y la velocidad de la escorrentía.

En este contexto, la presente investigación tiene el interés de realizar un estudio minucioso de la relación entre los parámetros básicos para el diseño del sistema de drenaje del Centro Poblado Las Palmas, con el fin de conducir la escorrentía de las aguas de lluvia, por medio de obras hidráulicas, que al ser construidas, evitarán daños causados por el estancamiento de aguas de lluvia, que una vez atendido, traerán múltiples beneficios económicos y sociales para la población; contribuyendo además, con las entidades competentes, brindando información técnica para en un futuro ser utilizadas en la formalización de proyectos de inversión pública.

El trabajo de investigación se dividió en tres capítulos; Capítulo I: Revisión Bibliográfica; se argumenta el motivo de la investigación, Capítulo II Material y Métodos: se detalla los materiales y la metodología utilizada, Capítulo III Resultados y discusión; se presentan resultados de la investigación. Por último, se detallan las Conclusiones y Recomendaciones a las que se llegaron con el desarrollo del trabajo.

Aspectos generales del Área de Estudio

Ubicación Política

- Departamento : San Martín
- Provincia : San Martín
- Distrito : Banda de Shilcayo
- Centro Poblado : Las Palmas

Ubicación geográfica

El Centro Poblado Las Palmas, se encuentra ubicado en el Distrito de La Banda de Shilcayo, Provincia de San Martín, Departamento del mismo nombre, a 6 km de la ciudad de Tarapoto, Carretera Marginal Sur, entre los valles del río Ahuashiyacu y la vertiente del Mishquiyacu y rodeada de los cerros: Puca Loma, Indahual, y Caca.

Límites Geográficos:

- Por el Norte : Vía de Evitamiento (Distrito de la Banda de Shilcayo)
- Por el Sur : Caseríos Tres de Octubre y Uchpayacu
- Por el Este : Caseríos La Unión y Bello Horizonte
- Por el Oeste : Sector Chontamuyo, y parte del río Cumbaza

Coordenadas Geográficas:

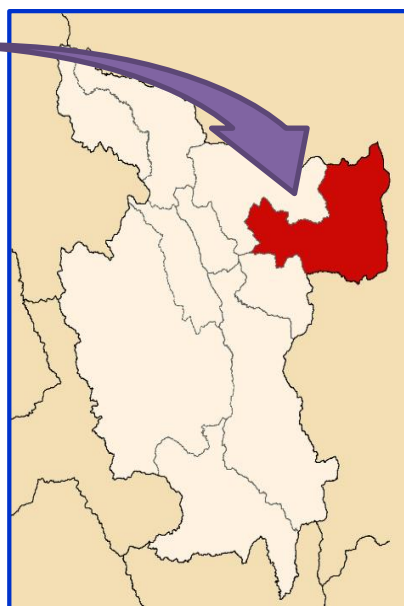
- Latitud Sur : 76° 21' 45"
- Longitud Oeste : 06° 32' 55"

Altitud Media:

Altitud Media : 270.00 m.s.n.m.



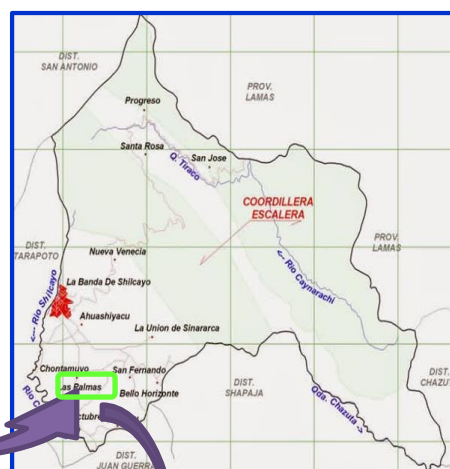
Ubicación de la Región San Martín en el Perú



Ubicación de la Provincia San Martín en la Región San Martín



Ubicación del distrito de la Banda de Shilcayo en la Provincia de San Martín



Ubicación del centro poblado Las Palmas en el distrito de La Banda de Shilcayo

FOTO SATELITAL DEL C.P.M. LAS PALMAS

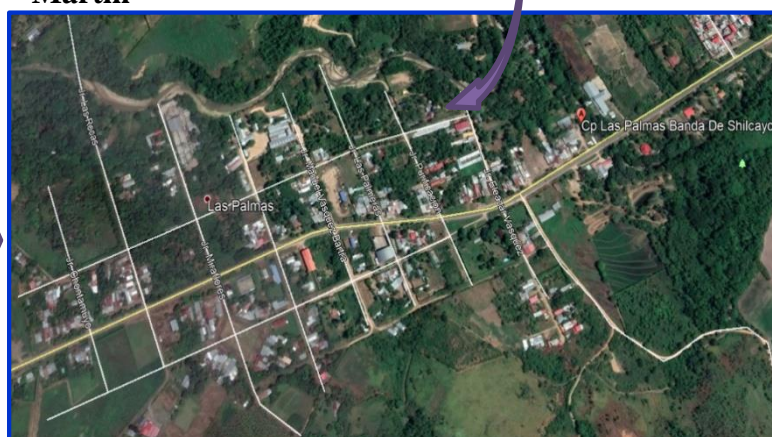


Ilustración 1. Localización Geográfica del Centro Poblado Las Palmas, Banda de Shilcayo, San Martín.

Acceso al Área del Proyecto

Para llegar al distrito de La Banda de Shilcayo, se hace uso de vehículos motorizados que prestan el servicio de transporte privado, mientras que, las poblaciones más cercanas a esta ciudad hacen uso de vehículos menores propios tales como mototaxis y motos lineales. Para acceder a la localidad de Las Palmas desde la ciudad de Tarapoto, se debe seguir con dirección sur, a través de la carretera asfaltada Fernando Belaunde Terry - Kilómetro 3.



Ilustración 2. Vehículos más frecuentes para acceder al Centro Poblado Las Palmas.

Clima

El clima predominante de la zona de estudio es tropical muy húmedo, con temporadas de fuertes lluvias durante el año. Resulta complicado definir con exactitud cuándo empiezan y cuando terminan las estaciones en toda la Selva Baja, sobre todo porque sólo se llegan a definir dos estaciones, el verano, que se caracteriza por la presencia de un radiante sol y el invierno que es cuando se presentan las lluvias.

Precipitación

La precipitación pluvial total anual de ese tipo de clima es Muy Lluvioso, varía entre los 1000 y 1400 mm., con promedio de 1200 mm. En general, las mayores precipitaciones se presentan en los meses de agosto y octubre, a veces en el mes de Setiembre y abril, siendo Marzo el que registra el valor más elevado. El número de días de lluvia a lo largo del año en

esta zona, varía entre 88 y 116. El número de días de lluvia al mes, varía entre un mínimo de 6 y un máximo de 13.

Temperatura

El Centro Poblado Las Palmas tiene una temperatura Semicálida de 27°C, asciende hasta 34°C durante el día. En el área con clima tropical seco, el régimen térmico se caracteriza por presentar sus índices medios más bajos con valores inferiores a 21°C. En los meses de junio y Julio, presenta un período ocasional de tiempo frío llamado FRIAGEN, conocido como “Frío de San Juan”.

Vientos

Este factor climático presenta una característica especial dentro de la zona en estudio: La estación El Porvenir, registra un viento persistente de dirección Norte con una velocidad promedio anual de 4.9 Km/h, durante todo el año. No se descarta, la ocurrencia. esporádica de vientos fuertes y acompañados por fuertes precipitaciones, de consecuencias funestas.

Humedad Relativa

La estación de Tarapoto tiene los promedios más bajos: 77%; mientras que la estación de El Porvenir registra los valores más altos: 80% a 90%. Según el tipo de Clima, este resulta ser muy húmedo.

Suelos

El área de estudio presenta terrenos humíferos, arcillosos, calcáreos y arenosos.



Ilustración 3. Tipo de suelo predominante en el Centro Poblado Las Palmas.

Aspectos Socio-Económicos del Área de Estudio

Instituciones Vigentes (Población involucrada)

Comunales

- Municipalidad del Centro Poblado
- Tenencia gobernación

Educativas

- I.E.I. N° 172 Las Palmas
- I.E. Integrado N° 0096 Las Palmas
- C.E.O. Inca Atahualpa

Salubridad

- Puesto de Salud – Las Palmas
- Comité Local de Apoyo de Salud (CLAS)

De Desarrollo Agrario

- Comité de Regantes “Ahuashiyacu”

De Servicios

- Luz Eléctrica
- Vías de comunicación terrestre
- Junta Administrativa de Servicios de Saneamiento “Mishquiyacu” (JASS)
- Señal de TV, teléfono, etc.

Religiosas

- Iglesia Católica
- Iglesia Evangélica
- Iglesia Adventista

Empresariales

- Restaurantes
- Piscigranjas
- Hacienda “Don Vicente”
- Venta de Pan al paso

Viviendas

Según Censo Nacional de Población y Vivienda del 2017, las edificaciones son de paredes de ladrillo en un 76.41%, de adobe en un 21.00% y mínimamente de tapial en un 0.48%, con cobertura de calamina en un 54.77% y de concreto armado en un 42.81%. Asimismo, los pisos de las viviendas en la localidad en su mayoría son de cemento, losetas o cerámicas y mínimamente de tierra, existiendo algunas de material noble.

Migración

El Centro Poblado Las Palmas alberga a un gran porcentaje de personas emigrantes de varios lugares del país. De acuerdo al último censo de la población, radicando en el Centro Poblado Las Palmas, personas de los departamentos de Amazonas, Loreto, Piura, Lambayeque, Cajamarca; del departamento de San Martín, de las localidades de: Bellavista, Juan Guerra, El Dorado, Tarapoto, Sauce, Lamas, Saposoa, Tocache, San Roque de Cumbaza, etc.

Aspecto Urbano

El aspecto urbano de la población tiene las características de las zonas residenciales con calles anchas, huertas grandes y áreas para el sembrío de plantas ornamentales. Las viviendas están diseñadas en su mayoría con una estructura moderna, con paredes de ladrillo, adobes y techo de calamina y concreto armado. Por su ubicación geográfica y los servicios básicos de agua, le dan una amplia posibilidad crecer en forma acelerada.

Saneamiento Básico del Área de Estudio

Sistema de Agua Potable

La localidad de Las Palmas, actualmente cuenta con un Sistema de Abastecimiento de Agua Potable por gravedad con tratamiento; la captación la realizan de un manantial, terminando

a través de conexiones domiciliarias. Los componentes del Sistema de Abastecimiento de agua comprenden:

Captación de agua subterránea; La captación la realizan de un manantial, ubicado a unos 1500 m de la zona urbana de Las Palmas, para luego ser llevada hacia los desarenadores.

Desarenadores; El agua captada del manantial es distribuidos hacia dos desarenadores de 4.00m x 0.80m y 3.00m x 0.80m respectivamente, ambos con 1.00m de profundidad, los cuales eliminan las arenas arrastradas por el agua subterránea.

Línea de conducción; El sistema está compuesto por dos líneas de conducción, una por cada desarenador, que va hacia dos reservorios respectivamente, está líneas son de 300 m aprox.

Reservorios; La localidad de las Palmas cuenta con dos reservorios, uno de sección rectangular y otro circular, estos tienen una capacidad de 30,000 y 60,000 m³ respectivamente. El tratamiento de agua se realiza por goteo, de un tanque de PVC de 500 m³ por cada reservorio, los cuales son controlados por un operador de la zona.

Línea de aducción: La línea de aducción existente comprende 1,500 m de tubería aproximadamente, que va desde el reservorio hasta el ingreso del Centro Poblado Las Palmas Para luego ser repartido a los domicilios.

Red de distribución: Las Palmas cuenta con 450 conexiones domiciliarias aproximadamente, con una red de distribución compuesta por tuberías de PVC de ½" de diámetro.

Sistema de Alcantarillado Sanitario.

El Centro Poblado Las Palmas, en la actualidad no cuenta con un Sistema de Alcantarillado Sanitario.

Sistema de Alcantarillado Pluvial

El Centro Poblado Las Palmas, en la actualidad no cuenta con ningún sistema que evacue las aguas provenientes de lluvias y demás desechos, solo existen cunetas longitudinales de la carretera principal, las cuales solo logran evacuar las aguas del pavimento, mas no las provenientes de las viviendas, lo que ocasiona el empozamiento de éstas, tal como se muestran en las siguientes ilustraciones:



Ilustración 4: Drenaje natural de aguas pluviales en el Centro Poblado Las Palmas.



Ilustración 5: Sistema de drenaje existente, altura del km 6, de la carretera Marginal Sur.

CAPÍTULO I

REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

1.1. Antecedentes, Planteamiento y Formulación del Problema

1.1.1. Antecedentes de la Investigación

Se ha revisado material bibliográfico, encontrando antecedentes internacionales, nacionales y locales sobre el tema a desarrollar.

1.1.1.1. Antecedentes Internacionales

Carpio, García y Tobias (2011) en su tesis de pregrado titulada “Propuesta de Diseño del Drenaje Pluvial, Alcantarillado Sanitario y Planta de Tratamiento para las aguas residuales del casco urbano y colonia “La entrevista” del municipio San Cayetano Istepeque, departamento de San Vicente”, al término de su investigación concluyó lo siguiente:

Se han diseñado tres sistemas independientes de alcantarillado pluvial, dos para la colonia La Entrevista, y uno para el barrio San Cayetano; en el barrio Istepeque no se diseñó alcantarillado pluvial pues este barrio presenta una topografía favorable para el funcionamiento del drenaje superficial existente (cordón-cunetas), y de acuerdo a entrevistas realizadas a los habitantes de este lugar este drenaje no presenta inconvenientes en época lluviosa.

Con los sistemas de alcantarillado pluvial propuestos en cada localidad se logra solucionar los problemas de inundaciones y estancamientos causados por las aguas lluvias en su totalidad, mejorando así la comodidad de los habitantes de las zonas y logrando que las calles sean transitables y cómodas en tiempos de lluvia. Así también al reducir los estancamientos se disminuye la proliferación de vectores causantes de enfermedades como los zancudos.

Los sistemas de alcantarillado pluvial se han diseñado con sus descargas individuales y a cada descarga se le ha propuesto su respectiva obra de protección, logrando así una adecuada incorporación de las aguas lluvias a los cauces naturales y evitando con estas obras de protección posibles erosiones o alteraciones negativas en las quebradas y ríos donde se depositarán las aguas lluvias.

Con el diseño del alcantarillado sanitario propuesto se ha logrado tener una cobertura cercana a un 95.00% de las viviendas que actualmente existen en la zona de estudio. Las viviendas que no se pueden incorporar al sistema tendrán una solución alternativa para la disposición de las aguas negras y grises (sistema de fosa séptica). (pp. 376)

Rivadeneira (2012) en su tesis de pregrado titulada “Diseño del Sistema de Alcantarillado Pluvial del barrio “La Campiña del Inca” Canton, Quito, provincia de Pichincha” al término de ésta, concluyó:

Debido a que el Barrio La Campiña del Inca es un poblado que lo podríamos considerar casi nuevo se ve en la necesidad de poseer un adecuado de aguas lluvias; el presente estudio y proyecto propone una solución de acuerdo a las características económicas, topográficas, geológicas de la zona.

El material que se empleó para el diseño del alcantarillado pluvial de la Campiña del Inca es PVC, considerando un mejor proceso de construcción ya que se disminuye el volumen de excavación, relleno y compactación, así como la facilidad de transporte del mismo hacia la obra, facilidad de instalación y mantenimiento.

Con el desarrollo del proyecto de diseño de Alcantarillado Pluvial se otorgará una buena calidad de vida para los pobladores nuevos y futuros, de igual manera se crearán fuentes de trabajo para los mismos, y sus terrenos tendrán una plusvalía mayor.

El estudio de Impactos Ambientales del proyecto de Alcantarillado Pluvial de la Campiña del Inca, nos demuestra que las alteraciones en el ambiente tienen mayor incidencia si no se realiza el proyecto, debido a que está siendo afectado principalmente a las quebradas produciendo deslaves y por ende a los pobladores que pueden correr peligro.

La puesta en marcha del proyecto genera fuentes de trabajo eventual y fijo tanto en la fase de construcción como en la fase de operación del sistema. Por lo que se concluye que no siempre los impactos son solo negativos. (pp. 176-177)

Domingos (2015) en su tesis al grado científico de doctor titulada “Estrategia para el diseño de redes de drenaje pluvial, empleando la modelación matemática, para su aplicación en la ciudad de Luanda”, al término de su investigación concluyó lo siguiente:

Se elaboró una estrategia para el diagnóstico, diseño y verificación de redes de drenaje pluvial, basada en el uso de modelos del terreno y aplicando herramientas de modelación matemática, apta para su aplicación en la ciudad de Luanda.

Se construyó el MDT del barrio Marçal, que cumple con los requisitos de resolución exigidos por su condición de área urbana, y con la aplicación de todos los criterios que aseguran la compatibilidad de los datos provenientes de todas las fuentes, la obtención de un modelo interpolado geoestadísticamente óptimo (kriging), y con una calidad del modelo final suficiente para su utilización en la simulación de los procesos de escurrimiento.

La elaboración del modelo digital del terreno para el barrio Marçal a partir de datos de diferentes fuentes, combinados con las herramientas de modelación espaciales, permitió simular los escurrimientos en la cuenca urbana del mismo barrio y conducirlos de forma segura por los cauces naturales.

Se aplicó la estrategia propuesta en la zona seleccionada como caso de estudio, lo que permitió establecer criterios sobre los peligros de inundación ante intensas lluvias, como etapa de diagnóstico de la situación actual del barrio. Para este diagnóstico se adoptó la estrategia de calibración basada en los caudales máximos para las dos vertientes de la cuenca correspondiente al barrio Marçal. (pp. 119)

López (2016) en su trabajo de diploma titulado “Diseño y Simulación de una Red de Drenaje Pluvial para la Zona Centro - Este de la Ciudad de Trinidad”, al término de ésta, concluyó:

El programa ROKO, resuelve el problema de la optimización de las redes, por lo que representa un considerable ahorro de tiempo a la hora de buscar una solución técnico-económica, se recomienda su empleo en futuros proyectos.

Los valores referidos a costos de las variantes y soluciones ingenieriles presentadas en este trabajo, no representan el presupuesto total de inversión, ya que se excluyen otros costos que no intervienen en el análisis realizado y en el proceso de optimización.

La calidad de los datos de base que hay que suministrar al modelo de cálculo, tendrán una relación directa con la confianza en los resultados finales del mismo.

Los resultados de la modelación no reflejan ningún tipo de inundación al considerar la tormenta de diseño, lográndose la validación del diseño.

Con el programa ROKO se obtuvo un caudal máximo de diseño de 5,803 m³/s, mientras que el Hidrograma de salida del caudal simulado tuvo un valor máximo de 5,262 m³ /s a causa de la asignación de propiedades a los objetos del modelo en SWMM. (pp. 61)

1.1.1.2. Antecedentes Nacionales

Quispe, y Rojas (2015) en su tesis de pregrado titulada "Diseño del Sistema de Drenaje Pluvial de la comunidad 3 de Mayo de Pucarumi del distrito de Ascensión - Huancavelica", consistió en el estudio del sistema de drenaje pluvial en la comunidad 3 de Mayo de Pucarumi del distrito de Ascensión, la cual se encuentra en vías de desarrollo, en caso específico van creciendo las urbanizaciones y por tal los drenajes naturales de la cuenca se ven afectados con variaciones que repercuten a los pobladores.

Al culminar el proyecto, se llegó a las siguientes conclusiones: El desarrollo urbano altera de una forma notable la hidrología de la cuenca en estudio. En particular, se disminuye la capacidad de desagüe de la red de drenaje de aguas pluviales y se incrementan los caudales extremos y el volumen de esorrentía. La falta de un tratamiento correcto de las aguas de lluvia hace que las casas de material sufran humedecimientos en sus estructuras en las temporadas de lluvias. La proyección de estructuras de retención es para disminuir los caudales pico de esorrentía. (pp. 108)

Yañez (2014) en su tesis de pregrado titulada "Eficiencia del sistema de drenaje pluvial en la Av. Angamos y Jr. Santa Rosa - Cajamarca", que consistió en evaluación del estado actual, el diseño hidráulico y las competencias en la operación y mantenimiento del sistema de drenaje pluvial en la Av. Angamos y el Jr. Santa Rosa, con la finalidad de conocer las causas que determinan la ineficiencia del sistema de drenaje, ya que en tiempos de alta precipitación de lluvias, los niveles de esta alcanzan índices elevados lo que causa serios problemas a la población cajamarquina por un ineficiente sistema drenaje pluvial, la sobrecarga pluvial propicia inundaciones en zonas topográficamente bajas y erosiones en los cursos de agua por el incremento de la velocidad de esorrentía; impactando desfavorablemente en las superficies expuestas de edificaciones e infraestructura vinculadas a estos espacios. (pp. 136)

Lima y Quispe (2018) en su tesis de pregrado titulada “Evacuación de Aguas Pluviales aplicando técnicas de Drenaje Urbano sostenible en la Localidad de Alto Libertad”, al término de ésta llegó a las siguientes conclusiones: Los resultados de los modelos para cada escenario, Modelo inicial, Modelos con imbornales o sumideros y el modelo con drenes filtrantes nos entregan resultados favorables para el SUDS, desde el punto de vista Hidrológico, este sistema retrasa el tiempo en el que se presenta el caudal Máximo de 1:38 Horas del sistema inicial (cuenca sin ningún sistema de drenaje) a 1:51 Horas con este sistema de drenes filtrantes logrando un retraso de 13 minutos para que se presente el máximo caudal en las calles, mientras que el sistema convencional de imbornales solo logra un retraso de 1 minuto (1:39 Horas en presentarse el caudal máximo), esto es muy importante debido a que el caudal que aún circule por las calles afectan a las urbanizaciones aguas abajo, entonces al lograr un retraso en el caudal máximo este sistema evita que poblaciones aguas abajo sufran riesgo de inundaciones por la acumulación de caudales máximos de su propia cuenca y la que viene de aguas arriba.

Desde el punto de vista hidráulico el sistema de drenes filtrantes también resultó más eficiente, logrando captar más agua que en modelo de imbornales, esto se muestra en las fig. 87; 88 y 89 del capítulo VI donde se reduce el caudal que circula por las calles de 1680 l/s en la zona C a 550 l/s contra los 617 l/s del modelo de imbornales. (pp. 325)

Zuleta Bilbao, en su libro “Diccionario de la Construcción”, incluye la “Normatividad para el Sistema de Drenaje Pluvial”, Norma OS.060 Drenaje Pluvial Urbano, indica que para un diseño adecuado de un sistema de drenaje pluvial hay que seguir las normas que garanticen el buen funcionamiento del sistema, en los que hace mención en su libro.

1.1.1.3. Antecedentes Locales

Noriega (2002) en su tesis de pregrado titulada “Diseño Hidráulico del Sistema de Drenaje Pluvial Urbano de la ciudad de Calzada”, al término de su investigación concluyó que: En la zona de estudio existe una gran concentración de flujos, precisamente en las partes bajas, debido a la inexistencia de un sistema colector, capaz de interceptar las aguas de escorrentía superficial, además las zonas de expansión urbanas son más vulnerables a inundaciones debido a su falta de drenaje. La zona de estudio no cuenta con estudios básicos anteriores; la evacuación se da mediante drenes naturales, los que se convierten en verdades canales para intensidades máximas de lluvia. Se espera que. con la red de escurrimiento superficial

planteada y la construcción de obras de drenaje, las aguas pluviales sigan su curso definitivo hasta los puntos de entrega correspondientes, para garantizar la eliminación correcta de dichas aguas que caen sobre la zona. (pp. 215)

Chávez (2010) en su tesis de pregrado titulada "Diseño de Drenaje Pluvial de la Localidad de Pilluana, Provincia de Picota, Región San Martín", al término de su investigación concluyeron que: Es importante realizar estudios previos de hidrología, para el cálculo de la intensidad máxima, para luego, calcular el caudal de diseño, y con este determinar las dimensiones adecuadas para cualquier estructura hidráulica. Además, el estudio de la topografía, también ha sido de suma importancia, para el dimensionamiento de las estructuras proyectadas, considerando su seguridad y economía. (pp. 81)

Villalobos (2014) en su tesis de pregrado titulada "Estudio de la Capacidad Portante de los Suelos del Centro Poblado Las Palmas, Distrito de La Banda de Shilcayo", al término de su investigación concluyó que: Los suelos del Centro Poblado Las Palmas están conformados por Arcillas Inorgánicas de Baja Plasticidad (CL), Arenas Limosas (SM), Arenas Arcillosas (SC), Arenas limosas-arcillosas (SM-SC) y Arcillas Inorgánicas de Alta Plasticidad (CH), según sector, presentándose una capacidad portante de suelos de 0.58 en el Sector 1 y 3, y 0.48 kg/cm² en el Sector 2, considerándolos finalmente como sectores de suelos permeables y medianamente permeables. Además, recomienda el diseño de sistemas de drenaje adecuados para evacuar las aguas de lluvia, tomando como referencia su trabajo de investigación (pp. 133 y 134)

Garate y Rioja (2018) en su tesis de pregrado titulada "Diseño Hidráulico y Estructural del Sistema de Drenaje Pluvial Urbano del Distrito de Cacatachi, Provincia de San Martín, Región San Martín", al término de su investigación concluyeron que: El distrito de Cacatachi presenta una topografía plana, por lo que, en el diseño se proyectaron diversos tipos de alcantarillas con lo cual se busca ensanchar la base para contrarrestar el área hidráulica que pudiera restar debido a la losa superior, buscando siempre un diseño armónico con la rasante de las calles. Los estudios de hidrología y topografía han sido de mucha importancia, en el cálculo del caudal de diseño, para así, dimensionar las estructuras hidráulicas necesarias para prevenir estragos durante las prolongadas precipitaciones pluviales (pp. 337)

Mires y Guerra (2018) en su tesis de pregrado titulada "Diseño Hidráulico y Estructural del Drenaje Pluvial Urbano del Centro Poblado Menor Nuevo San Juan, Distrito de El Porvenir,

Provincia y Región de San Martín", al término de su investigación concluyeron que: El diseño hidráulico y estructural del sistema de drenaje pluvial del Centro Poblado Menor de Nuevo San Juan, servirá como parte fundamental de un futuro expediente técnico en favor a su drenaje, asegurando de ésta manera la salubridad y seguridad pública. Para el diseño de los Drenes, tanto principales como secundarios, se ha tomado el coeficiente del valor de rugosidad como $n = 0.017$ (para cunetas revestidas), pudiendo decir que este valor resulta bastante conservado para dar mayor eficiencia y seguridad al momento de realizar los cálculos. La topografía del lugar ha sido un factor importante para el dimensionamiento y el diseño estructural de las obras proyectadas. (pp. 177)

Núñez (2019) en su tesis de pregrado titulada "Cálculo de precipitaciones y caudales para el diseño de sistemas de drenaje pluvial urbano en el ámbito del distrito de Soritor, provincia de Moyobamba – San Martín, aplicando el proyecto de norma técnica OS.060 del año 2014", al término de su investigación concluye fundamentalmente que: Resulta indispensable la actualización de la norma OS.060 del año 2006 por el proyecto de norma técnica del año 2014 para el diseño de los sistemas de drenaje pluvial, ya que los parámetros de diseño establecidos en el proyecto de norma técnica OS0.60 del año 2014 son más estrictos y específicos en las condiciones para cada región del Perú, así como las modificaciones de los métodos experimentales los cuales muchas veces van actualizándose y la norma en vigencia es muy antigua por lo que sería importante su actualización en función a las nuevas tendencias de diseño y un paso para ello es la actualización por la propuesta de norma técnica OS0.60 del año 2014 la cual está a la espera de su promulgación. Un claro ejemplo de esto es en el manual de hidrología, hidráulica y drenaje del MTC (2014) que cuenta con una actualización en el año 2014 la cual actualizó los riesgos admisibles para obras de drenaje lo que al compararlo con sus versiones anterior otorgan resultados con una variación considerable. (pp. 131)

1.1.2. Planteamiento del Problema

El distrito de la Banda de Shilcayo, al encontrarse a 270 m.s.n.m; perteneciente a la Selva Baja, posee un Clima Tropical muy Húmedo, que genera un elevado número de lluvias de gran intensidad durante todo el año que perjudican directa e indirectamente y en mayor o menor magnitud a las zonas urbanas de cada uno de los centros poblados que lo conforman.

El Centro Poblado Las Palmas, no se escapa de esta realidad, pues éste se ve gravemente afectado en temporadas altas de lluvias, debido a los grandes charcos de agua que se forman sobre la vía y al aumento de flujos de lodo en sus principales calles, todo ello por la carencia de un Sistema de Alcantarillado Pluvial que evacue las aguas hacia una zona segura de descarga.

Lo que se puede apreciar actualmente en esta zona, es la falta de mejoramiento y conservación de sus calles, esto implicaría primero tener un Sistema de Alcantarillado Pluvial, para su posterior asfaltado, que conformen un sistema conjunto de obras hidráulicas que mantengan en mejor estado la calles, lo cual es muy importante y necesario para la población de esta localidad, ya que con el crecimiento poblacional y la falta de un proyecto para una adecuada distribución, los pobladores están expuestos a problemas de salubridad, comodidad y tránsito por la poca capacidad de los drenes naturales existentes, teniendo como causa principal las intensas precipitaciones que existen en esta parte de la región, provocando así muchas veces la formación de charcos mal olientes e infecciosos, y bacheos superficiales en la plataforma de vía.

Es por ello, que resulta de suma importancia realizar un análisis y estudio previo de las condiciones hidrológicas, topográficas y geológicas para el diseño de un Sistema de Alcantarillado Pluvial en esta zona, y de esta manera conocer el comportamiento y la interrelación de estos parámetros para poder planificar un sistema óptimo y funcional, que logre evacuar las aguas pluviales de manera rápida, evitando aniegos, deterioro de la infraestructura existente y sobre todo, daños a la salud de la población por el estancamiento de las aguas.

1.1.3. Formulación del Problema

De acuerdo a lo expuesto anteriormente podemos plantearnos la siguiente interrogante: ¿La relación de parámetros hídricos, suelo y orografía del Centro Poblado Las Palmas permitirá el Diseño Hidráulico y Estructural de un Sistema de Alcantarillado Pluvial Urbano que logre evacuar eficientemente las aguas pluviales?

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo General

Realizar el estudio de la relación de parámetros hídricos, de suelo y de orografía del Centro Poblado Las Palmas para el Diseño Hidráulico y Estructural de un Sistema de Alcantarillado Pluvial Urbano.

1.2.2. Objetivos Específicos

- Estudio de parámetros hídricos para determinar el caudal de diseño.
- Análisis de los tipos de suelos de la zona, para conocer la capacidad portante de los suelos del área de influencia.
- Estudios topográficos y catastrales a curvas a nivel en la zona de influencia, para conocer la pendiente del terreno y trazar el planteamiento hidráulico del sistema.
- Diseño hidráulico de las obras de un Sistema de alcantarillado Pluvial Urbano.
- Diseño estructural de las obras de un Sistema de alcantarillado Pluvial Urbano.

1.3. Justificación de la Investigación

El presente trabajo de investigación se justifica debido a la necesidad de demostrar la importancia del estudio de los parámetros hídricos, de suelos y orográficos para el diseño de un sistema óptimo y funcional de Alcantarillado Pluvial Urbano.

Para el desarrollo de este proyecto de investigación se empleará la metodología propuesta en el proyecto de norma OS0.60 del año 2014, la cual fue planteada con fines de mejorar las deficiencias de la actual norma OS0.60 mediante el uso de métodos más desarrollados para el diseño óptimo y eficaz de un sistema de alcantarillado pluvial.

1.3.1. Justificación teórica

Para el desarrollo del presente trabajo de investigación se utilizaron diferentes manuales y libros físicos y virtuales sobre teorías de hidrología, hidráulica, topografía, geología y drenaje pluvial urbano, y en su mayoría, conceptos básicos de la propuesta técnica de la norma OS. 060. Estos conceptos nos permitieron tener un conocimiento más amplio sobre subtemas relacionados al tema principal y ayudaron a resolver algunas dudas adquiridas en el proceso. Esto justifica la confiabilidad del uso de métodos y teorías técnicas para el estudio

de cada uno de los parámetros básicos para el diseño del sistema de drenaje pluvial en el Centro Poblado Las Palmas.

1.3.2. Justificación Práctica

El estudio de los parámetros hídricos, de suelos y orográficos para el cálculo del diseño del sistema de alcantarillado pluvial urbano permite garantizar el óptimo funcionamiento de las obras hidráulicas que se construirán; evitando así los múltiples problemas que genera el actual y deficiente dren natural, tales como: el deterioro de las calles, viviendas y veredas, la acumulación de aguas pluviales, malos olores y otros, causados por las fuertes y constantes lluvias en la zona, los cuales no solo afectan el aspecto de las mismas, sino que casan incomodidad para la libre transitabilidad peatonal y vehicular, y hasta pueden llegar a repercutir en la salud y economía de los pobladores. El resultado de un mal sistema de drenaje, solo retrasaría el desarrollo urbano de la comunidad y aumentaría los gastos de inversión.

1.3.3. Justificación Técnica

Como norma general, se siguieron las pautas y métodos planteados en la propuesta de norma técnica OS0.60 del año 2014, la cual, según comparaciones, ha logrado subsanar algunas deficiencias de la actual norma peruana, promulgada en el 2006. Los resultados y recomendaciones obtenidos en el presente trabajo podrán ser usados con total confiabilidad para futuros proyectos de inversión en la zona, ya que garantiza una formal y adecuada metodología, de acuerdo con la realidad de la zona.

1.3.4. Justificación Social

Con la propuesta de diseño de un sistema de alcantarillado pluvial para el Centro Poblado Las Palmas, se mejorará significativamente la calidad de vida de los pobladores y de la comunidad en general; protegerá los riesgos de inundación, contribuirá al desarrollo urbano, incrementará la actividad turística de la zona, mejorará el tránsito vehicular y peatonal. En el ámbito económico, requerirá de una menor inversión en su construcción y reducirá el costo de mantenimiento de las calles, ya que disminuirá las pérdidas económicas por daños provocados por inundaciones.

1.4. Delimitación de la Investigación

El área de estudio de la presente investigación, Centro Poblado Menor Las Palmas, está ubicado en el Distrito de La Banda de Shilcayo, Provincia y Región San Martín, en el Km 5 de la Carretera Fernando Belaunde Terry, limitándose solo a realizar el trabajo de investigación en áreas urbanas y de expansión urbana donde se están concentrando en los últimos años los mayores asentamientos poblacionales a causa del fenómeno migratorio que está sucediendo en áreas de la parte céntrica del Centro Poblado Las Palmas. No participan del presente estudio partes aledañas ubicadas en los alrededores de las áreas mencionadas así pertenezcan al Centro Poblado las Palmas.

En la presente tesis utilizaremos los datos del levantamiento topográfico para tener una idea aproximada de la forma del terreno, las cuales nos ayudaran a establecer la dirección y sentido del flujo del agua debido a las precipitaciones.

1.5. Marco Teórico

1.5.1. Climatología

Según **Chereque Moran Wendor (1989)**, son numerosas las definiciones que existen del clima, pero todas ellas aluden al estado medio de la atmosfera. Para la **Organización Meteorológica Mundial (2010)**, el clima es el “conjunto fluctuante de condiciones atmosféricas caracterizado por los estados y la evolución del tiempo, en el curso de un periodo suficientemente largo en un dominio espacial determinado”. Los elementos que permitan distinguir un clima de otro son: la temperatura, la precipitación, la presión, el viento y la radiación solar. Los dos primeros son las principales.

1.5.2. Hidrología

Según **Villón Béjar Máximo (2011)**, la hidrología es la “ciencia natural que estudia el agua, su ocurrencia, circulación y distribución en la superficie terrestre, sus propiedades químicas y físicas y su relación con el medio ambiente, incluyendo a los seres vivos”.

También es conveniente mencionar la definición que plantea la **Organización Meteorológica Mundial (2010)**, por que destaca la importancia de la hidrología en relación con los recursos hidráulicos de la tierra y su aprovechamiento. “Hidrología es la ciencia que trata de los procesos que rigen el agotamiento y recuperación de los recursos de agua en las

áreas continentales de la tierra y en las diversas fases del ciclo hidrológico”. Es necesario limitar la parte de la hidrología que estudia la ingeniería, a una rama que comúnmente se llama ingeniería hidrológica.

1.5.2.1. Ingeniería Hidrológica

Según **Cahuana Andia Agustín, & Yugar Morales Weimar (2009)**, la Ingeniería hidrológica es la ciencia aplicada, que usa principios hidrológicos en la solución de problemas de ingeniería, que surgen de la necesidad de uso y explotación de los recursos hídricos, así como para la protección contra daños ocasionados por éste.

Chereque Moran Wendor (1989), refiere una idea similar “Los proyectos hidráulicos son de dos tipos: los proyectos que se refieren al uso del agua y los que se refieren a la defensa contra los daños que ocasiona el agua”.

Por su parte, **Villón Béjar Máximo (2011)**, describe que: “La hidrología proporciona al ingeniero o hidrólogo, los métodos para resolver los problemas prácticos que se presentan en el diseño, la planeación y la operación de estructuras hidráulicas”.

1.5.2.2. Aplicación de la Hidrología en la Ingeniería Civil

Según **Cahuana Andia Agustín, & Yugar Morales Weimar (2009)**, la Hidrología es aplicada con mucha frecuencia para el diseño de obras civiles. El ingeniero civil que se ocupa de proyectar, construir o supervisar el funcionamiento de instalaciones hidráulicas, sanitarias y otras obras civiles debe resolver numerosos problemas prácticos. Éstos pueden ser de muy variado carácter, pero en la mayoría de los casos será necesario el conocimiento de la hidrología para su solución.

Según **Chereque Moran Wendor (1989)**, los proyectos típicos de explotación para el uso del agua son los de abastecimiento de agua potable, los de irrigación (riego tecnificado y riego por inundación) y los de aprovechamiento hidroeléctrico (centrales hidroeléctricas); comprenden, además, los de navegación, recreación y otros. Los proyectos típicos de defensa contra los daños que ocasiona el agua son los de drenaje urbano (drenajes pluviales, evacuación de desechos); drenaje vial (dimensionamiento de puentes, alcantarillas en carreteras); drenaje agrícola (drenaje superficial, para la eliminación de aguas superficiales,

innecesarias y perjudiciales a la agricultura); los de encausamiento de ríos, los de defensa contra las inundaciones, control de erosión en cuencas y otros.

1.5.3. Precipitación

Según **Villón Béjar Máximo (2016)**, la precipitación, es toda forma de humedad que, originándose en las nubes, llega hasta la superficie del suelo; de acuerdo a esta definición la precipitación puede ser en forma de lluvias, granizadas, garúas, nevadas.

Según **Fattorrelli y Fernández (2011)**; La precipitación media en una zona o en una cuenca es motivo de considerable interés en el diseño hidrológico y su correcta evaluación es muy importante en la modelación de los procesos de lluvia y escorrentía, tanto en modelos de pronóstico como en diseño.

Desde el punto de vista de la ingeniería hidrológica, la precipitación es la fuente primaria del agua de la superficie terrestre, y sus mediciones y análisis, forman el punto de partida de los estudios concernientes al uso y control de agua.

1.5.4. Escurrimiento

Según **Villón Béjar, Máximo (2016)**, el escurrimiento es “un componente del ciclo hidrológico, que se define como el agua proveniente de la precipitación, que circula sobre o bajo la superficie terrestre, y que llega a una corriente para finalmente ser drenada hasta la salida de la cuenca”. Si se analiza un corte esquemático de la superficie terrestre, se tiene que la precipitación cuando llega a la superficie, se comporta de la siguiente manera:

1. Una parte de la precipitación se infiltra.
2. Otra parte de la precipitación, tiende a escurrir sobre la superficie terrestre, a la precipitación que ocasiona este escurrimiento se llama altura de precipitación en exceso (hp).
3. Una pequeña proporción se pierde.

Con base en lo anterior, el escurrimiento se clasifica en tres tipos:

- Escurrimiento Superficial (Q)
- Escurrimiento Subsuperficial (Qs)

- Escurrimiento Subterráneo (Q_g)

1.5.4.1. Escurrimiento Superficial

Según **Cadena Cepeda (2002)**, la escorrentía superficial viene a ser el “caudal que fluye sobre el terreno y sobre las edificaciones, es decir, la porción que no ha sido absorbida por el suelo o infiltrado, ni se ha evaporado a la atmosfera”, y es por tanto la parte que interesa evacuar. Es el aspecto más palpable del problema pluvial, sin embargo, este fenómeno es el menos estudiado y el más complejo de analizar.

1.5.4.2. Factores Que influyen en la formación de escorrentía superficial

Según **Villón Béjar, Máximo (2016)**, el escurrimiento superficial depende fundamentalmente de dos tipos de factores:

1.5.4.2.1. Factores Meteorológicos (climáticos), que dependen de la precipitación:

Duración de precipitación (t); Es el periodo de análisis. La capacidad de infiltración disminuye durante la precipitación, por lo que puede darse el caso, que tormentas de intensidad relativamente bajas, produzcan un escurrimiento superficial considerable, si su duración es extensa.

Intensidad de la precipitación (i); Se define como el volumen de precipitación por unidad de tiempo, se expresa en milímetro por hora (mm/h). Cuando la intensidad de lluvia excede a la capacidad de infiltración del suelo, se presenta el escurrimiento superficial.

Frecuencia (f); Es la medida de la probabilidad de ocurrencia de eventos mayores o iguales que el que se analiza.

Variación Temporal; Está representado por el histograma de la lluvia. La duración del aguacero se divide en “n” intervalos iguales y a cada intervalo le corresponde una parte de la precipitación total.

Tiempo de concentración (T_c); Tiempo requerido por una gota para recorrer desde el punto hidráulicamente más lejano hasta la salida de la cuenca. El tiempo de concentración en un sistema de drenaje pluvial es:

$$T_c = T_o + T_f$$

Dónde:

T_o : tiempo de entrada, hasta alguna alcantarilla.

T_f : tiempo de flujo en los alcantarillados hasta el punto de interés = $\sum L_i/V_i$.

Periodo de Retorno (T); Tiempo promedio, en años, en que el valor del caudal pico de una creciente determinada es igualado o superado una vez cada “T” años.

Forma y tipo de precipitación; tiene gran influencia en la distribución de los escurrimientos en la cuenca.

Dirección y velocidad de la tormenta; Tiene una influencia notable en el caudal de máximo resultante y en la duración de escurrimiento superficial.

Distribución de la lluvia en la cuenca; El escurrimiento resultante de cualquier lluvia, depende de la distribución en tiempo y espacio de ésta. Es muy difícil, sobre todo en cuencas de gran extensión, que la precipitación se distribuya uniformemente.

1.5.4.2.2. Factores Fisiográficos, que dependen de las características físicas de la cuenca:

Superficie de la Cuenca; La relación entre el tamaño del área y el caudal de descarga no es lineal. A igualdad de los demás factores, para cuencas mayores, se observa una disminución relativa en el caudal de descarga, debido a que son mayores el efecto de almacenaje, la distancia recorrida por las aguas, y, por lo tanto, el tiempo de regulación en los cauces naturales.

Forma de la cuenca; El factor de forma, expresa la relación entre el ancho promedio y la longitud de la cuenca, medida esta última desde el punto más alejado hasta la descarga.

Elevación de la cuenca; Influye en las características meteorológicas, que determinan principalmente las formas de la precipitación.

Pendiente; Es uno de los factores que mayor influencia tiene en la duración del escurrimiento, sobre el suelo y los cauces naturales, afectando de manera notable, la magnitud de las descargas.

Tipo y uso del suelo; El tamaño de los granos del suelo, su ordenamiento y comparación, su contenido de materia orgánica, etc., son factores íntimamente ligados a la capacidad de infiltración y de retención de humedad.

Estado de humedad antecedente del suelo; La cantidad de agua existente en las capas superiores del suelo, afecta el valor del coeficiente de infiltración.

1.5.4.3. Coeficiente de Escorrentía (C)

Según **Sandoval Salazar, Néstor Raúl (2016)**, no toda el agua de lluvia precipitada llega al sistema del alcantarillado; parte se pierde por factores tales como la evaporación, interceptación vegetal, detención superficial en cunetas, zanjas o depresiones, y por infiltración, el cual es función de la impermeabilidad del terreno y es por esto que en algunos casos se llama coeficiente de impermeabilidad.

La determinación absoluta de este coeficiente es muy difícil ya que existen hechos que pueden hacer que su valor varíe con el tiempo. Se expresa como la relación:

$$C = \frac{\text{Precipitación}}{\text{Escorrentía}} < 1$$

Según la **Proyecto de Norma OS.060 (2014)**, la selección del valor del coeficiente de escorrentía requiere buen criterio y gran experiencia. Para la selección, el diseñador considera los siguientes aspectos:

- Grado de impermeabilización
- Pendiente de la superficie
- Características y condiciones del suelo (capacidad de infiltración, condiciones antecedentes de humedad, etc.)
- Intensidad de la precipitación
- Proximidad del nivel freático
- Almacenamiento por depresiones del terreno, etc.

La **Figura 1** muestra valores que son usados para la selección de los coeficientes de escorrentía.

CARACTERÍSTICA DE LA SUPERFICIE	PERIODO DE RETORNO (AÑOS)						
	2	5	10	25	50	100	500
ÁREAS DESARROLLADAS							
Asfáltico	0,73	0,77	0,81	0,86	0,90	0,95	1,00
Concreto/Techo	0,75	0,80	0,83	0,88	0,92	0,97	1,00
Zonas verdes (jardines, parques, etc.)							
<i>Condición pobre (cubierta de pasto menor del 50% del área)</i>							
Plano, 0 - 2%	0,32	0,34	0,37	0,40	0,44	0,47	0,58
Promedio, 2 – 7%	0,37	0,40	0,43	0,46	0,49	0,53	0,61
Pendiente superior a 7%	0,40	0,43	0,45	0,49	0,52	0,55	0,62
<i>Condición promedio (cubierta de pasto menor del 50 al 75% del área)</i>							
Plano, 0 - 2%	0,25	0,28	0,30	0,34	0,37	0,41	0,53
Promedio, 2 – 7%	0,33	0,36	0,38	0,42	0,45	0,49	0,58
Pendiente superior a 7%	0,37	0,40	0,42	0,46	0,49	0,53	0,60
<i>Condición buena (cubierta de pasto mayor del 75% del área)</i>							
Plano, 0 - 2%	0,21	0,23	0,25	0,29	0,32	0,36	0,49
Promedio, 2 – 7%	0,29	0,32	0,35	0,39	0,42	0,46	0,56
Pendiente superior a 7%	0,34	0,37	0,40	0,44	0,47	0,51	0,58
ÁREAS NO DESARROLLADAS							
Área de Cultivos							
Plano, 0 - 2%	0,31	0,34	0,36	0,40	0,43	0,47	0,57
Promedio, 2 – 7%	0,35	0,38	0,41	0,44	0,48	0,51	0,60
Pendiente superior a 7%	0,39	0,42	0,44	0,48	0,51	0,54	0,61
Pastizales							
Plano, 0 - 2%	0,25	0,28	0,30	0,34	0,37	0,41	0,53
Promedio, 2 – 7%	0,33	0,36	0,38	0,42	0,45	0,49	0,58
Pendiente superior a 7%	0,37	0,40	0,42	0,46	0,49	0,53	0,60
Bosques							
Plano, 0 - 2%	0,22	0,25	0,28	0,31	0,35	0,39	0,48
Promedio, 2 – 7%	0,31	0,34	0,36	0,40	0,43	0,47	0,56
Pendiente superior a 7%	0,35	0,39	0,41	0,45	0,48	0,52	0,58

Figura 1: Tabla de Coeficientes de escorrentía para ser utilizados en el Método Racional. Fuente: Chow et al. (1994), “Hidrología aplicada”.

El coeficiente de escorrentía para el caso de áreas de drenaje con condiciones heterogéneas será estimado como un promedio ponderado de los diferentes coeficientes correspondientes a cada tipo de cubierta (techos, pavimentos, áreas verdes, etc.), donde el factor de ponderación es la fracción del área de cada tipo al área total.

1.5.5. Drenaje

Según la **Norma OS. 060 (2006)**, el término drenaje se aplica al proceso de remover el exceso de agua para prevenir el inconveniente público y proveer protección contra la pérdida de la propiedad y de la vida. En un área no desarrollada el drenaje escurre en forma natural como parte del ciclo hidrológico. Este sistema de drenaje natural no es estático, pero está constantemente cambiando con el entorno y las condiciones físicas.

1.5.5.1. Sistema de Drenaje Urbano

Según la **Norma OS. 060 (2006)**, el Drenaje Urbano tiene por objetivo el manejo racional del agua de lluvia en las ciudades, para evitar daños en las edificaciones y obras públicas (pistas, redes de agua, redes eléctricas, etc.), así como la acumulación del agua que pueda constituir focos de contaminación y/o transmisión de enfermedades.

1.5.5.2. Tipo de Sistemas de Drenaje Urbano

Según la **Norma OS. 060 (2006)**, el drenaje urbano de una ciudad está conformado por los sistemas de alcantarillado, los cuales se clasifican según el tipo de agua que conduzcan; así tenemos:

- a) **Sistema de Alcantarillado Sanitario.** Es el sistema de recolección diseñado para llevar exclusivamente aguas residuales domésticas e industriales.
- b) **Sistema de Alcantarillado Pluvial.** Es el sistema de evacuación de la escorrentía superficial producida por las lluvias.
- c) **Sistema de Alcantarillado Combinado.** Es el sistema de alcantarillado que conduce simultáneamente las aguas residuales (domésticas e industriales) y las aguas de las lluvias.

1.5.6. Diseño de Sistema de Alcantarillado Pluvial Urbano

1.5.6.1. Consideraciones del Caudal de Diseño

1.5.6.1.1. Selección del Método para el Cálculo (según la Norma OS.060)

1. Por el Método Racional si el área de la cuenca es igual o menor a 13 Km².
2. Por el Método de Hidrograma Unitario o Modelos de Simulación para área de cuencas mayores de 13 Km².

1.5.6.1.2. Selección del período de Retorno

Según el **Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje – MTC (2014)**, para adoptar el período de retorno a utilizar en el diseño de una obra, es necesario considerar la relación existente entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil de la estructura y el riesgo de falla admisible, dependiendo este último, de factores económicos, sociales, técnicos y otros.

El criterio de riesgo es la fijación, a priori, del riesgo que se desea asumir por el caso de que la obra llegase a fallar dentro de su tiempo de vida útil, lo cual implica que no ocurra un evento de magnitud superior a la utilizada en el diseño durante el primer año, durante el segundo, y así sucesivamente para cada uno de los años de vida de la obra.

1.5.6.1.3. Análisis estadísticos de datos hidrológicos

Según el **Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje – MTC (2014)**, el análisis de frecuencias tiene la finalidad de estimar precipitaciones, intensidades o caudales máximos, según sea el caso, para diferentes períodos de retorno, mediante la aplicación de modelos probabilísticos, los cuales pueden ser discretos o continuos.

1.5.6.1.4. Estimación del caudal

El **Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje – MTC (2014)**, refiere que “Cuando existen datos de aforo en cantidad suficiente, se realiza un análisis estadístico de los caudales máximos instantáneos anuales para la estación más cercana al punto de interés. Se calculan los caudales para los períodos de retorno de interés (2, 5, 10, 20, 50, 100 y 500 años son

valores estándar) usando la distribución log normal, log Pearson III y Valor Extremo Tipo I (Gumbel), etc.

1.5.6.2. Captación de Aguas Pluviales en Edificaciones

Según la **Norma OS. 060 (2006)**, las precipitaciones pluviales sobre las azoteas causarán su almacenamiento; más con la finalidad de garantizar la estabilidad de las estructuras de la edificación, estas aguas deberán ser evacuadas a los jardines o suelos sin revestir a fin de poder garantizar su infiltración al subsuelo. Si esta condición no es posible deberá realizarse su evacuación hacia el sistema de drenaje exterior o de calzada.

- Para la evacuación de las aguas pluviales almacenadas en azoteas se utilizarán montantes de 0.05m. de diámetro como mínimo y una ubicación que permita el drenaje inmediato y eficaz con descarga a jardines o patios sin revestimiento.
- En última instancia y de no ser posible la infiltración de las aguas pluviales, éstas deberán ser evacuadas hacia el sistema de drenaje exterior o de calzada para lo cual, se debe prever la colocación de ductos o canaletas de descargas sin tener efectos erosivos en las cunetas que corren a lo largo de las calles.

1.5.6.3. Captación de Aguas Pluviales en Zona Vehicular – Pista

Según la **Norma OS. 060 (2006)**, la evacuación de las aguas que discurren sobre la calzada y aceras se realizará mediante cunetas, las que conducen el flujo hacia las zonas bajas donde los sumideros captarán el agua para conducirla en dirección a las alcantarillas pluviales de la ciudad.

1.5.6.3.1. Cunetas

Según **Arbulú Ramos, José (2012)**, las cunetas son zanjas longitudinales revestidas o sin revestir abiertas en el terreno, ubicadas a ambos lados o a un solo lado de la carretera, con el objeto de captar, conducir y evacuar adecuadamente los flujos del agua superficial. Se proyectarán para todos los tramos al pie de los taludes de corte, longitudinalmente paralela y adyacente a la calzada del camino.

Según **Sandoval Salazar, Néstor Raúl (2016)**, son estructuras de drenaje pluvial de caminos y/o sistemas de drenaje urbano, que se construyen en todos los tramos en ladera,

corde cerrado, al pie de talud de corte, poblados con mucha precipitación pluvial. Las cunetas construidas para este fin podrán tener las secciones transversales que se muestran en la **Figura 2**.

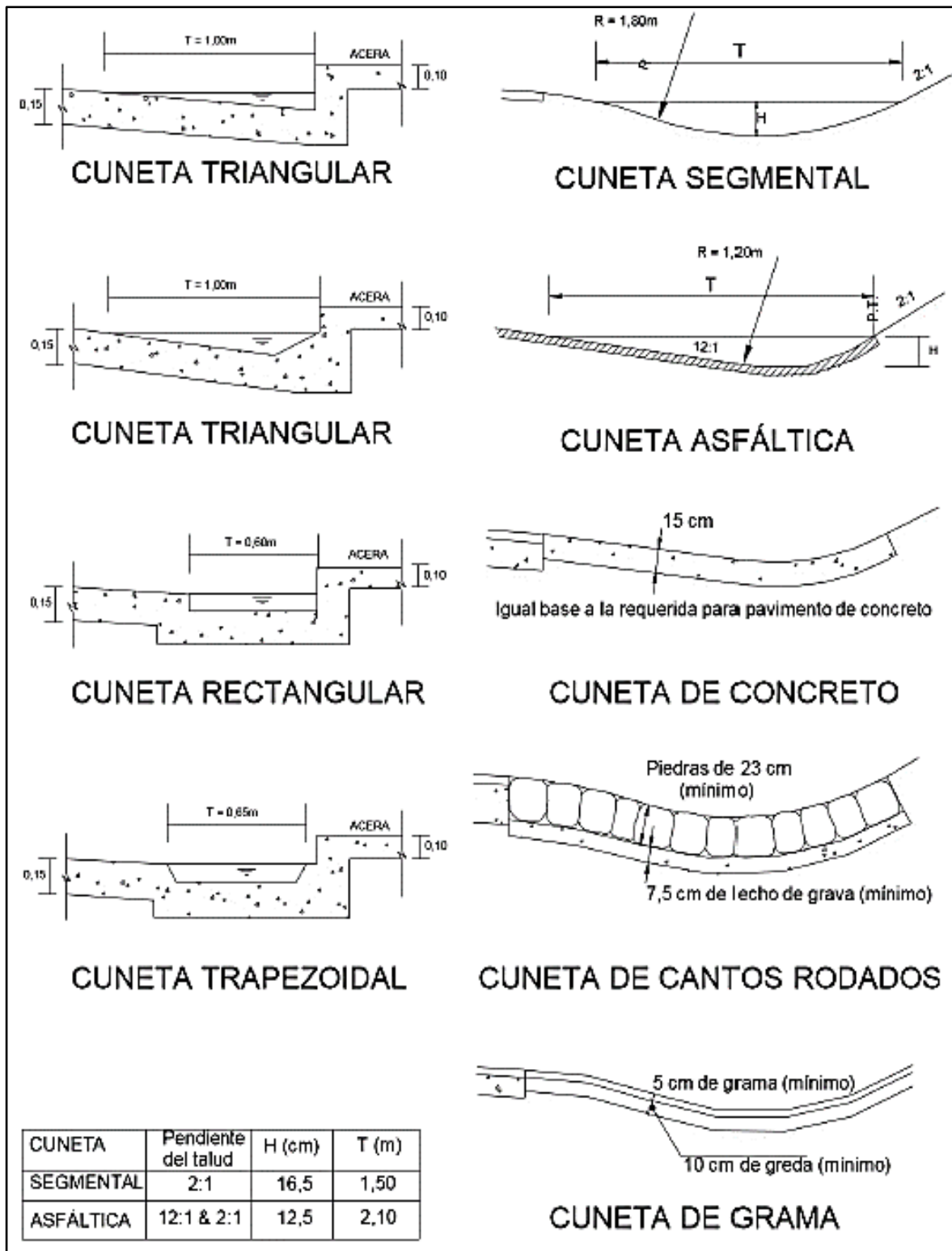


Figura 2: Sección Transversal de Cunetas. Fuente: Norma OS.060 - Drenaje Pluvial Urbano.

Diseño Hidráulico de Cunetas

Según la **Norma OS. 060 (2006)**, la capacidad de las cunetas depende de su sección transversal, pendiente y rugosidad del material con que se construyan. La capacidad de conducción se hará en general utilizando la Ecuación de Manning.

Según **Villón Béjar, Máximo (2019)**, los elementos de una sección hidráulica son los que se muestran (**Figura 3**):

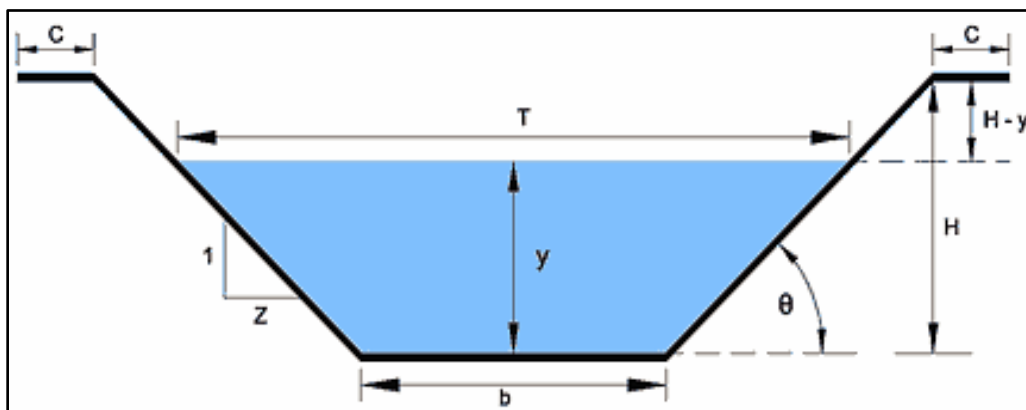


Figura 3: Elementos geométricos e hidráulicos de una sección hidráulica típica.

Donde:

Elementos Geométricos

- b = Ancho de la solera, ancho de plantilla; es el ancho de la base de la sección.
- H = Profundidad total de la sección
- Z = Talud, es la relación de proyección horizontal a la vertical de la pared lateral
- θ = Ángulo de inclinación de las paredes laterales con la horizontal
- C = Ancho de corona

Elementos Hidráulicos

- y = Tirantes de agua; profundidad máxima del agua en la sección
- T = Espejo de agua, es el ancho de la superficie libre del agua
- $BL = H - Y =$ Bordo libre

Además, existen relaciones geométricas transversales establecidas, para las secciones hidráulicas más frecuentes (**Figura 4**)



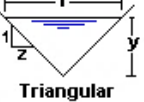
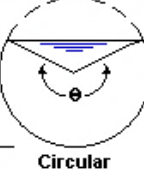
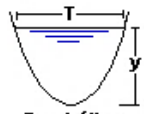
Tipo de sección	Área A (m ²)	Perímetro mojado P (m)	Radio hidráulico Rh (m)	Espejo de agua T (m)
 Rectangular	by	$b+2y$	$\frac{by}{b+2y}$	b
 Trapezoidal	$(b+zy)y$	$b+2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{(b+zy)y}{b+2y\sqrt{1+z^2}}$	$b+2zy$
 Triangular	zy^2	$2y\sqrt{1+z^2}$	$\frac{zy}{2\sqrt{1+z^2}}$	$2zy$
 Circular	$\frac{(\theta - \text{sen}\theta)D^2}{8}$	$\frac{\theta D}{2}$	$(1 - \frac{\text{sen}\theta}{\theta})\frac{D}{4}$	$(\frac{\text{sen}\theta}{2})D$ ó $2\sqrt{y(D-y)}$
 Parabólica	$\frac{2}{3}Ty$	$T + \frac{8y^2}{3T}$	$\frac{2T^2y}{3T+8y^2}$	$\frac{3A}{2y}$

Figura 4: Relaciones geométricas transversales más frecuentes.

Taludes en cunetas (z)

Según **Morales Uchofen, Walter (2004)**, los taludes en cunetas, se designan de la proyección horizontal a la vertical de la inclinación de las paredes laterales. la inclinación de las paredes laterales depende de factores varios, pero muy particularmente de la clase de terreno en donde se aloja la cuneta. Los taludes más recomendables según el tipo de material, se muestran en la **Figura 5**.

Características de los suelos	Canales poco profundos	Canales profundos
Roca en buenas condiciones	Vertical	0.25 : 1
Arcilla compactada o tierra		
Con recubrimiento de concreto	0.5 : 1	1.0 : 1.0
Limoso - limoso	1.0 : 1.0	1.5 : 1
Limoso - arenoso	1.5 : 1.0	2.0 : 1.0
Arenas sueltas	2.0 : 1.0	3.0 : 1.0

Figura 5: Tabla de valores de Taludes, según el material del terreno donde se aloja la cuneta.

Coeficiente de Rugosidad (n)

Según **Merrit, Frederick (1990)**, la rugosidad es el grado de resistencia al paso del flujo de agua que ofrecen las paredes de la cuneta. Mientras más ásperos o rugosas sean las paredes y fondo del canal, más dificultad tendrá el agua para desplazarse. La **Figura 6**, muestra los valores del coeficiente de rugosidad de Manning correspondientes a los diferentes acabados de los materiales de las cunetas de las calles y berma central

Material	Coeficiente de rugosidad (n)
Cloruro de Polivinilico	0.009
Asbesto de Cemento	0.012
Concreto reforzado prefabricado	0.013
Gras o concreto simple	0.014
Conductos en concreto simple o reforzado fundidos in situ, de sección cicular, rectangular o en herradura	
a) con acabado especial de la superficie	0.015
b) sin acabado especial de la superficie	0.017
Conductos construidos en mampostería de ladrillo	
Cnales de concreto o revestidos en concreto simple o reforzado	
a) con acabado especial de la superficie	0.015
b) sin acabado especial de la superficie	0.017
Canales o cunetas revestidas en concreto simple o ladrillo	0.017
Canales excavados en tierra	0.035
Canales excavados en tierra recubiertos con vegetacion	0.027 - 0.050
Canales excavados en roca	0.035 - 0.060

Figura 6: Coeficientes de rugosidad de Manning. Fuente: Ricardo Alfredo López Cualla, “Diseño de Acueductos”.

Ancho de Solera (b)

Según **Morales Uchofen, Walter (2004)**, resulta muy útil para cálculos posteriores fijar de antemano un valor para el ancho de solera, plantilla o base, con lo cual se puede manejar con facilidad las fórmulas para calcular el tirante. Viene a ser la medida de la base o fondo del canal, también conocido como plantilla. Está en función del caudal que transportará.

Caudal Q (m ³ /s)	Solera b (m)
Menor de 0.100	0.30
Entre 0.100 y 0.200	0.50
Entre 0.200 y 0.400	0.75
Mayor de 0.400	1.00

Figura 7: Valores para ancho de solera, según Caudal de diseño.

Tirante Normal (y)

Según **Morales Uchofen, Walter (2004)**, el tirante de agua viene a ser la altura o profundidad que alcanzará el agua en la cuneta, su cálculo depende de varios factores como son: Área hidráulica, velocidad, talud y base o plantilla. Una regla empírica generalmente usada en los Estados Unidos, establece el valor máximo de la profundidad de las cunetas de tierra según la relación:

$$y = \frac{1}{2} A^{1/2}$$

Donde:

- y = Tirante hidráulico en m.
- A = Área de la sección transversal en m^2

Otras fuentes establecen:

$$y = \frac{b}{3}$$

Donde:

b = Ancho de solera o base en m.

También se puede usar la relación: Selección de Máxima Eficiencia Hidráulica

$$B/y = 2 \tan(\theta/2)$$

TALUD (Z)	0	¼	½	¾	1	1 ½	2	3
b/y	2.0	1.562	1.236	1.00	0.828	0.61	0.47	0.32

Figura 8: Valores de relación base/tirante, a partir del talud de la sección.

Área Hidráulica (A)

Según **Morales Uchofen, Walter (2004)**, está conformada por la caja propia de la cuneta, y está relacionada con la forma que adopta la sección que puede ser circular, rectangular, trapezoidal, triangular, etc. (**Figura 4**).

Perímetro Mojado (P)

Según **Merrit, Frederick (1990)**, es la longitud en metros, de una línea que limita el área transversal que adopta la sección del flujo que puede ser circular, rectangular, trapezoidal, triangular, etc, menos la anchura libre de superficie (**Figura 4**).

Radio Hidráulico (R)

Según **De Azevedo Netto J.M. (1976)**, es la relación entre el área mojada (Área Hidráulica), y el perímetro mojado. (**Figura 4**).

Bordo Libre (BL)

Según **Morales Uchofen, Walter (2004)**, en la determinación de la sección transversal de las cunetas, resulta siempre necesario dejar cierta altura entre la superficie libre del agua que corresponde al tirante normal y la corona de los bordes, con margen de seguridad, a fin de absorber los niveles de agua extraordinarios que puedan presentarse por encima del caudal de diseño de las cunetas; debido a efectos de sufrir el incremento de caudal por la caída de lluvias o incremento de la rugosidad (n) con el correr de los años, así tenemos:

$$BL = H - y$$

En la práctica es conveniente dejar un borde libre o resguardo igual a 1/3 del tirante:

$$BL = \frac{1}{3}y$$

Profundidad total de cunetas (H)

Según **Morales Uchofen, Walter (2004)**, la profundidad total de la cuneta viene a ser la altura de la caja hidráulica y se encuentra una vez conocido el valor del tirante de agua y el borde libre, así tenemos:

$$H = y + BL$$

En forma práctica, para su construcción esta profundidad se suele redondear, asumiendo su variación al borde libre, de tal manera de obtener una medida que facilite el proceso constructivo.

Velocidad (V)

Según **Morales Uchofen, Walter (2004)**, en el diseño de cunetas, la velocidad es un parámetro que es necesario verificar de tal manera que estén en un rango cuyos límites son los que se muestran.

- Velocidad Mínima ($V_{mín}$)

Según **Marín, Carlos; Menjivar, Máximo & Zavaleta, José (2012)**, esta es la menor velocidad que no permite el inicio de sedimentos y que impide el crecimiento de musgo o de plantas acuáticas. Este valor es no es encontrado con facilidad, además de ser un valor incierto.

Para aguas que no tengan limos o para flujos previamente decantados, este factor es prácticamente despreciable, excepto por su efecto en el crecimiento de plantas. En general se recomiendan adoptar una velocidad media de 2 a 3 pies/s.

- Velocidad Máxima ($V_{máx}$)

Según **Rojas Rubio, Hugo (2010)**, durante el diseño hay que tener en cuenta el hecho de que las velocidades de la corriente del agua en el canal excesivamente grande pueden actuar de una manera destructiva sobre el fondo y las paredes de este. La velocidad media del agua en el canal debe ser menor que la velocidad de socavación.

Material de la Tubería	Vmax (m/s)
Cerámica vitrificada	5
Asbestos Cemento - Plástico PVC	3
Fierro Fundido y acero	5
Concreto	3

Figura 9: Velocidades máximas según material de la tubería. Fuente: CAPECO, Reglamento Nacional de Construcciones (Pág. 485).

Material	Vmax (m/s)
Revestido de concreto	3.0 - 6.0
Ladrillo de Concreto	2.5 - 3.5
Mampostería de piedra y concreto	2.00
Terreno revestido de zacate	0.9 - 1.0
Terreno arcilloso	0.8 - 0.9

Figura 10: Velocidades máximas permisibles. Fuente: Máximo Villón Béjar, HCANALES.

Capacidad de las Cunetas

Según **Arbulú Ramos, José (2012)**, se rige por dos límites:

- Caudal que transita con la cuneta llena.
- Caudal que produce la velocidad máxima admisible.

Para el diseño hidráulico de las cunetas utilizaremos el principio del flujo en canales abiertos, usando la ecuación de Manning:

$$Q = A \times V$$

$$Q = \frac{A \times R^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}}}{n}$$

Donde:

- Q: Caudal (m^3/seg)
- V: Velocidad media (m/s)
- A: Área de la sección (m^2)
- P: Perímetro mojado (m)
- R: A/P, Radio hidráulico (m)
- S: Pendiente del fondo (m/m)
- n: Coeficiente de rugosidad de Manning.

Diseño de las cunetas

Este diseño estará basado en la determinación de las medidas geométricas e hidráulicas de la sección. Las medidas geométricas trabajables para el diseño serán medidas constructivas.

Los tipos de secciones hidráulicas más utilizadas son la rectangular y trapezoidal, que son secciones que deben tener las condiciones de máxima eficiencia hidráulica y mínima infiltración cuando son secciones sin revestir o sección de máxima eficiencia hidráulica para canales revestidos.

Diseño Estructural de Cunetas

Según **Morales Uchofen, Walter (2004)**, consiste en determinar las dimensiones y cantidades de refuerzo que contendrá la cuneta en función de las solicitaciones de carga que se presentan.

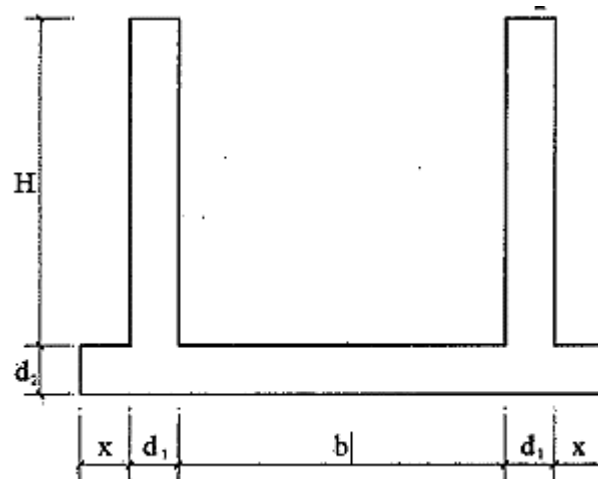


Figura 11: Sección de la cuneta rectangular.

En el cálculo estructural se tiene en cuenta los diferentes casos extremos que pueden presentarse durante la vida útil de la obra de arte, los casos extremos que se podrían presentar son los siguientes:

Caso I: Poza sin agua, terreno seco.

Con relleno a ambos lados de las paredes laterales, nivel freático en la cota más alta observada en el campo, una sobrecarga equivalente del camión de diseño $H_{20}S_{16}$ ($q_s = 1000 \text{ Kg/m}^2$), y sobre carga del pavimento $q_p = 400 \text{ Kg/m}^2$ tal como se muestra en el siguiente gráfico:

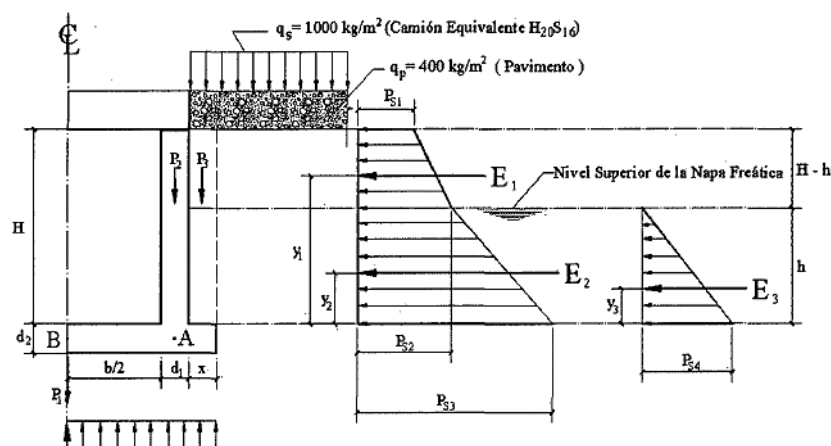


Figura 12: Caso I: Poza sin agua, terreno seco.

Caso II: Poza llena hasta la cota superior de la pared lateral, terreno seco.

Con relleno a ambos lados de las paredes laterales, y nivel freático en el interior de la cuneta hasta la cota superior del mismo, con sobre carga del pavimento $q_p = 400 \text{ Kg/m}^2$, tal como se muestra en el gráfico a continuación:

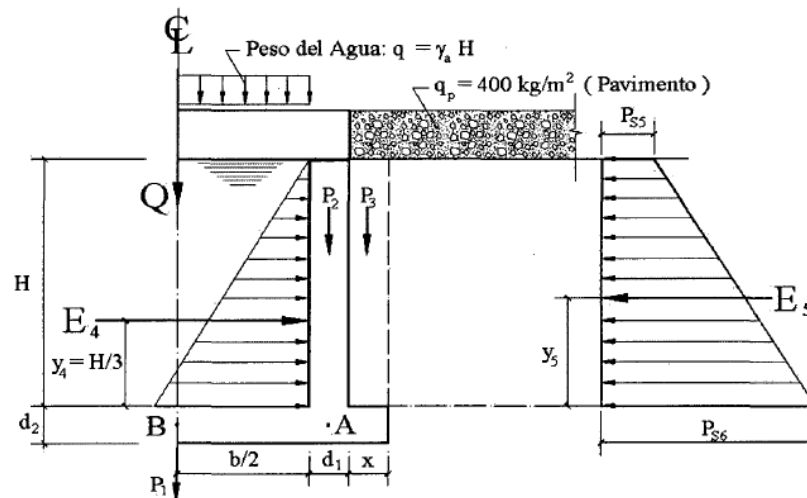


Figura 13: Caso II: Poza llena hasta la cota superior de la pared lateral, terreno seco.

Para iniciar el cálculo se estima un primer valor para el espesor de las paredes y losa. Tomando una recomendación práctica, tanto para las paredes y losa con un valor inicial $d=h/15$, donde h es la altura de las paredes laterales.

Sin embargo, por razones constructivas (vaciado del concreto), se tiene que tomar como mínimo $d_{min}=0.15 \text{ cm}$, ósea:

$$d = \begin{cases} \frac{h}{15} \\ \text{ó} \\ 15 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{El Mayor}$$

Luego se calcula para cada caso (caso I y caso II):

- El momento en el punto A.
- El momento en el punto B.
- La seguridad contra la sub-presión.
- La presión de la estructura sobre el terreno.

Cálculos para el Caso I

- El momento en el punto “A” (ver figura 12) se genera por las presiones. Las expresiones de los esfuerzos que se generan son las siguientes:

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$$

$$P_{S1} = K_a \gamma_s h_{s/c} = K_a \gamma_s \frac{(q_s + q_p)}{\gamma_s} = K_a (q_s + q_p)$$

$$h_{s/c} = \frac{(q_s + q_p)}{\gamma_s}$$

$$P_{S2} = K_a \gamma_s [H - h + h_{s/c}]$$

$$h_e = \frac{(s/c_{total})}{\gamma_s} = \frac{\gamma_s(H-h) + h_{s/c}}{\gamma_s}$$

$$\gamma' = \gamma_s - m\gamma_a$$

$$P_{S3} = K_a \gamma' (h_e + h)$$

Presión de Agua “ P_{S4} ” (kg/m)

$$P_{S4} = \gamma_a h$$

$$E_1 = \frac{1}{2} (P_{S1} + P_{S2}) (H + h)$$

$$E_2 = \frac{1}{2} (P_{S2} + P_{S3}) h$$

Empuje de Agua “ E_3 ” (kg/m)

$$E_3 = \frac{1}{2} P_{S4} h$$

$$Y_1 = \frac{(2P_{S1} + P_{S2})(H-h)}{3(P_{S1} + P_{S2})} + h$$

$$Y_2 = \frac{(2P_{S2} + P_{S3})h}{3(P_{S2} + P_{S3})}$$

$$Y_3 = \frac{H}{3}$$

El Momento en el Punto "A"

$$M_A = E_1Y_1 + E_2Y_2 + E_3Y_3$$

Donde:

- K_a = Coeficiente de empuje activo.
- P_{S1} = Presiones debido a los empujes correspondientes (Kg/m^2).
- ϕ = Angulo de fricción interna en grados sexagesimales.
- γ_s = Peso específico del suelo (Kg/m^3).
- $h_{s/c}$ = altura equivalente en metros debido a la sobre carga del camión. $H_{20}S_{16}(q_s)$, y del pavimento (q_p).
- h_c = altura equivalente en metros debido a "qs", "qp" y el suelo por encima de h (ver gráfico anterior)
- γ' = Peso específico del terreno con agua (Kg/m^3)
- γ_a = Peso específico del agua ($1000 \text{ Kg}/\text{m}^3$).
- m = Coeficiente que se obtiene de un estudio de mecánica de suelos, depende principalmente del índice de vacíos del terreno.
- Si no hay posibilidades de realizar ensayos de suelo, considerar:
- $m = 0.80$ (Terrenos compactos)
- $m = 0.60$ (Terrenos arenosos)
- E_i = Empujes activos (Kg/m).
- Y_i = Posición de los empujes activos respecto a la cara superior de la losa inferior del canal (m).
- H = Altura de las paredes laterales de la cuneta (m)

M_A = Momento en el punto "A" (Kg - m).

- El momento en el punto "B"

Se calcula tomando en cuenta M_A y sub - presión "q" (Kg/m^2):

$$q = \gamma_a(h + d_2)$$

Luego según la ecuación siguiente se obtiene:

$$M_B = M_A - \frac{1}{8}q(b + d_1)^2$$

El Momento en el punto "B" puede ser positivo o negativo. A continuación, se muestra los diagramas de momentos para ambos casos (Caso I y Caso II):

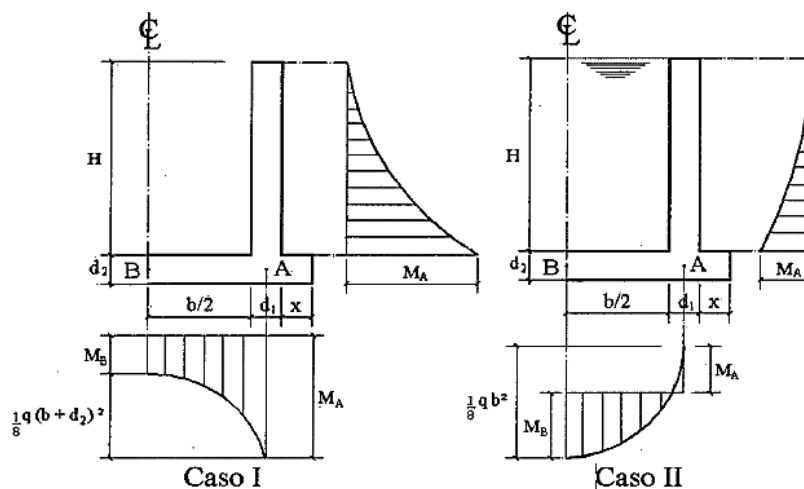


Figura 14: Diagrama de Momentos para el Caso I y Caso II.

- Seguridad contra la Sub - presión (ver figura 2):

El peso de la estructura debe ser mayor que la sub-presión del agua, para evitar que la estructura vaya a flotar. El parámetro "F" es el denominado factor de seguridad contra la sub-presión y este factor tiene que ser mayor o igual a 1.10.

El peso de la estructura se calcula con las siguientes ecuaciones:

$$P_1 = (b + 2d_1 + 2x)d_2\gamma_c$$

$$P_2 = d_1 H \gamma_c$$

$$P_3 = \gamma_s H x$$

Donde: γ_c = Peso específico del concreto, $\gamma_c = 2400 \text{ Kg/cm}^3$

La Sub – presión Kg/m se puede expresar así:

$$Q = q(b + 2d_1 + 2x)$$

Luego el factor de seguridad "F" es definido como:

$$F = \frac{P_1 + 2P_2 + 2P_3}{Q} \geq 1.10$$

Sí: $F < 1.10 \Rightarrow$ Aumentar ancho de la oreja "x", y/o espesor " d_1 " y " d_2 " hasta llegar al valor del factor de seguridad requerido.

Presión de la estructura sobre el terreno

La presión de la estructura sobre el terreno es:

$$\sigma_T = \frac{P_1 + 2P_2 + 2P_3 - Q}{(b + 2d_1 + 2x)10000}$$

Luego debe cumplirse que:

$$F = \frac{\sigma_t}{\sigma_T} \geq 2$$

Donde:

- σ_T = Presión de la estructura sobre el terreno (Kg/cm^2).
- σ_t = Capacidad portante del suelo (Kg/cm^2).

Cálculos para el Caso II

- El momento en el punto "A" se calcula según el gráfico N° 03, de donde se obtiene las siguientes ecuaciones:

$$h' = \frac{q_p}{\gamma_s}$$

$$Y_5 = \frac{H^2 + 3Hh'}{3(H + 2h')}$$

Empuje del agua “ E_4 ” (Kg/m)

$$E_4 = \frac{1}{2} \gamma_a H^2$$

$$E_5 = \frac{1}{2} K_a \gamma_s (H + 2h') H$$

El momento en el punto “A”

$$M_A = \frac{1}{3} H E_4 - E_3 Y_3$$

- El momento en el punto “B”, se calcula según la siguiente ecuación:

$$M_B = -M_A + \frac{1}{8} q b^2$$

Donde:

$$q = \gamma_a H$$

- Seguridad contra la sub-presión:

No es necesario porque en este caso la napa freática está por debajo de la losa del canal.

- Presión de la estructura sobre el terreno (σ_T)

Para esto se tiene en cuenta, las siguientes ecuaciones obtenidas (las Ec. 19,20 y 21)

$$P_1 = (b + 2d_1 + 2x)d_2\gamma_c$$

$$P_2 = d_1 H \gamma_c$$

$$P_3 = \gamma_s H x$$

$$Q = \gamma_a H b$$

Entonces:

$$\sigma_T = \frac{P_1 + 2P_2 + 2P_3 + Q}{(b + 2d_1 + 2x)10000}$$

Luego, el Factor de seguridad "F" debe cumplir lo siguiente:

$$F = \frac{\sigma_t}{\sigma_T} \geq 2.00$$

Cálculo del Refuerzo

El refuerzo se calcula conforme a la norma para concreto ciclópeo y armado del Reglamento Nacional de Edificaciones y en base al diseño a la rotura. La calidad del concreto será $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ para obras de arte y $f'_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$ para cunetas y la calidad de la armadura $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

Criterios Generales para el Diseño

Refuerzo de Repartición por Contracción y Temperatura (A_{st°).

Es el refuerzo perpendicular al principal. Los espaciamientos "S" permisibles son:

$$0.45 \text{ m} > S < 5d$$

$$S = A_b / A_s$$

Cuantías mínimas que usar, serán:

Muros: $\rho_{mínt^\circ} = 0.0025$

Losas: $\rho_{mínt^\circ} = 0.0018$

Luego las áreas de refuerzo por temperatura " A_{st° ", serán:

Muros: $A_{st^\circ} = 0.0025bd_T$

Losas: $A_{st^\circ} = 0.0018bd_T$

Donde:

- S = Espaciamiento entre barras de acero, distribuidos en un metro de ancho.
- d_T = Altura total o espesor total del elemento en (cm).
- A_s = Área total del refuerzo (cm^2)
- b = Ancho del elemento, para nuestro caso b = 100 cm.

Refuerzo mínimo de elementos sujetos a tracción ($A_{s_{min}}$)

Las cuantías mínimas que usar $f_y = 4200 \text{ Kg}/cm^2$, serán:

$$\text{Muros: } \rho_{min} = 0.0015$$

$$\text{Losas: } \rho_{min} = 0.0017$$

Luego las áreas del refuerzo mínimo " $A_{s_{min}}$ ", serán:

$$\text{Muros: } A_{st} = 0.0015bd$$

$$\text{Losas: } A_{st} = 0.0017bd$$

Dónde: d = Distancia de la fibra extrema en compresión al centro del refuerzo de tracción (cm).

Recubrimiento de Concreto para el Refuerzo (r).

Consideramos lo siguiente:

r = 0.075 m para el refuerzo de zapatas y otros miembros estructurales principales en los que el concreto se deposita contra el suelo.

r = 0.050 m para barras mayores que la N° 5 ($\Phi 5/8$ ") en superficie de concreto que van a estar en contacto con el suelo después del desencofrado.

r = 0.050 m para barras menores que la N° 4 ($\Phi 1/2$ ") en superficie de concreto que van a estar en contacto con el suelo después del desencofrado.

Elementos Rectangulares con Refuerzo de Tracción Únicamente

El momento resistente a la rotura será calculado, según:

$$As = \frac{Mu}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$a = \frac{As f_y}{0.85 f'_c b}$$

Donde:

- As = Área del refuerzo en tracción (cm^2).
- f_y = Límite de fluencia del refuerzo, se usará $f_y = 4200 \text{ Kg}/cm^2$
- d = Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo en tracción (cm)
- a = Profundidad del prisma rectangular de esfuerzos (cm)
- f'_c = Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días, se usará $f'_c = 210 \text{ Kg}/cm^2$ para obras de arte y $f'_c = 175 \text{ Kg}/cm^2$ para cunetas.
- b = Ancho de la cara en Compresión de un elemento sujeto a flexión (cm), para nuestro caso $b = 100 \text{ cm}$.
- Φ = Factor de reducción de capacidad, se usará el factor para flexión y tracción simple $\Phi = 0.90$.

La cuantía (ρ) de refuerzo no excederá de 0.75 de la cuantía balanceada (ρ_b), que produce la condición de falla balanceada, ósea debe cumplirse:

$$\rho = \frac{As}{bd} < 0.75 \rho_b$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \beta f'_c}{f_y} \times \frac{6100}{6100 + f_y}$$

Donde:

- $\beta = 0.85$ para f'_c hasta $280 \text{ Kg}/cm^2$ y se reducirá de 0.05 por cada $70 \text{ Kg}/cm^2$ de resistencia en exceso de $280 \text{ Kg}/cm^2$.

- Para concreto de $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, la $P_{m\acute{a}x} = 0.016$

✚ Resistencia a la Rotura por Fuerza Cortante (τ)

El esfuerzo cortante nominal en la rotura “ τ_u ”, como medida de la tracción diagonal, es:

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd}$$

El esfuerzo cortante nominal que tomara el concreto “ τ_c ” es:

$$\tau_c = 0.50\phi\sqrt{f'_c}$$

Donde:

- $V_u = 1.8 V$
- V = Cortante en el elemento, producto del análisis estructural.
- ϕ = Factor de reducción, $\phi = 0.85$ (para elementos sometidos a tracción diagonal, adherencia y anclaje).

Debe cumplirse lo siguiente:

$$\tau_u < \tau_c \text{ (ok)}$$

Desagüe de Cuentas

Según **Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje (2014)**, la descarga de agua de las cunetas se efectuará por medio de alcantarillas de alivio. En región seca o poca lluviosa la longitud de las cunetas será de 250m como máximo, las longitudes de recorridos mayores deberán justificarse técnicamente; en región muy lluviosa se recomienda reducir esta longitud máxima a 200m.

Revestimiento de Cunetas

Según **Morales Uchofen, Walter (2004)**, cuando el suelo es deleznable y la rasante de la cuneta es igual o mayor de 4%, ésta deberá revestirse con piedra y lechada de cemento. El revestimiento puede además ser necesario para reducir la rugosidad de la cuneta y asegurar el escurrimiento del caudal en el caso de una pendiente longitudinal muy leve.

1.6. Definición de Términos Básicos

Alcantarilla: Es el elemento que se coloca por debajo de las vías en sentido transversal para recoger y permitir el paso de las aguas cuyos cauces son interferidos por las carreteras.

Capacidad hidráulica: Es la capacidad que tiene cualquier estructura o vía de transportar, un caudal de agua en función de la altura máxima de agua permitida, esta altura viene dada por norma, estos parámetros en conjunto con otros elementos determinan las dimensiones finales de las estructuras en estudio y su capacidad funcional.

Caudal de diseño: Generalmente es el evento o caudal máximo de escurrimiento que se ocurre en una zona en un período de retorno establecido, el cual corresponde a la cantidad de agua que debe ser desalojada. Estos caudales son evaluados por el período de retorno de la lluvia que las genera conjuntamente con la importancia de la zona.

Cuenca: Se define cuenca el área de terreno donde todas las aguas caídas por precipitación se unen para formar un solo curso de agua. Cada curso de agua tiene una cuenca bien definida para cada punto de su recorrido.

Duración de lluvia: Es el tiempo comprendido entre el comienzo y el final de la lluvia, este final puede ser total o el momento hasta donde es apreciable la lluvia para efectos prácticos.

Escurrecimiento Superficial: Ocurre cuando el agua entra en el canal o estructura de captación luego de haber recorrido la superficie del suelo en ruta hacia el canal. El escurrimiento va siempre en retraso con relación a la lluvia que lo produce, dependiendo el retraso de las características del área drenable, es decir, el escurrimiento en un componente residual de la lluvia.

Estación Meteorológica automática: Las estaciones meteorológicas automáticas comprenden equipamiento compuesto por sensores electrónicos para medir las condiciones ambientales automáticas y consideran un tipo de sistemas de alimentación.

Estadística Hidrológica: Las estadísticas son números calculados de una muestra los cuales resumen sus características más importantes. El objetivo de la estadística es extraer la información esencial de un conjunto de datos, reduciendo un conjunto grande de números a un conjunto pequeño de números.

CAPÍTULO II

MATERIAL Y MÉTODOS

2.1. Materiales

2.1.1. Recursos Humanos

- Autores de la tesis
- Asesor
- Personal auxiliar de Campo

2.1.2. Recursos Materiales

2.1.2.1. Estudio Hidrológico

Datos de precipitación máxima de la Estación “El Porvenir”, brindados por el SENAMHI

2.1.2.2. Estudio Topográfico

Planos catastral y topográfico de la zona urbana del Centro Poblado Las Palmas.

2.1.2.3. Estudio de Suelos

Datos de capacidad portante de los tipos de suelo de Las Palmas (recopilados de la Tesis: “Estudio de la Capacidad Portante de los Suelos del Centro Poblado Las Palmas, Distrito de La Banda de Shilcayo”, elaborada por Rodolfo Armando Villalobos Ríos)

2.1.2.4. Estudio Estadístico

Datos de población y tipos de viviendas recopilados del INEI

2.1.3. Otros Recursos

- 02 laptops
- Agenda
- Lapiceros
- Lápices
- Memoria USB (32gb)

2.2. Metodología

2.2.1. Hipótesis

La relación de parámetros hídricos, suelo y orografía del Centro Poblado Las Palmas permitirá el Diseño Hidráulico y Estructural de un Sistema de Alcantarillado Pluvial Urbano que evacue eficientemente las aguas pluviales.

2.2.2. Sistema de Variables

2.2.2.1. Variable Independiente

Parámetros hídricos, suelo y orografía del Centro Poblado Las Palmas.

2.2.2.2. Variable Dependiente

Diseño Hidráulico y Estructural de un Sistema de Alcantarillado Pluvial Urbano.

2.2.3. Operacionalización de variables

Tabla 1

Operacionalización de variables

VARIABLE	DIMENSIONES	INDICADORES	INSTRUMENTOS	ESCALA	CATEGORIA
PARÁMETROS HÍDRICOS, SUELO Y OROGRAFÍA	Estudio de parámetros hídricos	Población urbana futura			
		Periodo de retorno	Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC		
		Intensidad máxima			
		Áreas Colectoras de lluvia	Norma OS.060 - Drenaje pluvial urbano.	Ordinal	Eficiente
		Caudal Máximo de Diseño	Programa de Excel		
DISEÑO HIDRÁULICO Y ESTRUCTURAL DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL URBANO	Diseño Hidráulico	Estudios de mecánica de suelos.	Capacidad portante del suelo	Formatos de datos	
		Estudios topográficos y catastral	Pendientes del Terreno	Planos físicos	
		Diseño de cunetas	Norma OS.060 - Drenaje pluvial urbano.		
DISEÑO HIDRÁULICO Y ESTRUCTURAL DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL URBANO	Diseño Estructural	Diseño de alcantarillas	Programa de Excel		
		Diseño de cunetas	Norma OS.060 - Drenaje pluvial urbano.	Ordinal	Eficiente
		Diseño de alcantarillas	Programa de Excel		

Fuente: Elaboración Propia

2.2.4. Tipo y Nivel de Investigación

2.2.4.1. Tipo de Investigación

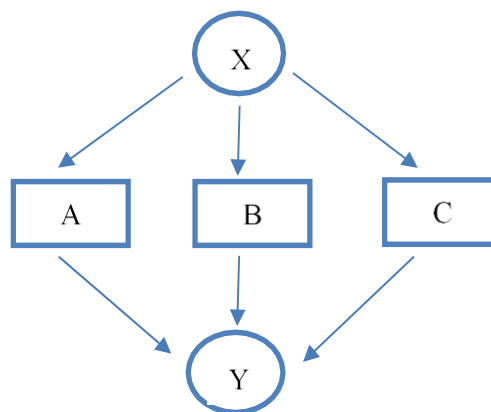
Este proyecto de investigación es de tipo aplicativo, pues el principal objetivo fue demostrar la importancia de los estudios hidrológicos, topográficos y geológicos para el diseño del Sistema de Alcantarillado Pluvial del Centro Poblado Las Palmas, en un estado óptimo y funciona, cumpliendo así con el objetivo del drenaje urbano.

2.2.4.2. Nivel de Investigación

Por el tipo de investigación, el presente estudio reúne las condiciones metodológicas de una investigación descriptiva – aplicada, porque va más allá de la descripción del estado del sistema de drenaje actual, el interés se centra en dar solución a la problemática, a través de un sistema de alcantarillado pluvial óptimo, respaldado en estudios previos de hidrología, topografía y geología.

2.2.5. Diseño de la Investigación

La presente investigación se iniciará con la recopilación de datos de los parámetros en campo, para luego ser procesada en gabinete, siendo una investigación experimental cuyo diseño de investigación es el siguiente:



Donde:

- X= Representa la problemática de la investigación
- A; B; C = Acciones que deben realizarse durante el desarrollo de la investigación.
- Y= Representa la solución a la problemática.

Definiendo las variables del esquema de investigación:

X = Parámetros hídricos, suelo y orografía del Centro Poblado Las Palmas

A = Recolección de información

B = Trabajo de campo

C = Trabajo de Gabinete

Y = Diseño Hidráulico y Estructural de un Sistema de Alcantarillado Pluvial Urbano

2.2.6. Población y Muestra

2.2.6.1. Población

Distrito de La Banda de Shilcayo

2.2.6.2. Muestra

Área Urbana del Centro Poblado Las Palmas, y población que la conforma.

2.2.7. Técnicas e instrumentos de recolección de datos

2.2.7.1. Técnicas de Recolección de datos

Para la investigación de campo y gabinete se utilizó las técnicas de observación y el análisis documental puesto que mediante este se recolectó datos de fuentes secundarias como: base de datos virtuales de las páginas web oficiales de entidades del estado (SENAMHI, INEI, otros), libros, boletines, revistas, folletos, periódicos, etc, las cuales se utilizan como base para el manejo de la siguiente información:

- Información teórica referente al tema en estudio.
- Datos de las precipitaciones máximas anuales en 24 horas de la Estación El Porvenir, la más cercana al área de influencia, brindada por el SENAMHI
- Plano del Catastro Urbano del Centro Poblado Las Palmas, distrito de la Banda de Shilcayo, Provincia y Departamento de San Martín en versión digital.
- Planos del levantamiento topográfico a escala 1/1000 de la zona urbana del Centro Poblado Las Palmas.

- Datos estadísticos de población y tipos de vivienda de la zona urbana del Centro Poblado Las Palmas, recopilados en el INEI.
- Capacidad portante de los tipos de suelos de la zona urbana del Centro Poblado Las Palmas, obtenidos de un estudio de zonificación anterior de la misma área de estudio.

2.2.7.2. Instrumentos de Recolección de datos

Se hizo uso de los libros, revistas, proyectos de tesis en línea e informes de ingeniería relacionados al tema, que se encontraron en la biblioteca especializada de la FICA, biblioteca central de la UNSM, y biblioteca virtual (Repositorio de Tesis de la UNSM).

2.2.7.2.1. Estudio Demográfico

El instrumento que se utilizó fue la Ficha de Registro de Datos. Esta fue usada en la investigación para la recolección de datos como:

La compilación de datos estadísticos del crecimiento urbano del Centro Poblado Las Palmas, de los censos nacionales de población y vivienda de los años 1993, 2007 y 2017 con la finalidad de determinar el índice de crecimiento urbano cuya fuente fue la Base de Datos REDATAM de la página web y folletos del Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI).

The screenshot shows the INEI website interface for the 1993 National Census. The main header reads 'CENSOS NACIONALES 1993 IX DE POBLACIÓN Y IV DE VIVIENDA'. Below this, there are filters for 'CUADROS SEGÚN NIVEL GEOGRÁFICO' with dropdown menus for 'DEPARTAMENTO: SAN MARTÍN', 'PROVINCIA: SAN MARTÍN', 'DISTRITO: LA BANDA DE SHEL', 'CATEGORÍA: CASERIO', and 'CENTRO POBLADO: LAS PALMAS'. A 'VER' button is visible next to the center selection. The main content area displays a table titled 'CARACTERÍSTICAS SOCIO-DEMOGRÁFICAS Y DE VIVIENDA' for 'CASERIO LAS PALMAS'. The table includes the following data:

CARACTERÍSTICAS SOCIO-DEMOGRÁFICAS Y DE VIVIENDA	
CASERIO LAS PALMAS	
DEPARTAMENTO : SAN MARTÍN	
PROVINCIA : SAN MARTÍN	
DISTRITO : LA BANDA DE SHELCAVO	
C A R A C T E R I S T I C A S	
C I F R A S	
DEMOGRÁFICAS	
1. POBLACION	625
Hombres	342
Mujeres	284
2. GRUPOS DE EDAD	625
Menores de 1	12

Ilustración 6: Portal Oficial de la Página web del Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI) - Censos Nacionales 1993: IX de Población y IV de Vivienda. Noviembre 2019. [<http://censos.inei.gov.pe/bcoCuadros/CPV93CentrosPoblados.htm>]

CensoPlan: SAN MARTIN - Aplicación de Redatam+SP xPlan (CELADE-CEPAL)

Censos Nacionales 2007: XI de Población y VI de Vivienda
 Sistema de Consulta de Datos de Centros Poblados (CCPP) y Población Dispersa
 Departamento : **SAN MARTIN**

Preguntas de Población
 Seleccione una Pregunta:
 P. Tipo de área
 Nivel de salida:
 Centro Poblado

Seleccionar Provincia ó Distrito: Dist. La Banda de Shilcayo **EJECUTAR** **SALIR**

AREA # 0905 Dpto. San Martin Prov. San Martin Dist. La Banda De Shilcayo Ccpp Urb. Las Pair

Categorías	Casos	%	Acumula
Urbano	942	100.00 %	100.00 %
Total	942	100.00 %	100.00 %

AREA # 0905 Dpto. San Martin Prov. San Martin Dist. La Banda De Shilcayo Ccpp Rur. Chontar

Categorías	Casos	%	Acumula
Rural	175	100.00 %	100.00 %
Total	175	100.00 %	100.00 %

Ilustración 7: Base de Datos a nivel de Centros Poblados del Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI) - Censos Nacionales 2007: XI de Población y VI de Vivienda. Noviembre 2019.

CENSO 2017 - DISTRITO LA BANDA DE SHILCAYO - Excel

Gianny Daniela Torres

CÓDIGO	CENTROS POBLADOS	REGIÓN NATURAL (según piso altitudinal)	ALTITUD (m s.n.m.)	POBLACIÓN CENSADA			VIVIENDAS PARTICULARES		
				Total	Hombre	Mujer	Total	Ocupadas 1/	Desocupadas
DEPARTAMENTO DE SAN MARTÍN									
22	DEPARTAMENTO SAN MARTÍN			813 381	414 775	398 606	258 005	241 000	17 005
2209	PROVINCIA SAN MARTÍN			193 095	96 785	96 310	59 733	56 230	3 503
220909	DISTRITO LA BANDA DE SHILCAYO			43 481	21 956	21 525	13 440	12 469	971
0001	LA BANDA	Rupa Rupa	418	36 201	17 913	18 288	11 070	10 402	668
0002	SAN JOSE	Rupa Rupa	507	64	35	29	41	31	10
0003	PROGRESO	Rupa Rupa	588	182	84	98	108	81	27
0004	ALTO POLISH	Omagua	382	60	32	28	24	24	-
0005	SANTA ROSA DEL TUNEL	Rupa Rupa	826	50	25	25	19	13	6
0006	SANTA ELENA	Rupa Rupa	601	62	39	23	35	28	7
0007	CHAHUARLOMA	Omagua	290	12	8	4	10	10	-
0008	VENECIA	Omagua	331	217	103	114	83	58	25
0009	LA UNION DE SANIRARCA	Rupa Rupa	437	128	65	63	62	62	-
0010	BELLO HORIZONTE	Omagua	305	1 053	556	497	327	306	21
0011	AHUASHYACU DE CERRO	Rupa Rupa	544	15	8	7	11	8	3
0012	SAN FERNANDO DE PUCAYACU	Omagua	248	34	20	14	30	29	1
0013	LAS PALMAS	Omagua	258	2 400	1 144	1 256	796	710	86
0014	LAS FLORES DE PUCAYACU	Omagua	259	50	25	25	33	33	-

Ilustración 8: Base de Datos (EXCEL) a nivel de Centros Poblados del del Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI) - Censos Nacionales 2017: XII de Población, VII de Vivienda y III de Comunidades Indígenas. Noviembre 2019.

2.2.7.2.2. Estudio Hidrometeorológico

La compilación de datos históricos de las precipitaciones caídas dentro del área de estudio para determinar la precipitación máxima de diseño; cuya fuente fue el Servicio Nacional de Meteorología e Hidráulica del Perú (SENAMHI) - Dirección Zonal 9 con sede en la ciudad de Tarapoto, mediante la presentación en físico de los documentos solicitados.

Además, se recopiló a través de la página oficial del mismo, entrando en el apartado de Datos-Descarga de Datos de manera directa o Datos-Solicitud de Datos, a la espera de un correo de confirmación y envío de la información de la sede directa de la ciudad de Lima, teniendo en cuenta que se requería datos de una estación meteorológica de tipo convencional (datos de precipitación), en este caso Estación El Porvenir; la más cercana al área de estudio.



Ilustración 9: Portal Oficial de la página web del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI) – Apartado: “Datos/Descarga de Datos”. (Fuente: Página web del SENAMHI. Octubre 2019. [<https://www.senamhi.gob.pe/?&p=descarga-datos-hidrometeorologicos>])

Ilustración 10: Portal Oficial de la página web del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú (SENAMHI) – Apartado: “Datos/Solicitud de Datos”. (Fuente: Página web del SENAMHI. Octubre 2019. [<https://www.senamhi.gob.pe/?&p=solicitud-servicio>])

2.2.7.2.3. Estudio de Mecánica de Suelos

La compilación de datos de estudios del tipo y características de suelos del área urbano del Centro Poblado Las Palmas, se dio mediante la búsqueda en el portal del Repositorio Institucional Digital de Tesis de la UNSM – Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura, colocando en el ítem de búsqueda la palabra base: “Las Palmas”, en el que se tuvo un resultado favorable y el que, luego de una revisión minuciosa, se decidió hacer uso, posterior a respectiva verificación y validación de resultados en el Laboratorio de Mecánica de Suelos de la Universidad Nacional de San Martín (Ver anexos), tal como se muestra:

Ilustración 11: Portal Oficial del Repositorio Institucional Digital de la UNSM – Apartado: “Tesis/Pre Grado/Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura/(Br.) Ingeniería Civil”. Agosto 2019. [<http://repositorio.unsm.edu.pe/handle/11458/299>]

2.2.8. Técnicas de Procesamiento y Análisis de Datos

2.2.8.1. Reconocimiento de Campo

Los estudios de campo realizados en el Centro Poblado Las Palmas, se efectuaron con el propósito de identificar, obtener y evaluar la información referida: al estado actual de las obras de drenaje existentes, condiciones topográficas e hidrológicas del área.

Además, se evaluó previamente las condiciones de la estación pluviométrica El Porvenir, así como la consistencia de los datos registrados e instrumentos mencionados en el ítem 2.2.7.2.

2.2.8.2. Evaluación de la Información Hidrológica

Dado que la región tiene limitaciones en la disponibilidad de datos pluviométricos y la mayor parte de las cuencas hidrográficas no se encuentran instrumentadas, se utilizaron métodos indirectos para la estimación del caudal de diseño. De acuerdo a la información disponible se eligió el método más adecuado para obtener estimaciones de la magnitud del caudal, para lo cual se contó con un registro de 25 años, el cual nos permitió predecir eventos futuros y brindar resultados confiables.

2.2.8.3. Selección del Periodo de Retorno

Para adoptar el período de retorno a utilizar en el diseño de una obra, es necesario considerar la relación existente entre la probabilidad de excedencia de un evento, la vida útil de la estructura y el riesgo de falla admisible, dependiendo este último, de factores económicos, sociales, técnicos y otros.

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

$$R = 1 - (1 - 1/T)^n$$

Si la obra tiene una vida útil de n años, la fórmula anterior permite calcular el período de retorno T , fijando el riesgo de falla admisible R , el cuál es la probabilidad de ocurrencia del pico de la creciente estudiada, durante la vida útil de la obra. (Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2014, Pág. 23).

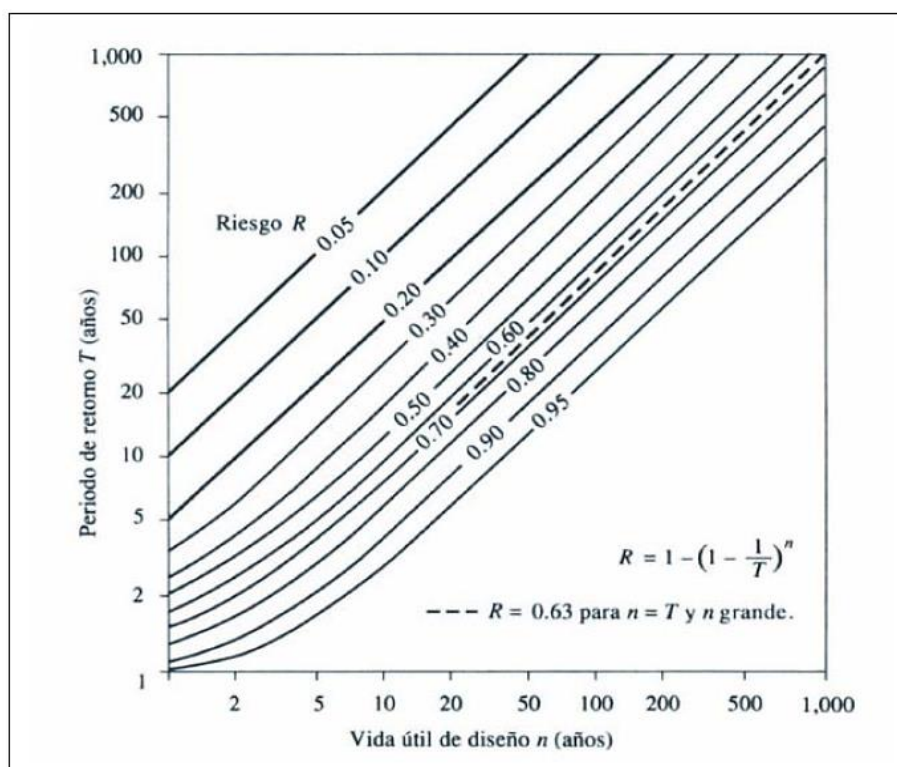


Ilustración 12: Riesgo de por lo menos una excedencia del evento de diseño durante la vida útil. Fuente: Figura N° 1 del Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC 2014. (Pág. 24).

En la Tabla 2 se presenta el valor T para varios riesgos permisibles R y para la vida útil n de la obra.

Tabla 2

Valores de Periodo de Retorno T (Años)

RIESGO ADMISIBLE	VIDA ÚTIL DE LAS OBRAS (n años)									
	1	2	3	5	10	20	25	50	100	200
0.01	100	199	299	498	995	1990	2488	4975	9950	19900
0.02	50	99	149	248	495	990	1238	2475	4950	9900
0.05	20	39	59	98	195	390	488	975	1950	3900
0.1	10	19	29	48	95	190	238	475	950	1899
0.2	5	10	14	23	45	90	113	225	449	897
0.25	4	7	11	18	35	70	87	174	348	695
0.50	2	3	5	8	15	29	37	73	154	289
0.75	1.3	2	2.7	4.1	7.7	15	18	37	73	144
0.99	1	1.11	1.27	1.66	2.7	5	5.9	11	22	44

Fuente: Tabla 1 del Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC 2014. (Pág. 24).

De acuerdo a los valores presentados en la Tabla 1 se recomienda utilizar como máximo, los siguientes valores de riesgo admisible de obras de drenaje:

Tabla 3

Valores Máximos Recomendados de Riesgo Admisible de Obras de Drenaje.

Tipo de obra	Riesgo admisible (**) (%)
Puentes (*)	25
Alcantarillas de paso de queradas importantes y badenes	30
Alcantarillas de paso de quebradas menores y descarga de agua de cunetas	35
Drenaje de plataforma (a nivel longitudinal)	40
Subdrenes	40
Defensas Ribereñas	25

(*) - Para obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias.

- Se recomienda un período de retorno T de 500 años para el cálculo de socavación.

(**) - Vida Útil considerado (n)

- Puentes y Defensas Ribereñas n = 40 años.
- Alcantarillas de quebradas importantes n = 25 años.
- Alcantarillas de quebradas menores n = 15 años.
- Drenaje de plataforma y Sub-drenes n = 15 años.

- Se tendrá en cuenta, la importancia y la vida útil de la obra a diseñarse.

- El Propietario de una Obra es el que define el riesgo admisible de falla y la vida útil de las obras.

Fuente: Tabla N° 2 del Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC 2014. (Pág. 25).

2.2.8.4. Estimación de la Población Urbana Futura

La población futura se calculará en función al tiempo de vida útil del sistema de drenaje pluvial urbano a partir del año 2019 es decir la población estimada será para el año (2019 + vida útil); para ello utilizaremos el método aritmético, el método del interés simple y el método del interés compuesto; con los siguientes datos obtenidos de Instituto Nacional de Estadística e Informática del Perú (INEI). Para determinar la probabilidad del crecimiento urbano del Centro Poblado Las Palmas.

Tabla 4:*Población Urbana del Centro Poblado Las Palmas.*

Fecha del Censo	Población	Descripción
11/07/1993	626	IX Censo de Población y IV de Vivienda
18/07/2005	-	X Censo de Población y V de Vivienda
21/10/2007	942	XI Censo de Población y VI de Vivienda
22/10/2017	2400	XII Censo de Población y VII de Vivienda

Fuente: Página web del Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI) - Censos Nacionales de Población y Vivienda 1993, 2007 y 2017. Noviembre 2019. [<https://www.inei.gob.pe/estadisticas/censos/>].

Para el análisis de los datos de la estimación de población se utilizaron los siguientes métodos:

2.2.8.4.1. Método Aritmético para el cálculo de la población futura

$$Pob_{futura} = Pob_{base} + r \times (Año_{futuro} - Año_{base})$$

Donde:

- Pob_{futura} = Población Futura
- Pob_{base} = Población Actual
- r = Razón del crecimiento
- $Año_{futuro}$ = Año para el cual se calcula la población.
- $Año_{base}$ = Año para el cual se calcula la población actual.

2.2.8.4.2. Método del Interés Simple para el cálculo de la población futura

$$Pob_{futura} = Pob_{base} \times [1 + r \times (Año_{futuro} - Año_{base})]$$

Donde:

- Pob_{futura} = Población Futura
- Pob_{base} = Población Actual
- r = Razón del crecimiento
- $Año_{futuro}$ = Año para el cual se calcula la población.

- $Año_{base}$ = Año para el cual se calcula la población actual.

2.2.8.4.3. Método del Interés Compuesto para el cálculo de la población futura

$$Pob_{futura} = Pob_{base} \times (1 + r)^{(Año_{futuro} - Año_{base})}$$

Donde:

- Pob_{futura} = Población Futura
- Pob_{base} = Población Actual
- r = Razón del crecimiento
- $Año_{futuro}$ = Año para el cual se calcula la población (décadas).
- $Año_{base}$ = Año para el cual se calcula la población actual (décadas).

2.2.8.5. Análisis Estadístico de Datos Hidrológicos

El análisis de frecuencias tiene la finalidad de estimar precipitaciones, intensidades o caudales máximos, según sea el caso, para diferentes períodos de retorno, mediante la aplicación de modelos probabilísticos, los cuales pueden ser discretos o continuos. (Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, 2014, Pág. 25).

En el presente trabajo de investigación se utilizó el registro de los valores de Precipitación Máxima en 24 horas registradas en la Estación “El Porvenir” (La más cercana al área de estudio), para un período de registro de 25 años (Ver Tabla 5), y posteriormente, se procesó la información de máxima precipitación anual (Ver Tabla 6) con los siguientes métodos estadísticos:

Tabla 5

Registro de valores de Precipitación Máxima en 24 horas registradas en la Estación "El Porvenir".

ESTACIÓN CO "EL PORVENIR"												
LATITUD	: 06° 35'											
LONGITUD	: 76° 19'											
ALTURA	: 230.00											
			DEPARTAMENTO : SAN MARTÍN									
			PROVINCIA : SAN MARTÍN									
			DISTRITO : JUAN GUERRA									
PRECIPITACIÓN MÁXIMA CAÍDA 24 HORAS (mm)												
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC
1994	24.2	7.3	19.2	56.3	18.2	65.6	59.4	14.0	40.9	34.0	87.0	49.4
1995	19.1	11.8	19.3	27.3	16.6	20.8	23.3	11.2	22.1	51.7	26.1	44.2
1996	45.6	14.9	23.2	33.7	13.1	34.4	13.1	21.8	35.1	28.3	16.8	55.5
1997	49.5	19.6	38.8	41.3	61.6	2.0	11.6	24.0	75.2	9.7	5.1	15.0
1998	24.8	30.7	16.4	61.8	62.6	55.0	7.2	4.3	36.6	19.5	52.9	29.8
1999	45.0	66.2	26.8	32.2	33.8	4.6	21.1	20.0	20.6	13.7	30.6	15.4
2000	21.2	37.3	20.3	30.7	12.0	17.8	14.7	43.2	47.2	18.9	21.3	29.5
2001	19.5	58.3	23.6	47.5	39.0	20.2	58.4	38.6	27.1	40.0	21.3	28.7
2002	18.4	28.7	13.5	25.3	30.9	42.1	43.1	10.0	10.2	29.9	22.2	21.2
2003	59.7	12.3	47.1	21.8	10.0	25.4	7.4	24.3	19.4	54.3	66.7	60.2
2004	13.6	56.2	17.2	5.9	14.5	11.9	38.7	27.4	34.9	57.6	31.8	20.7
2005	17.0	49.2	21.2	46.5	17.0	21.5	33.4	21.6	30.4	40.3	67.2	16.1
2006	20.3	52.0	26.5	40.9	43.2	24.2	84.8	16.2	7.5	45.6	58.7	18.9
2007	23.5	9.4	80.7	18.6	68.0	9.0	32.0	18.6	52.5	100.0	71.5	2.5
2008	28.7	58.0	19.5	35.2	20.5	30.7	15.0	18.2	21.0	11.8	19.8	8.8
2009	34.4	21.1	23.7	19.8	34.8	27.4	22.8	38.6	85.2	53.8	20.6	12.8
2010	23.8	37.6	14.8	32.8	14.6	24.1	3.6	22.2	21.2	42.6	24.8	24.2
2011	28.0	12.8	19.8	41.6	32.6	23.0	19.5	65.8	50.6	74.8	22.4	77.8
2012	54.6	23.6	31.3	41.2	28.3	21.8	12.6	20.3	9.0	56.8	52.6	94.6
2013	48.4	23.0	35.7	22.4	25.0	17.0	15.6	42.6	24.8	13.8	43.6	17.8
2014	23.8	35.8	37.6	46.8	26.4	15.6	55.8	54.4	42.6	27.8	23.9	26.5
2015	25.8	44.6	27.6	42.8	21.9	22.9	16.6	20.4	21.1	54.9	30.9	26.3
2016	7.6	31.2	31.6	13.9	28.6	9.9	11.2	29.4	55.6	82.5	13.4	28.9
2017	32.9	44.5	20.6	21.1	27.8	30.6	17.8	36.4	40.5	7.8	56.9	66.3
2018	47.7	64.8	30.0	85.6	21.7	24.5	14.2	34.7	30.6	29.7	21.9	30.5

Fuente: SENAMHI – SAN MARTIN

Tabla 6

Ocurrencia cronológica de la precipitación máxima de la Estación “El Porvenir”

AÑO	PRECIPITACIÓN MÁXIMA
1994	87.0
1995	51.7
1996	55.5
1997	75.2
1998	62.6
1999	66.2
2000	47.2
2001	58.4
2002	43.1
2003	66.7
2004	57.6
2005	67.2
2006	84.8
2007	100.0
2008	58.0
2009	85.2
2010	42.6
2011	77.8
2012	94.6
2013	48.4
2014	55.8
2015	54.9
2016	82.5
2017	66.3
2018	85.6

Fuente: SENAMHI – SAN MARTIN

2.2.8.5.1. Método de distribución Gumbel Tipo I

La distribución de Valores Tipo I conocida como Distribución Gumbel o Doble Exponencial, tiene como función de distribución de probabilidades la siguiente expresión:

$$F(x) = e^{-e^{-\alpha(x-\beta)}}$$

Donde:

- $F(x)$ = Probabilidad de que se presente un valor igual o menor que x.
- e = Base de los logaritmos neperianos.

Utilizando el método de momentos, se obtienen las siguientes relaciones:

$$\alpha = \frac{1.2825}{\sigma} \quad ; \quad \beta = \mu - 0.45\sigma$$

Donde:

- α = Parámetros de concentración
- β = Parámetro de localización

Según Ven Te Chow, la distribución puede expresarse de la siguiente forma:

$$x = \bar{x} + k\sigma_x$$

Donde:

- x = Valor con una probabilidad dada.
- \bar{x} = Media de la serie.
- k = Factor de frecuencia.

2.2.8.5.2. Método de distribución Gumbel

$$\psi = \bar{y} - \frac{S_y}{S_n} \left\{ y_n + \ln \ln \left(\frac{Tm}{Tm - 1} \right) \right\}$$

Donde:

- Ψ = Precipitación máxima anual en 24 horas.
- S_y = Desviación Estándar de los valores de precipitación máxima en 24 horas (Registrados por año).
- y_n = Media (Gumbel I), en función del N° de años de registro (dato de tabla).
- S_n = Desviación Estándar (Gumbel I), en función del N° de años de registro (dato de tabla).
- Tm = Tiempo de retorno de un máximo anual esperado.

A continuación, se presentará una tabla (Tabla 7), con los valores de Y_n y S_n para distintos periodos de retorno, con los cuales se trabajará.

Tabla 7:*Valores de "Yn" y "Sn" para distintos números de registros.*

N° DATO	Y _n	S _n	N° DATO	Y _n	S _n	N° DATO	Y _n	S _n
1	0.36651	0.00000	35	0.54034	1.12847	69	0.55453	1.18440
2	0.40434	0.49838	36	0.54105	1.13126	70	0.55477	1.18535
3	0.42859	0.64348	37	0.54174	1.13394	71	0.55500	1.18629
4	0.4458	0.73147	38	0.54239	1.1365	72	0.55523	1.1872
5	0.45879	0.79278	39	0.54302	1.3896	73	0.55546	1.18809
6	0.46903	0.83877	40	0.54362	1.14131	74	0.55567	1.18896
7	0.47735	0.87493	41	0.5442	1.14358	75	0.55589	1.18982
8	0.48428	0.90432	42	0.54475	1.14576	76	0.5561	1.19065
9	0.49015	0.92882	43	0.54529	1.14787	77	0.5563	1.19147
10	0.49521	0.94963	44	0.5458	1.14989	78	0.5565	1.19227
11	0.49961	0.96758	45	0.5463	1.15184	79	0.55669	1.19306
12	0.5035	0.98327	46	0.54678	1.15373	80	0.55689	1.19382
13	0.50695	0.99713	47	0.54724	1.15555	81	0.55707	1.19458
14	0.51004	1.00948	48	0.54769	1.15731	82	0.55726	1.19531
15	0.51284	1.02057	49	0.54812	1.15901	83	0.55744	1.19604
16	0.51537	1.0306	50	0.54854	1.16066	84	0.55761	1.19675
17	0.51768	1.03973	51	0.54895	1.16226	85	0.55779	1.19744
18	0.5198	1.04808	52	0.54934	1.1638	86	0.55796	1.19813
19	0.52175	1.05575	53	0.54972	1.1653	87	0.55812	1.1988
20	0.52355	1.06282	54	0.55009	1.16676	88	0.55828	1.19945
21	0.52522	1.06938	55	0.55044	1.16817	89	0.55844	1.2001
22	0.52678	1.07547	56	0.55079	1.16955	90	0.5586	1.20073
23	0.52823	1.08115	57	0.55113	1.17088	91	0.55876	1.20135
24	0.52959	1.08646	58	0.55146	1.17218	92	0.55891	1.20196
25	0.53086	1.09145	59	0.55177	1.17344	93	0.55905	1.20256
26	0.53206	1.09613	60	0.55208	1.17467	94	0.5592	1.20315
27	0.53319	1.10054	61	0.55238	1.17586	95	0.55934	1.20373
28	0.53426	1.1047	62	0.55268	1.17702	96	0.55948	1.2043
29	0.53527	1.10864	63	0.55296	1.17816	97	0.55962	1.20486
30	0.53622	1.1124	64	0.55324	1.17926	98	0.55976	1.20541
31	0.53713	1.1159	65	0.55351	1.18034	99	0.55989	1.20596
32	0.53799	1.1193	66	0.55378	1.18139	100	0.56002	1.20649
33	0.53881	1.1225	67	0.55403	1.18242	101	0.56015	1.20701
34	0.53959	1.1256	68	0.55429	1.18342	-	-	-

Fuente: Paulet, 1964.

2.2.8.5.3. Método de Log Pearson tipo III

Encontramos los siguientes parámetros:

- a) Media:
$$\overline{\log(x)} = \frac{\sum_{i=1}^n \log(x_i)}{n}$$
- b) Desviación Estándar:
$$\sigma_{\log x} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n [\log(x_i) - \overline{\log(x)}]^2}{n-1}}$$
- c) Coeficiente de asimetría:
$$g = \frac{n \times \sum_{i=1}^n [\log(x_i) - \overline{\log(x)}]^3}{(n-1) \times (n-2) \times (\sigma_{\log x})^3}$$

El valor de x para cualquier valor de K se puede calcular a partir de:

$$\log(x) = \overline{\log(x)} + K_T \times \sigma_{\log(x)}$$

Donde:

- $\log(x)$ = Media de los logaritmos
- K_T = Parámetro de asimetría cero, puede obtener en función del valor “g” y Y da la probabilidad de ocurrencia o periodo de retorno Tr.
- $\sigma_{\log(x)}$ = Desviación estándar de los algoritmos.

Coeficiente de asimetría C_r o C_w	Periodo de retorno en años						
	2	5	10	25	50	100	200
	Probabilidad de excedencia						
	0.50	0.20	0.10	0.04	0.02	0.01	0.005
3.0	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970
2.9	-0.390	0.440	1.195	2.277	3.134	4.013	4.909
2.8	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973	4.847
2.7	-0.376	0.479	1.224	2.272	3.093	3.932	4.783
2.6	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889	4.718
2.5	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652
2.4	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800	4.584
2.3	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.753	4.515
2.2	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444
2.1	-0.319	0.592	1.294	2.230	2.942	3.656	4.372
2.0	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298
1.9	-0.294	0.627	1.310	2.207	2.881	3.553	4.223
1.8	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147
1.7	-0.268	0.660	1.324	2.179	2.815	3.444	4.069
1.6	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990
1.5	-0.240	0.690	1.333	2.146	2.743	3.330	3.910
1.4	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828
1.3	-0.210	0.719	1.339	2.108	2.666	3.211	3.745
1.2	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661
1.1	-0.180	0.745	1.341	2.066	2.585	3.087	3.575
1.0	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489
0.9	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401
0.8	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312
0.7	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223
0.6	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132
0.5	-0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041
0.4	-0.066	0.816	1.317	1.880	2.261	2.615	2.949
0.3	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856
0.2	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763
0.1	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670
0.0	0	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576

Ilustración 13: Valores de "K" para la distribución de Pearson Tipo III (asimetría positiva). Fuente: U.S. Water Resources Council (1981).

Coeficiente de asimetría C_s o C_w	Periodo de retorno en años						
	2	5	10	25	50	100	200
	Probabilidad de excedencia						
	0.50	0.20	0.10	0.04	0.02	0.01	0.005
-0.1	0.017	0.846	1.270	1.716	2.000	2.252	2.482
-0.2	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388
-0.3	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294
-0.4	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201
-0.5	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108
-0.6	0.099	0.857	1.200	1.528	1.720	1.880	2.016
-0.7	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926
-0.8	0.132	0.856	1.166	1.448	1.606	1.733	1.837
-0.9	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749
-1.0	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664
-1.1	0.180	0.848	1.107	1.324	1.435	1.518	1.581
-1.2	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501
-1.3	0.210	0.838	1.064	1.240	1.324	1.383	1.424
-1.4	0.225	0.832	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351
-1.5	0.240	0.825	1.018	1.157	1.217	1.256	1.282
-1.6	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216
-1.7	0.268	0.808	0.970	1.075	1.116	1.140	1.155
-1.8	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097
-1.9	0.294	0.788	0.920	0.996	1.023	1.037	1.044
-2.0	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	0.995
-2.1	0.319	0.765	0.869	0.923	0.939	0.946	0.949
-2.2	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907
-2.3	0.341	0.739	0.819	0.855	0.864	0.867	0.869
-2.4	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832	0.833
-2.5	0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800
-2.6	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769	0.769
-2.7	0.376	0.681	0.724	0.738	0.740	0.740	0.741
-2.8	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714	0.714
-2.9	0.390	0.651	0.681	0.683	0.689	0.690	0.690
-3.0	0.396	0.636	0.666	0.666	0.666	0.667	0.667

Ilustración 14: Valores de "K" para la distribución de Pearson Tipo III (asimetría negativa). Fuente: U.S. Water Resources Council (1981).

2.2.8.5.4. Método usando La Formula IILA-SENAMHI-UNI, 1983

Así también, para determinar la intensidad de la precipitación de diseño, para duración y período de retorno seleccionados, se utilizó las curvas IDF del “Estudio de la hidrología del Perú” (IILA-SENAMHI-UNI, 1983). (Propuesta de norma técnica del año 2014).

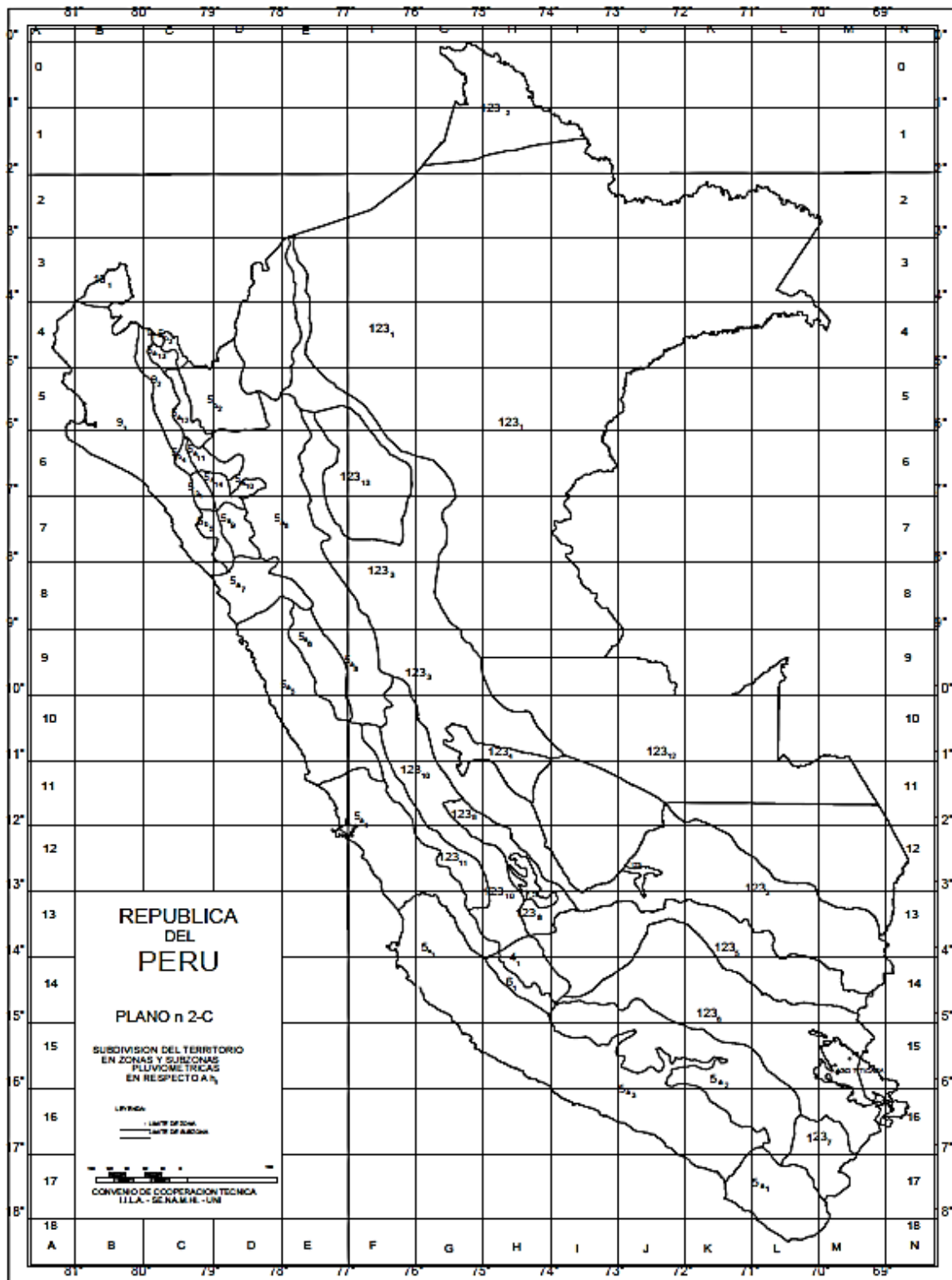
$$P_{24,T} = \varepsilon_g(1 + K \log_{10} T)$$

$$a = \left(\frac{1}{t_g}\right)^n \times \varepsilon_g$$

Donde:

- $P_{24,T}$ = Máxima precipitación en 24 horas para periodo de retorno T.
- T = Tiempo de retorno
- t_g = Duración de la lluvia diaria asumiendo un promedio de 15,2 horas para el Perú.
- K = K'g, parámetro de frecuencia según zona (ver Tabla 3.a).
- b = 0,5 horas (costa, centro y sur); 0,4 horas (sierra); 0,2 horas (costa norte y selva)
- ε_g = Parámetro para determinar $P_{24,T}$

Para la aplicación de este método se utilizarán las tablas y figuras de los anexos del proyecto de norma técnica OS0.60 del año 2014.



Fuente: IILA-SENAMHI-UNI (1983), "Estudio de la hidrología del Perú - Anexos", Convenio de Cooperación Técnica del Instituto Ítalo-Latino Americano, Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología y Universidad Nacional de Ingeniería, marzo 1983, Roma-Italia

Ilustración 15: Figura 1: Zonas y subzonas pluviométricas del Perú. (Fuente: Propuesta de Norma Técnica OS. 060, 2014).

ZONA	K'_g	Subzona	e_g
123	$K'_g = 0,553$	123 ₁	$e_g = 85,0$
		123 ₂	$e_g = 75,0$
		123 ₃	$e_g = 100 - 0,022 Y$
		123 ₄	$e_g = 70 - 0,019 Y$
		123 ₅	$e_g = 24,0$
		123 ₆	$e_g = 30,5$
		123 ₇	$e_g = -2 + 0,006 Y$
		123 ₈	$e_g = 26,6$
		123 ₉	$e_g = 23,3$
		123 ₁₀	$e_g = 6 + 0,005 Y$
		123 ₁₁	$e_g = 1 + 0,005 Y$
		123 ₁₂	$e_g = 75,0$
		123 ₁₃	$e_g = 70$
4	$K'_g = 0,861$	4 ₁	$e_g = 20$
5a	$K'_g = 11 \cdot e_g^{-0,85}$	5 a ₁	$e_g = -7,6 + 0,006 Y$ (Y > 2300)
		5 a ₂	$e_g = 32 - 0,177 D_c$
		5 a ₃	$e_g = -13 + 0,010 Y$ (Y > 2300)
		5 a ₄	$e_g = 3,8 + 0,0053 Y$ (Y > 1500)
		5 a ₅	$e_g = -6 + 0,007 Y$ (Y > 2300)
		5 a ₆	$e_g = 1,4 + 0,0067$
		5 a ₇	$e_g = -2 + 0,007 Y$ (Y > 2000)
		5 a ₈	$e_g = 24 + 0,0025 Y$
		5 a ₉	$e_g = 9,4 + 0,0067 Y$
		5 a ₁₀	$e_g = 18,8 + 0,0028 Y$
		5 a ₁₁	$e_g = 32,4 + 0,004 Y$
		5 a ₁₂	$e_g = 19,0 + 0,005 Y$
		5 a ₁₃	$e_g = 23,0 + 0,0143 Y$
		5 a ₁₄	$e_g = 4,0 + 0,010 Y$
5b	$K'_g = 130 \cdot e_g^{-1,4}$	5 b ₁	$e_g = 4 + 0,010$ (Y > 1000)
		5 b ₂	$e_g = 41,0$
		5 b ₃	$e_g = 23,0 + 0,143 Y$
		5 b ₄	$e_g = 32,4 + 0,004 Y$
		5 b ₅	$e_g = 9,4 + 0,0067 Y$
6	$K'_g = 5,4 \cdot e_g^{-0,6}$	6 ₁	$e_g = 30 - 0,50 D_c$
9	$K'_g = 22,5 \cdot e_g^{-0,85}$	9 ₁	$e_g = 61,5$
		9 ₂	$e_g = -4,5 + 0,323 D_m$ (30 ≤ D _m ≤ 110)
		9 ₃	$e_g = 31 + 0,475(D_m - 110)$ (D _m ≤ 110)
10	$K'_g = 1,45$	10 ₁	$e_g = 12,5 + 0,95 D_m$

Y : Altitud en msnm

D_c : Distancia a la cordillera en km

D_m : Distancia al mar en km

Fuente: IILA-SENAMHI-UNI (1983), "Estudio de la hidrología del Perú - Volumen III", Convenio de Cooperación Técnica del Instituto Ítalo-Latino Americano, Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología, y Universidad Nacional de Ingeniería, marzo 1983, Roma-Italia, p. III:39

Ilustración 16: Tabla 3.a: Subdivisión del territorio en zonas y subzonas pluviométricas y valores de los parámetros K'_g y e_g que definen la distribución de probabilidades de h_g en cada punto de estas. (Fuente: Propuesta de Norma Técnica OS. 060, 2014).

SUBZON A	ESTACION	N° TOTAL DE ESTACIONES	VALOR DE n	VALOR DE a
123 ₁	321-385	2	0,357	32,2
123 ₃	384-787-805	3	0,405	a = 37,85 – 0,0083 Y
123 ₁₃	244-193	2	0,432	
123 ₅	850-903	2	0,353	9,2
123 ₆	840-913-918	4	0,380	11
123 ₈	654-674-679 709-713-714 732-745-752	9	0,232	14,0
123 ₉	769	1	0,242	12,1
123 ₁₀	446-557-594 653-672-696 708-711-712 715-717-724 757-773	14	0,254	a = 3,01+ 0,0025 Y
123 ₁₁	508-667-719 750-771	5	0,286	a = 0,46+ 0,0023 Y
5 a ₂	935-968	2	0,301	a = 14,1 – 0,078 D _c
5 a ₅	559	1	0,303	a = -2,6 + 0,0031 Y
5 a ₁₀	248	1	0,434	a = 5,80 + 0,0009 Y

Fuente: IILA-SENAMHI-UNI (1983), "Estudio de la hidrología del Perú - Volumen III", Convenio de Cooperación Técnica del Instituto Ítalo-Latino Americano, Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología y Universidad Nacional de Ingeniería, marzo 1983, Roma-Italia, p. III:42

Ilustración 17: Tabla 3.b: Valores de los parámetros a y n que, junto con K', definen las curvas de probabilidad pluviométrica en cada punto de las subzonas. (Fuente: Propuesta de Norma Técnica OS. 060, 2014).

COD.	ESTACION	t _g	COD.	ESTACION	t _g
193	Moyobamba	15,2	695	Chichicocha	19,6
244	Porvenir	13,5	708	Palaco	10,6
248	Bambamarca	15,2	709	Ranra	12,3
321	Contamana	15,3	711	Telleria	12,8
384	Uchiza	15,4	712	Acostambo	15,3
508	Oyon	15,5	713	Pajayra	14,4
559	Picoy	15,5	714	Huancayocasa	13,4
805	Quincemil	19,1	715	Los Nogales	13,9
903	Progreso	10,5	717	Pampas	16,5
968	Sibayo	15,9	719	Cercapuquio	8,5
958	Huaraya Moyo	17,5	724	Kichuas	16,9
557	Upamayo	19,4	732	Villena	8,7
594	Hueque	16,4	745	Santa Rosa	16,2
653	Pachacayo	16,1	750	Chillicocho	15,7
654	Mantaro	11,9	752	Churcampa	16,3
667	Yauricocha	17,5	757	Huancavelica	16,3
674	Huaytapallana	14,8	769	Huanta	16,0
679	Angasmayo	12,1	771	Astobamba	20,0

Fuente: IILA-SENAMHI-UNI (1983), "Estudio de la hidrología del Perú - Volumen III", Convenio de Cooperación Técnica del Instituto Ítalo-Latino Americano, Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología y Universidad Nacional de Ingeniería, marzo 1983, Roma-Italia, Cuadro I: 1-10.

Ilustración 18: Tabla 3.c: Estaciones pluviométricas; Valor de "t" para la cual $\varepsilon_t = \varepsilon_g$. (Fuente: Propuesta de Norma Técnica OS. 060, 2014).

2.2.8.5.5. Prueba de bondad de ajuste Kolmogorov–Smirnov

Se realizó la prueba de bondad de ajuste Kolmogorov-Smirnov para verificar el ajuste de los datos pluviométricos y los métodos estadísticos de distribución empleados. Siendo este el método por el cual se comprueba la bondad de ajuste de las distribuciones, asimismo permite elegir la más representativa, es decir la de mejor ajuste.

Esta prueba consiste en comparar el máximo valor absoluto de la diferencia D entre la función de distribución de probabilidad observada $F_o(x_m)$ y la estimada $F(x_m)$:

$$D = \text{máx}/F_o(x_m) - F(x_m)/$$

Con un valor crítico d que depende del número de datos y el nivel de significancia seleccionado (Tabla 7). Si $D < d$, se acepta la hipótesis nula. Esta prueba tiene la ventaja sobre la prueba de X^2 de que compara los datos con el modelo estadístico sin necesidad de agruparlos. La función de distribución de probabilidad observada se calcula como:

$$F_o(x_m) = 1 - m/(n + 1)$$

Donde m es el número de orden de dato x_m en una lista de mayor a menor y n es el número total de datos. (Aparicio, 1996).

Tabla 8

Valores críticos para la prueba de bondad Kolmogorov-Smirnov de bondad del ajuste.

Tamaño de la muestra	$\alpha= 0.10$	$\alpha= 0.05$	$\alpha= 0.01$
5	0.51	0.56	0.67
10	0.37	0.41	0.49
15	0.30	0.34	0.40
20	0.26	0.29	0.35
25	0.24	0.26	0.32
30	0.22	0.24	0.29
40	0.19	0.21	0.25
n grande	$1.22/\sqrt{n}$	$1.36/\sqrt{n}$	$1.63/\sqrt{n}$

Fuente: Aparicio, 1999 (Pág. 289)

2.2.8.6. Análisis de regresión y correlación de estaciones meteorológicas

Usualmente, al analizar un registro pluviométrico nos encontramos con datos faltantes que generalmente se debe a fallas instrumentales o ausencia de los operadores. Es por ello que para completar estos datos se recurren a métodos estadísticos, siendo el método más utilizado el método de regresión lineal simple.

En este trabajo de investigación no se utilizó ningún método para completar los datos faltantes, pues, la estación de trabajo CO - EL PORVENIR, tiene todos los datos completos.

2.2.8.7. Determinación de las áreas colectoras de lluvia

Para determinar el área a drenar del tramo de calle en estudio, se ha tenido en cuenta la topografía del lugar, además de las calles adyacente. Para áreas urbanas, el área de drenaje puede estar compuesta de subáreas o subcuencas de diferentes características superficiales.

Para la determinación de las áreas colectoras se utilizó el método de las bisectrices que divide a las manzanas de manera equivalente, el área que divide la línea media divisoria de las vías o calles hacia ambos lados.

Cabe mencionar que por un lado en esta calle que presenta la superficie de rodadura debidamente afirmada (para los valores de coeficiente de escorrentía “C” se considera calles pavimentadas, con proyección al futuro), las aguas caídas en los techos con inclinación a la calle que entran casi inmediatamente a la cuneta, el mismo techo con inclinación al interior de la propiedad vierte las aguas en gran porcentaje en las huertas y el resto se evacúa hacia el frente del predio.

Para el cálculo de las áreas de drenaje se utilizó la fórmula de Herón o de semi-perímetro:

$$S = \frac{a + b + c}{3}$$

$$A = \sqrt{S(S - a)(S - b)(S - c)}$$

Donde:

- $A =$ Área del triángulo

- S = Semi perímetro
- a, b, c = Lados del triángulo

2.2.8.8. Estimación de los caudales de diseño

Como no se cuenta con datos de caudales, la descarga máxima será estimada en base a las intensidades máximas de diseño y a las características de la cuenca, recurriéndose al Método Racional, debido a que el tamaño de las cuencas es menor a 13 km².

2.2.8.8.1. Método racional

Para áreas urbanas, el área de drenaje puede estar compuesta de subáreas o subcuencas de diferentes características superficiales, entonces el caudal pico puede ser calculado mediante la siguiente forma de la fórmula racional:

$$Q = 0.278 \times C \times I \times A$$

Donde:

- Q = Caudal pico en m^3/s
- A = Área de drenaje de la subcuenca en km^2
- I = Intensidad de la lluvia en mm/h
- C = Coeficiente de escorrentía para la subcuenca

2.2.8.8.2. Coeficiente de escorrentía

La selección del valor del coeficiente de escorrentía requiere buen criterio y gran experiencia.

Para la selección, el diseñador deberá considerar los siguientes aspectos: Grado de impermeabilización y pendiente de la superficie, características y condiciones del suelo (capacidad de infiltración, condiciones antecedentes de humedad, etc.); además, podrá considerar la intensidad de la precipitación, la proximidad del nivel freático, el almacenamiento por depresiones del terreno, etc. (Proyecto de norma técnica OS0.60 del año 2014, p.26). La tabla que se usó para la selección de los coeficientes de escorrentía, se muestra en la Figura 1, del ítem 1.5.4.3. de la presente investigación.

2.2.8.9. Diseño Hidráulico de las Obras de Drenaje

El planeamiento de un sistema de drenaje superficial eficiente comprende dos fases: el análisis hidrológico y el diseño hidráulico. Por lo tanto, un buen diseño de drenaje, requiere de una razonable exactitud en la predicción de las escorrentías máximas para determinados intervalos de ocurrencia.

Los métodos usuales para dimensionar las alcantarillas son:

- Inspección de estructuras viejas existentes, aguas arriba o aguas abajo.
- La aplicación de fórmulas empíricas para determinar directamente el tamaño de la abertura requerida.
- La aplicación de métodos para determinar la cantidad de agua que llega a la estructura y luego la aplicación de una expresión matemática para el diseño del tamaño adecuado para descargar dicho caudal.

Para este fin se ha realizado la observación directa en el campo de los máximos niveles de agua, el dimensionamiento de las estructuras existentes y luego la aplicación de la fórmula de Manning, tomando en cuenta lo siguiente:

$$Q_d > Q_m$$

Donde:

- Q_m = Descarga máxima proyectada en m³/seg. (Método Racional)
- Q_d = Descarga de diseño de la obra en m³/seg.

$$Q_m = \frac{A \times R^{2/3} \times S^{1/2}}{n}$$

Donde:

- Q_m = Cantidad de descarga (m³/s).
- A = Área de la sección transversal del cauce (m²).
- R = Radio hidráulico (m) = (A/P).
- S = Pendiente longitudinal de la cuneta (m/m).
- n = Coeficiente de Rugosidad.

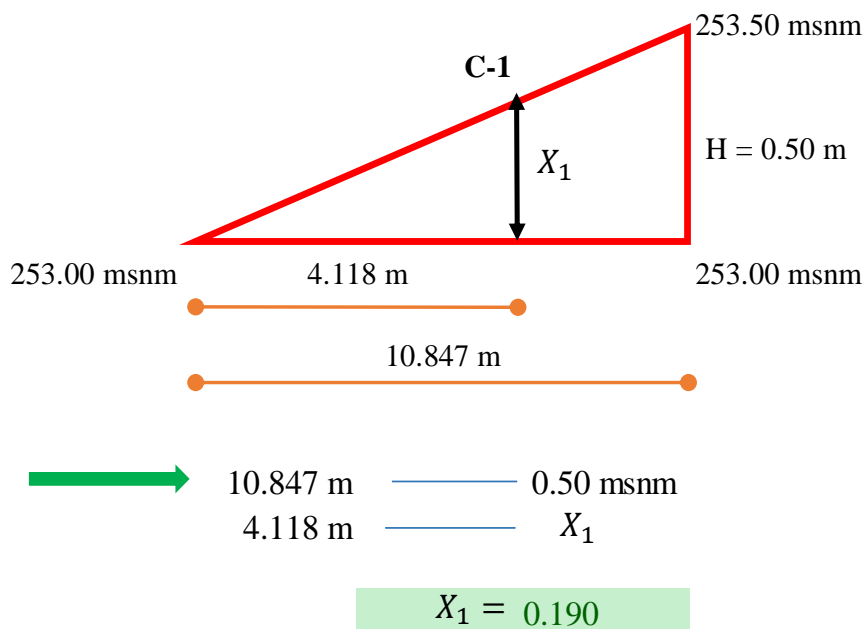
2.2.8.9.1. Estimación de la Pendiente (Datos Topográficos)

A partir de la información topográfica se ha definido las cotas absolutas de los puntos, corrida desde el punto de nivel absoluto (BM). A partir de este punto se ha realizado el levantamiento topográfico, tanto altimétrico como planimétrico, con la ayuda de teodolito y nivel del Ingeniero, logrando con estos datos calcular la pendiente aplicando la siguiente fórmula:

$$S(\%) = \frac{\text{Cota inicial} - \text{Cota final}}{\text{Longitud}} \times 100$$

A manera de ejemplo se realizó el cálculo de una de las primeras cotas:

COTA N° 1:



$$\therefore \text{Cota 1} = 253.00 \text{ msnm} + X_1 = 253.00 + 0.190$$

$$\text{Cota 1} = 253.190 \text{ msnm}$$

2.2.8.10. Diseño Estructural de las Obras de Drenaje

Para el diseño estructural de las secciones de los colectores y las alcantarillas críticas del Proyecto, se hizo uso de los resultados de la siguiente referencia digital:

Villalobos, R.A. (2014). *Estudio de la Capacidad Portante de los Suelos del Centro Poblado Las Palmas, Distrito de La Banda de Shilcayo* [en línea]. Tesis de Pre Grado. Universidad

Nacional de San Martín, San Martín, Perú. [consulta: 01 de agosto del 2019], Disponible desde web: <<http://repositorio.unsm.edu.pe/handle/11458/299>>. Teniendo como referencia los siguientes ítems de la tesis en mención:

Delimitación de Problema (Pág. 13)

En esta investigación, para abordar el problema se presentan las siguientes delimitaciones.

- El estudio se realizará en el Centro Poblado Las Palmas, distrito de la Banda de Shilcayo, provincia de San Martín, Región de San Martín.
- Sólo se realizaron 04 calicatas por sector en el Centro Poblado Las Palmas.
- El estudio se realizó en 03 sectores del Centro Poblado Las Palmas.

Metodología (Pág. 68)

Las normas utilizadas para los ensayos de laboratorio son:

- Contenido de Humedad Natural de acuerdo a ASTM 02216
- Análisis Granulométrico por Tamizado de acuerdo a ASTM 0422
- Limite Líquido y Limite Plástico de acuerdo a ASTM 04318
- Clasificación Unificada de Suelos de acuerdo a ASTM 02487
- Corte Directo de acuerdo a ASTM 0422

Análisis y Discusión de Resultados (Pág. 124, 128)

Como se puede apreciar en la zona de estudio, representado por el área geográfica del Centro Poblado las Palmas, para mejor comprensión del presente trabajo, se sectorizo determinando tres (03) sectores, y en estos se ejecutaron doce (12) calicatas en total, los que describimos:

- Sector 1 {Parte baja norte) Corresponde al área donde se excavaron las calicatas, C-5, C-6, C-7, C-11.
- Sector 2 (Parte baja sur) En este sector están las calicatas, C-1, C-2, C-8, C-12).
- Sector 3 (Parte alta) que consta de las siguientes calicatas, C-3, C-4, C-9, C-10.

El análisis en cada sector se está tomando como estrato de interés localizado a una profundidad de 1.50 m en promedio de cada calicata, de acuerdo al Reglamento Nacional de

Edificaciones (R.N.E.) Norma E.050, para el caso de cimentaciones superficiales, lo cual tomaremos como la delimitación del área de estudio.

En base a los resultados de capacidad portante obtenidos en los sectores se escogió el menor de cada sector de acuerdo a la Norma E.050, Artículo 17 del R.N.E. dando como valores:

- En el sector 1, la capacidad portante es de 0.58 kg/cm². Este sector abarca el área desde la parte baja norte hacia la parte media del Centro Poblado Las Palmas.
- En el sector 2, la capacidad de carga es de 0.48 kg/cm². Este sector abarca el área desde la parte media hacia la parte norte del Centro Poblado Las Palmas.
- En el sector 3, la capacidad portante es de 0.58 kg/cm². Este sector abarca el área de la parte alta del Centro Poblado Las Palmas.

CAPÍTULO III

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

3.1. Resultados

En este ítem de la presente investigación se mostrarán los resultados de la aplicación de todos los métodos antes descritos para el desarrollo de la investigación, dichos resultados se presentarán mediante tablas o gráficos según sea el caso; posteriormente se realizará la discusión sobre los mismos.

3.1.1. Elección del Periodo de Retorno para el Sistema de Drenaje Pluvial Urbano

De las **tablas 2 y 3**: Valores de Periodo de Retorno T (Años) y Valores Máximos Recomendados de Riesgo Admisible de Obras de Drenaje respectivamente, y sus consideraciones establecidas en el Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del Ministerio de Transportes y Comunicaciones. Se determinó los siguientes parámetros:

TIPO DE OBRA	RIESGO ADMISIBLE (**) (%)
Puentes (*)	25
Alcantarillas de paso de quebradas importantes y badenes	30
Alcantarillas de paso quebradas menores y descarga de agua de cunetas	35
Drenaje de la plataforma (a nivel longitudinal)	40
Subdrenes	40
Defensas Ribereñas	25

(*) - Para obtención de la luz y nivel de aguas máximas extraordinarias.
- Se recomienda un período de retorno T de 500 años para el cálculo de socavación.

(**) - Vida Útil considerado (n)

- Puentes y Defensas Ribereñas n= 40 años.
- Alcantarillas de quebradas importantes n= 25 años.
- Alcantarillas de quebradas menores n= 15 años.
- Drenaje de plataforma y Sub-drenes n= 15 años.

- Se tendrá en cuenta, la importancia y la vida útil de la obra a diseñarse|
- El Propietario de una Obra es el que define el riesgo admisible de falla y la vida útil de las obras.

Figura 15: Elección del Riesgo Admisible (%), según Vida útil considerado (n) y Tipo de Obra.

Los valores a emplear serán los siguientes (Tabla 9):

Tabla 9

Parámetros a considerar para la selección del Periodo de Retorno del Sistema de Drenaje Pluvial Urbano.

Vida útil	n	15
Riesgo Admisible	R	35%

Fuente: Elaboración Propia

Por lo tanto, interpolando los datos de la tabla 2 obtendremos el periodo de retorno:

RIESGO ADMISIBLE	VIDA ÚTIL DE LAS OBRAS (n años)										
	1	2	3	5	10	20	25	50	100	200	
0,01	100	199	299	498	995	1990	2488	4975	9950	19900	
0,02	50	99	149	248	495	990	1238	2475	4950	9900	
0,05	20	39	59	98	195	390	488	975	1950	3900	
0,10	10	19	29	48	95	190	238	475	950	1899	
0,20	5	10	14	23	45	90	113	225	449	897	
0,25	4	7	11	18	35	70	87	174	348	695	
0,50	2	3	5	8	15	29	37	73	154	289	
0,75	1,3	2	2,7	4,1	7,7	15	18	37	73	144	

Figura 16: Valores a interpolar según Vida Útil de la Obra y Riesgo Admisible considerados para el Sistema de Drenaje Pluvial Urbano.

Primer Interpolación

Segunda Interpolación

Tercera Interpolación

$$\begin{array}{c}
 n \quad T \\
 \left(\begin{array}{cc} 10 & 35 \\ 15 & A = 52.50 \\ 20 & 70 \end{array} \right)
 \end{array}
 \begin{array}{c}
 n \quad T \\
 \left(\begin{array}{cc} 10 & 15 \\ 15 & B = 22.00 \\ 20 & 29 \end{array} \right)
 \end{array}
 \begin{array}{c}
 n \quad T \\
 \left(\begin{array}{cc} 0.25 & 52.50 \\ 0.35 & T = 40.30 \\ 0.50 & 22.00 \end{array} \right)
 \end{array}$$

Entonces se empleará un periodo de retorno de $T = 40$ años para el diseño del sistema de drenaje pluvial. Aplicaremos la formula del Riesgo para la verificación del periodo de retorno.

Periodo de retorno (T)



T	40 Años
---	---------

Verificando:

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



R	32%
---	-----

...ok!

De esta manera queda verificado que para un periodo de retorno $T=40$ años el riesgo admisible es de 32% estando dentro del rango tal como se muestra en la **Ilustración 20**, para un tiempo de vida útil de 15 años.

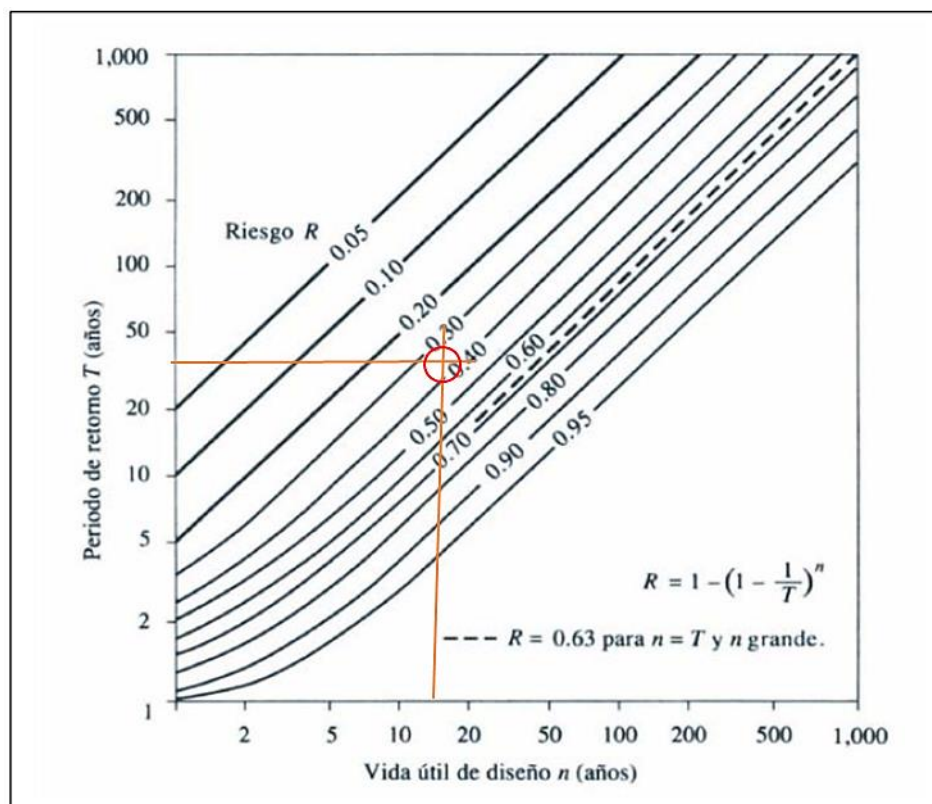


Figura 17: Verificación del Rango Admisible del Periodo de Retorno seleccionado ($T=40$ años) para el diseño del Sistema de Drenaje Pluvial Urbano.

3.1.2. Cálculo de la Población Urbana Futura del Centro Poblado Las Palmas

En este apartado se realizó el cálculo de la población urbana futura con los datos y métodos descritos en el ítem. 2.2.8.4, a continuación, se presentarán tablas con los resultados obtenidos.

Tabla 10

Cálculo de la Población Futura - Método Aritmético

Año	Población	Pf - Pi	Δt	r (hab./año)
1993	626			
2007	942	316	14.00	22.57
2017	2400	1458	10.00	145.80
			$\Sigma =$	168.37
			n =	3

Fuente: Elaboración Propia

Tasa de crecimiento aritmético:

$$r_{prom} = \frac{\sum r_i}{n - 1}$$



r_{prom}	84.185
------------	--------

Año estimado:

$$Año_{est} = 2019 + vida\ útil\ del\ SDPU$$



$Año_{est}$	2034
-------------	------

Población futura al año 2034, en la zona urbana:

$$Pob_{2034} = Pob_{2017} + r_{prom} \times (Año_{2034} - Año_{2017})$$



Pob_{2034}	3831.00	hab.
--------------	---------	------

Tabla 11

Cálculo de la Población Futura - Método del Interés Simple

Año	Población	Pf / Pi	Δt	r (hab./año)	
1993	626				
2007	942	1.505	14.00	0.036	
2017	2400	2.548	10.00	0.155	
				$\Sigma =$	0.191
				$n =$	3

Fuente: Elaboración Propia

Tasa de crecimiento del interés simple:

$$r_{prom} = \frac{\sum r_i}{n - 1}$$



r_{prom}	0.095
------------	-------

Población futura al año 2034, en la zona urbana:

$$Pob_{2034} = Pob_{2017} \times [1 + r_{prom}(Año_{2034} - Año_{2017})]$$



Pob_{2034}	6294.00	hab.
--------------	---------	------

Tabla 12*Cálculo de la Población Futura - Método Geométrico*

Año	Población	Pf / Pi	Δt	$(Pf / Pi)^{1/\Delta t}$	r (hab./año)
1993	626				
2007	942	1.505	14.00	1.339	0.339
2017	2400	2.548	10.00	2.548	1.548
				$\Sigma =$	1.887
				n =	3

Fuente: Elaboración Propia

Tasa de crecimiento geométrico:

$$r_{prom} = \frac{\sum r_i}{n - 1}$$



r_{prom}	0.944
------------	-------

Población futura al año 2034, en la zona urbana:

$$Pob_{2034} = Pob_{2017} \times (1 + r_{prom})^{(Año_{2034} - Año_{2017})}$$



Pob_{2034}	7427.00	hab.
--------------	---------	------

3.1.2.1. Interpretación de Resultados**Tabla 13***Comparación de Métodos de Cálculo de Población con los Datos Oficiales del INEI*

Métodos de Cálculo	1993	2007	2017
INEI	626.00 hab.	942.00 hab.	2400.00 hab.
Método Aritmético	626.00 hab.	1805.00 hab.	2646.00 hab.
Método del Interés Simple	626.00 hab.	1462.00 hab.	2060.00 hab.
Método del Interés Compuesto	626.00 hab.	1587.00 hab.	3084.00 hab.

Fuente: Elaboración Propia

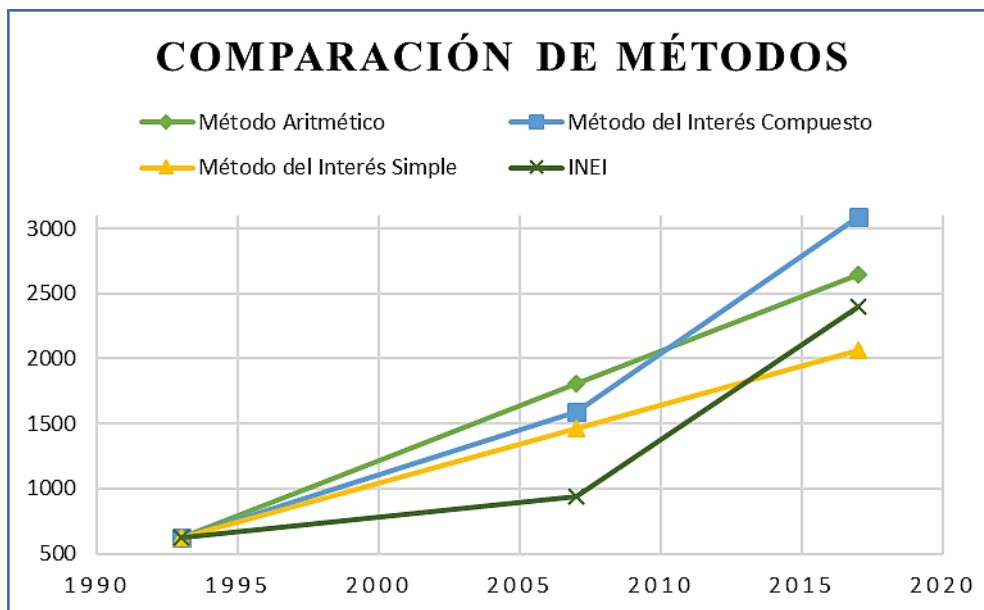


Figura 18: Gráfico de Comparación de Métodos de Cálculo de Población con los Datos Oficiales del INEI. Fuente: Elaboración Propia.

Según los análisis de crecimiento de población realizados anteriormente, podemos notar que el Método Aritmético nos da una buena aproximación a los datos oficiales obtenidos del INEI, debido a que considera un crecimiento lineal con tendencia a la estabilización de la tasa de crecimiento. Mientras que, con los métodos de crecimiento geométrico e interés simple, se obtienen valores bastante conservadores, dado que se asume un crecimiento rápido en los próximos años.

En consecuencia, teniendo en cuenta los factores que podrían afectar el valor de la población futura, aceptamos el Método Aritmético que arroja una población de diseño igual a 3831 habitantes para el año 2034.

3.1.3. Determinación de la Intensidad de Precipitación de Diseño

En este ítem se desarrolló diversos métodos estadísticos con la finalidad de determinar la intensidad de la precipitación de diseño del sistema de drenaje pluvial para ello se usó los métodos descritos en el ítem 2.2.8.5. del presente trabajo de investigación. A continuación, mostraremos los resultados de la aplicación de los métodos mediante tablas.

Tabla 14

Ocurrencia cronológica de las precipitaciones máximas en 24 horas por año (periodo 1970-2018), orden creciente y decreciente de los datos.

N° DE ORDEN	AÑO	MAX. ANUAL 24 horas (mm)	PREC. MAX. 24H EN ORDEN DECRECIENTE	PREC. MAX. 24H EN ORDEN CRECIENTE
1	1994	87.00	100.00	42.60
2	1995	51.70	94.60	43.10
3	1996	55.50	87.00	47.20
4	1997	75.20	85.60	48.40
5	1998	62.60	85.20	51.70
6	1999	66.20	84.80	54.90
7	2000	47.20	82.50	55.50
8	2001	58.40	77.80	55.80
9	2002	43.10	75.20	57.60
10	2003	66.70	67.20	58.00
11	2004	57.60	66.70	58.40
12	2005	67.20	66.30	62.60
13	2006	84.80	66.20	66.20
14	2007	100.00	62.60	66.30
15	2008	58.00	58.40	66.70
16	2009	85.20	58.00	67.20
17	2010	42.60	57.60	75.20
18	2011	77.80	55.80	77.80
19	2012	94.60	55.50	82.50
20	2013	48.40	54.90	84.80
21	2014	55.80	51.70	85.20
22	2015	54.90	48.40	85.60
23	2016	82.50	47.20	87.00
24	2017	66.30	43.10	94.60
25	2018	85.60	42.60	100.00

Fuente: Elaboración Propia

A continuación, se con los datos presentados en la **tabla 14** se procedió al análisis estadístico de los datos por los diversos métodos.

Método de Gumbel y Gumbel Tipo I

Tabla 15

Desarrollo estadístico empleado en el método de Gumbel y Gumbel tipo I

N° DE ORDEN (m)	PREC. MAX. 24H EN ORDEN DECRECIENTE	FRECUENCIA m/(n+1)	PERIODO DE RETORNO (n+1)/m	(Y_i - \bar{Y})²
1	100.00	0.0385	26.00	1089.00
2	94.60	0.0769	13.00	761.76
3	87.00	0.1154	8.67	400.00
4	85.60	0.1538	6.50	345.96
5	85.20	0.1923	5.20	331.24
6	84.80	0.2308	4.33	316.84
7	82.50	0.2692	3.71	240.25
8	77.80	0.3077	3.25	116.64
9	75.20	0.3462	2.89	67.24
10	67.20	0.3846	2.60	0.04
11	66.70	0.4231	2.36	0.09
12	66.30	0.4615	2.17	0.49
13	66.20	0.5000	2.00	0.64
14	62.60	0.5385	1.86	19.36
15	58.40	0.5769	1.73	73.96
16	58.00	0.6154	1.63	81.00
17	57.60	0.6538	1.53	88.36
18	55.80	0.6923	1.44	125.44
19	55.50	0.7308	1.37	132.25
20	54.90	0.7692	1.30	146.41
21	51.70	0.8077	1.24	234.09
22	48.40	0.8462	1.18	345.96
23	47.20	0.8846	1.13	392.04
24	43.10	0.9231	1.08	571.21
25	42.60	0.9615	1.04	595.36
Σ	1674.90			6475.63

Fuente: Elaboración Propia

Número de datos (n):



n	25
---	----

Media Aritmética (\bar{Y}):

$$\bar{Y} = \frac{\sum(\text{Precipitación en O.D})}{n}$$



\bar{Y}	67.00
-----------	-------

Desviación Estándar (S):

$$S = \sqrt{\frac{\sum(Y_i - \bar{Y})^2}{n - 1}}$$



S	16.43
---	-------

3.1.3.1. Método de distribución Gumbel Tipo I

Parámetro de Dispersión (α):

$$\alpha = \frac{S \times \sqrt{6}}{\pi}$$



α	12.81
----------	-------

Moda de Distribución (μ):

$$\mu = \bar{Y} - 0.45 \times S$$



μ	59.61
-------	-------

Variable Reducida (δ_i):

$$e^{-e^{-\delta(i)}} = 1 - \frac{1}{Tr}$$

Tabla 16

Cálculo de la variable reducida para distintos periodos de retorno (δ_i)

PERIODO DE RETORNO (Tr)	VARIABLE REDUCIDA (δ_i)
5	1.4999
10	2.2504
20	2.9702
25	3.1985
40	3.6762
50	3.9019
100	4.6001

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 17

Cálculo de precipitaciones para distintos periodos de retorno $\delta=(Y-\mu)/\alpha$

PERIODO DE RETORNO (Tr)	δ_i	PRECIPITACIÓN $Y=\delta\alpha+\mu$
5	1.4999	78.82
10	2.2504	88.44
20	2.9702	97.66
25	3.1985	100.58
40	3.6762	106.70
50	3.9019	109.59
100	4.6001	118.54

Fuente: Elaboración Propia

3.1.3.2. Método de distribución Gumbel

$$\psi = \bar{Y} - \frac{S_y}{S_n} \left[Y_n + \ln \ln \left(\frac{T_m}{T_m - 1} \right) \right]$$

\bar{Y}	67.00
-----------	-------

S	16.43
---	-------

De la **Tabla 7**, elegimos los valores correspondientes para el número de registros igual a 25:

Tabla 18

Elección de " Y_n " y " S_n " para un número de registros igual a 25.

N° DATO	Y_n	S_n
⋮	0.52678	1.07547
23	0.52823	1.08115
24	0.52959	1.08646
25	0.53086	1.09145
26	0.53206	1.09613
27	0.53319	1.10054
⋮	0.53426	1.1047

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 19

Cálculo de precipitaciones para distintos periodos de retorno (Ψ)

PERIODO DE RETORNO (Tr)	PRECIPITACIÓN Ψ (mm)
5	81.59
10	92.88
20	103.72
25	107.16
40	114.35
50	117.75
100	128.26

Fuente: Elaboración Propia

3.1.3.3. Método de Log Pearson tipo III

Tabla 20

Desarrollo estadístico empleado en el método de Log Pearson tipo III.

Nº DE ORDEN	PREC. MÁX. EN O.D. (Xi)	FRECUECIA m/(n+1)	PERIODO DE RETORNO (n+1)/m	LOG (Xi)	LOG (Xi) - LOG (\bar{X})	[LOG (Xi) - LOG (\bar{X})]²	[LOG (Xi) - LOG (\bar{X})]³
1	100.00	0.0385	25.97	2.00	0.19	0.03610	0.006859
2	94.60	0.0769	13.00	1.98	0.17	0.02890	0.004913
3	87.00	0.1154	8.67	1.94	0.13	0.01690	0.002197
4	85.60	0.1538	6.50	1.93	0.12	0.01440	0.001728
5	85.20	0.1923	5.20	1.93	0.12	0.01440	0.001728
6	84.80	0.2308	4.33	1.93	0.12	0.01440	0.001728
7	82.50	0.2692	3.71	1.92	0.11	0.01210	0.001331
8	77.80	0.3077	3.25	1.89	0.08	0.00640	0.000512
9	75.20	0.3462	2.89	1.88	0.07	0.00490	0.000343
10	67.20	0.3846	2.60	1.83	0.02	0.00040	0.000008
11	66.70	0.4231	2.36	1.82	0.01	0.00010	0.000001
12	66.30	0.4615	2.17	1.82	0.01	0.00010	0.000001
13	66.20	0.5000	2.00	1.82	0.01	0.00010	0.000001
14	62.60	0.5385	1.86	1.80	-0.01	0.00010	-0.000001
15	58.40	0.5769	1.73	1.77	-0.04	0.00160	-0.000064
16	58.00	0.6154	1.62	1.76	-0.05	0.00250	-0.000125
17	57.60	0.6538	1.53	1.76	-0.05	0.00250	-0.000125
18	55.80	0.6923	1.44	1.75	-0.06	0.00360	-0.000216
19	55.50	0.7308	1.37	1.74	-0.07	0.00490	-0.000343
20	54.90	0.7692	1.30	1.74	-0.07	0.00490	-0.000343
21	51.70	0.8077	1.24	1.71	-0.10	0.01000	-0.001000
22	48.40	0.8462	1.18	1.68	-0.13	0.01690	-0.002197
23	47.20	0.8846	1.13	1.67	-0.14	0.01960	-0.002744
24	43.10	0.9231	1.08	1.63	-0.18	0.03240	-0.005832
25	42.60	0.9615	1.04	1.63	-0.18	0.03240	-0.005832
Σ	1674.90			45.33	0.08	0.2806	0.002528

Fuente: Elaboración Propia

Número de datos (n):



n	25
---	----

Media Aritmética (LOG(X)):



$$\overline{\log(X)} = \frac{\sum \log(Xi)}{N}$$

LOG(\bar{X})	1.81
------------------	------

Desviación Estándar ($\sigma_{\log(x)}$):



$$\sigma_{\log(x)} = \sqrt{\frac{\sum (\log Xi - \overline{\log(X)})^2}{n - 1}}$$

$\sigma_{\log(x)}$	0.11
--------------------	------

Coefficiente de asimetría (g):

$$g = \frac{n \times \sum (\log(Xi) - \overline{\log(X)})^3}{(n - 1)(n - 2)(\sigma_{\log Xi})^3}$$

g	0.0860
---	--------

Tabla 22

Interpolación de los valores de "K" para distintos periodos de retorno.

COEF. DE ASIMETRÍA (g)	PERIODO DE RETORNO						
	5	10	20	25	40	50	100
	PROBABILIDAD DE EXCEDENCIA						
	0.2	0.1	0.05	0.04	0.025	0.02	0.01
0.10	0.836	1.292	1.703	1.785	2.027	2.107	2.400
0.086	0.8368	1.2906	1.6986	1.7802	2.0197	2.0996	2.3896
0.00	0.842	1.282	1.673	1.751	1.978	2.054	2.326

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 21

Cálculo de precipitaciones para distintos Periodos de Retorno.

T (Años)	K	LOG (Xi) = LOG (\bar{X}) + K* $\sigma_{\text{LOG}(xi)}$	P (mm)
5	0.8368	1.90	79.43
10	1.2906	1.95	89.13
20	1.6986	2.00	100.00
25	1.7802	2.01	102.33
40	2.0197	2.03	107.15
50	2.0996	2.04	109.65
100	2.3896	2.07	117.49

Fuente: Elaboración Propia

3.1.3.4. Método usando La Formula IILA-SENAMHI-UNI, 1983

$$P_{24,T} = E_g \times (1 + K \log T)$$

De las ilustraciones 14, 15, 16 y 17, obtuvimos los siguientes parámetros:

$K'g$	0.533	n	0.432
ϵ_g	70	t_g	13.5

Tabla 23

Cálculo de precipitaciones máximas en 24 horas para distintos periodos

T (Años)	$K'g$	ϵ_g	$P_{(24,T)}$
5	0.5330	70.00	97.06
10	0.5330	70.00	108.71
20	0.5330	70.00	120.36
25	0.5330	70.00	124.11
40	0.5330	70.00	132.02
50	0.5330	70.00	135.77
100	0.5330	70.00	147.42

Fuente: Elaboración Propia

A continuación, presentaremos el resumen de los métodos para compararlos y determinar la intensidad de diseño.

Tabla 24

Resumen de los métodos de cálculo de precipitaciones máximas en 24 horas para distintos Periodos de Retorno.

PERIODO DE RETORNO (Años)	PRECIPITACIÓN EN 24 H DE DISEÑO POR MÉTODOS (mm)				
	GUMBEL	GUMBEL TIPO I	LOG PEARSON TIPO III	FORMULA IILA- SENAMHI-UNI	DISEÑO
5	81.59	78.82	79.43	97.06	97.06
10	92.88	88.44	89.13	108.71	108.71
20	103.72	97.66	100.00	120.36	120.36
25	107.16	100.58	102.33	124.11	124.11
40	114.35	106.70	107.15	132.02	132.02
50	117.75	109.59	109.65	135.77	135.77
100	128.26	118.54	117.49	147.42	147.42

Fuente: Elaboración Propia

De la **Tabla 24** se tomó la máxima precipitación en 24 horas de los cuatro métodos para un periodo de retorno de 40 años con la que se realizó el análisis de su distribución en función a su duración del cual se determinará la intensidad máxima de diseño; entonces la precipitación máxima en 24 horas para un periodo de retorno de 40 años será:

$$I \text{ máx. 24 horas} = 132.02 \text{ mm / h}$$

Tabla 25

Distribución normal de la precipitación en porcentaje entre 24 horas y una hora según el Manual para el Diseño de Carreteras Pavimentadas de Bajo Volumen de Tránsito.

DURACIÓN EN HORAS	% PRECIPITACIÓN	PRECIPITACIÓN (mm)
1	25%	33.01
2	31%	40.93
3	38%	50.17
4	44%	58.09
5	50%	66.01
6	56%	73.93
8	64%	84.49
10	73%	96.37
12	79%	104.30
14	83%	109.58
16	87%	114.86
18	90%	118.82
20	93%	122.78
22	97%	128.06
24	100%	132.02

Fuente: Elaboración Propia

Entonces para el diseño del Sistema de Alcantarillado Pluvial, se tomó la intensidad máxima de diseño para una duración de 6 horas ya que en la zona del trabajo de investigación se presentan precipitaciones de gran duración característica de la amazonia peruana entonces la intensidad máxima de diseño para el presente trabajo será:

$$I \text{ máx. diseño} = 73.93 \text{ mm / h}$$

3.1.3.5. Pruebas de Bondad de Ajuste Kolmorogov-Smirnov.

3.1.3.5.1. Prueba de bondad de ajuste Kolmorogov-Smirnov para el método de Gumbel y Gumbel tipo I.

En este ítem se desarrolló la prueba de bondad de ajuste de los datos utilizados en el método de Gumbel y Gumbel tipo I para demostrar la confiabilidad de los datos y por ende el de los resultados.

Tabla 26

Desarrollo estadístico de la prueba de bondad de ajuste Kolmorogov-Smirnov para el método de Gumbel y Gumbel Tipo I.

Nº de Orden	Prec. Máx creciente (Y)	$P(x) = m/(n+1)$	$\delta_i = (Y-\mu) / \alpha$	F(G)	$\Delta M\acute{a}x = F(G) - P(x) $
1	42.60	0.0385	-1.3279	0.022980	0.015520
2	43.10	0.0769	-1.2888	0.026558	0.050342
3	47.20	0.1154	-0.9688	0.071735	0.043665
4	48.40	0.1538	-0.8751	0.090798	0.063002
5	51.70	0.1923	-0.6175	0.156565	0.035735
6	54.90	0.2308	-0.3677	0.235886	0.005086
7	55.50	0.2692	-0.3208	0.252024	0.017176
8	55.80	0.3077	-0.2974	0.260187	0.047513
9	57.60	0.3462	-0.1569	0.310405	0.035795
10	58.00	0.3846	-0.1257	0.321762	0.062838
11	58.40	0.4231	-0.0945	0.333168	0.089932
12	62.60	0.4615	0.2334	0.453012	0.008488
13	66.20	0.5000	0.5144	0.549988	0.049988
14	66.30	0.5385	0.5222	0.552549	0.014049
15	66.70	0.5769	0.5535	0.562742	0.014158
16	67.20	0.6154	0.5925	0.575254	0.040146
17	75.20	0.6538	1.2170	0.743700	0.089900
18	77.80	0.6923	1.4200	0.785281	0.092981
19	82.50	0.7308	1.7869	0.845795	0.114995
20	84.80	0.7692	1.9664	0.869393	0.100193
21	85.20	0.8077	1.9977	0.873151	0.065451
22	85.60	0.8462	2.0289	0.876797	0.030597
23	87.00	0.8846	2.1382	0.888814	0.004214
24	94.60	0.9231	2.7315	0.936954	0.013854
25	100.00	0.9615	3.1530	0.958176	0.003324
Σ	1674.90			$\Delta M\acute{a}x =$	0.114995

Fuente: Elaboración Propia

Número de datos (n):

n	25
---	----

Media Aritmética (\bar{Y}):

\bar{Y}	67.00
-----------	-------

Desviación Estándar (S):

S	16.43
---	-------

Parámetro de Dispersión (α):

α	12.81
----------	-------

Moda de Distribución (μ):

μ	59.61
-------	-------

Según nivel de significancia (**Tabla 8**), tenemos:

Tabla 27

Valor crítico para la prueba de bondad Kolmogorov-Smirnov de bondad del ajuste.

Tamaño de la muestra	$\alpha = 0.10$	$\alpha = 0.05$	$\alpha = 0.01$
5	0.51	0.56	0.67
10	0.37	0.41	0.49
15	0.30	0.34	0.40
20	0.26	0.20	0.35
25	0.24	0.26	0.32
30	0.22	0.24	0.29
40	0.19	0.21	0.25
n grande	$1.22/\sqrt{n}$	$1.36/\sqrt{n}$	$1.63/\sqrt{n}$

Fuente: Elaboración Propia

Δ_o	0.26
------------	------

De los datos de la tabla 26, se tiene que:



$\Delta_{M\acute{a}x} =$	0.114995	$< \Delta_o = 0.26$...OK!
--------------------------	----------	----------------------------

Por lo tanto: **SE ACEPTA LA INFORMACIÓN POR SER CONFIABLE EN UN 95%**

3.1.3.5.2. Prueba de bondad de ajuste Kolmogorov-Smirnov para el método de Log Pearson tipo III.

En este ítem se desarrolló la prueba de bondad de ajuste de los datos utilizados en el método de Log Pearson tipo III para demostrar la confiabilidad de los datos y por ende el de los resultados.

Tabla 28

Desarrollo estadístico de la prueba de bondad de ajuste Kolmogorov-Smirnov para el método Log Pearson tipo III.

N° de Orden	Prec. Máx creciente (Xi)	P(x) = m/(n+1)	Log (Xi)	$[\text{Log}(Xi) - \text{Log}(\bar{X})]^2$	$\delta_i = [(\text{Log}(Xi) - \mu) / \alpha]$	F(G)	$\Delta\text{Máx} = F(G) - P(x) $
1	42.60	0.0385	1.63	0.03240	-1.4444	0.014418	0.024082
2	43.10	0.0769	1.63	0.03240	-1.4444	0.014418	0.062482
3	47.20	0.1154	1.67	0.01960	-1.0000	0.065988	0.049412
4	48.40	0.1538	1.68	0.01690	-0.8889	0.087821	0.065979
5	51.70	0.1923	1.71	0.01000	-0.5556	0.174997	0.017303
6	54.90	0.2308	1.74	0.00490	-0.2222	0.286843	0.056043
7	55.50	0.2692	1.74	0.00490	-0.2222	0.286843	0.017643
8	55.80	0.3077	1.75	0.00360	-0.1111	0.327094	0.019394
9	57.60	0.3462	1.76	0.00250	0.0000	0.367879	0.021679
10	58.00	0.3846	1.76	0.00250	0.0000	0.367879	0.016721
11	58.40	0.4231	1.77	0.00160	0.1111	0.408669	0.014431
12	62.60	0.4615	1.80	0.00010	0.4444	0.526655	0.065155
13	66.20	0.5000	1.82	0.00010	0.6667	0.598457	0.098457
14	66.30	0.5385	1.82	0.00010	0.6667	0.598457	0.059957
15	66.70	0.5769	1.82	0.00010	0.6667	0.598457	0.021557
16	67.20	0.6154	1.83	0.00040	0.7778	0.631653	0.016253
17	75.20	0.6538	1.88	0.00490	1.3333	0.768276	0.114476
18	77.80	0.6923	1.89	0.00640	1.4444	0.789869	0.097569
19	82.50	0.7308	1.92	0.01210	1.7778	0.844501	0.113701
20	84.80	0.7692	1.93	0.01440	1.8889	0.859643	0.090443
21	85.20	0.8077	1.93	0.01440	1.8889	0.859643	0.051943
22	85.60	0.8462	1.93	0.01440	1.8889	0.859643	0.013443
23	87.00	0.8846	1.94	0.01690	2.0000	0.873423	0.011177
24	94.60	0.9231	1.98	0.02890	2.4444	0.916880	0.006220
25	100.00	0.9615	2.00	0.03610	2.6667	0.932878	0.028622
Σ	1674.90		45.33	0.28060		$\Delta\text{Máx} =$	0.114476

Fuente: Elaboración Propia

Número de datos (n):

n	25
---	----

Media Aritmética (LOG(X)):

Log(\bar{X})	1.81
------------------	------

Desviación Estándar ($\sigma_{\log(x)}$):

$\sigma_{\log(x)}$	0.11
--------------------	------

Parámetro de Dispersión (α):

$$\alpha = \frac{\sigma_{\log(x)} \times \sqrt{6}}{\pi}$$



α	0.09
----------	------

Moda de Distribución (μ):

$$\mu = \log(\bar{x}) - 0.45 \times \sigma_{\log(x)}$$



μ	1.76
-------	------

Según nivel de significancia (**Tabla 8**), tenemos:

Δ_o	0.26
------------	------

De los datos de la tabla 26, se tiene que:



$\Delta_{\text{Máx}} =$	0.114476	$< \Delta_o = 0.26$...OK!
-------------------------	----------	---------------------	---------------

Por lo tanto: **SE ACEPTA LA INFORMACIÓN POR SER CONFIABLE EN UN 95%**

3.1.4. Áreas Colectoras de Lluvia del Centro Poblado Las Palmas

En este ítem se mostrará mediante tablas los datos de las áreas colectoras de lluvia de la zona urbana en estudio, las cuales serán utilizadas posteriormente para el cálculo de los caudales de diseño de los colectores; estas áreas fueron divididas en función al planteamiento hidráulico de los colectores, el nombre o nomenclatura de las áreas tienen el siguiente patrón indicador por ejemplo: A01-1, donde la letra A es el prefijo de área, lo siguiente hasta antes del guion 01 es la manzana a la que pertenece el área, que indican una manzana de ese nombre, después del guion irá un número 1,2,..., este indica el índice de subárea de la manzana a continuación, se presentará los datos de las áreas en km².

Tabla 29*Áreas colectoras de lluvia del Centro Poblado Las Palmas.*

MANZANA	SECTOR	AREA DE INFLUENCIA TECHO (km ²)	SECTOR	AREA INFLUENCIA PAVIMENTO (km ²)
1	A01-1	0.0010736	S01-1	0.0005761
	A01-2	0.0065267	S01-2	0.0033940
	A01-3	0.0073705	S01-3	0.0012821
	A01-4	0.0087849	S01-4	0.0018501
2	A02-1	0.0016087	S02-1	0.0007205
	A02-2	0.0004584	S02-2	0.0003344
	A02-3	0.0015660	S02-3	0.0007586
	A02-4	0.0000152	S02-4	0.0005783
3	A03-1	0.0055652	S03-1	0.0011416
	A03-2	0.0028995	S03-2	-
	A03-3	0.0041225	S03-3	0.0013132
	A03-4	0.0005623	S03-4	0.0003554
4	A04-1	0.0015734	S04-1	0.0003057
	A04-2	0.0039107	S04-2	0.0012902
	A04-3	0.0023270	S04-3	0.0006140
5	A05-1	0.0068341	S05-1	0.0011804
	A05-2	0.0011367	S05-2	0.0026718
	A05-3	0.0066467	S05-3	0.0018243
	A05-4	0.0031531	S05-4	0.0015366
6	A06-1	0.0025097	S06-1	0.0008532
	A06-2	0.0029767	S06-2	0.0007836
	A06-3	0.0023527	S06-3	0.0011975
	A06-4	0.0002548	S06-4	0.0025963
7	A07-1	0.0052043	S07-1	0.0008641
	A07-2	0.0046137	S07-2	-
	A07-3	0.0065430	S07-3	-
	A07-4	0.0085274	S07-4	-
8	A08-1	0.0027975	S08-1	0.0007800
	A08-2	0.0022542	S08-2	0.0009516
	A08-3	0.0023338	S08-3	0.0007773
	A08-4	0.0011146	S08-4	0.0012100
9	A09-1	0.0049448	S09-1	0.0012104
	A09-2	0.0012820	S09-2	0.0017594
	A09-3	0.0043566	S09-3	0.0012957
	A09-4	0.0021259	S09-4	0.0009518
10	A10-1	0.0002049	S10-1	0.0003047
	A10-2	0.0013308	S10-2	0.0008977
	A10-3	0.0005861	S10-3	0.0005862
	A10-4	0.0004793	S10-4	0.0018090

MANZANA	SECTOR	AREA DE INFLUENCIA TECHO (km ²)	SECTOR	AREA INFLUENCIA PAVIMENTO (km ²)
11	A11-1	0.0016235	S11-1	0.0006255
	A11-2	0.0020692	S11-2	-
	A11-3	0.0015816	S11-3	0.0006602
	A11-4	0.0018719	S11-4	0.0010037
12	A12-1	0.0026890	S12-1	0.0009568
	A12-2	0.0015351	S12-2	0.0008858
	A12-3	0.0022915	S12-3	0.0008916
	A12-4	0.0019865	S12-4	-
13	A13-1	0.0023117	S13-1	0.0011936
	A13-2	0.0016154	S13-2	0.0016733
	A13-3	0.0030673	S13-3	0.0009478
	A13-4	0.0013731	S13-4	0.0008058
14	A14-1	0.0013859	S14-1	0.0005019
	A14-2	0.0015545	S14-2	0.0009169
	A14-3	0.0017711	S14-3	0.0008699
	A14-4	0.0004632	S14-4	0.0017508
15	A15-1	0.0017386	S15-1	0.0007107
	A15-2	0.0016242	S15-2	-
	A15-3	0.0018629	S15-3	0.0006634
	A15-4	0.0012764	S15-4	0.0008622
16	A16-1	0.0023040	S16-1	0.0009050
	A16-2	0.0029502	S16-2	0.0013644
	A16-3	0.0041291	S16-3	0.0009701
	A16-4	0.0035671	S16-4	-
17	A17-1	0.0026689	S17-1	0.0009720
	A17-2	0.0020186	S17-2	0.0020994
	A17-3	0.0026102	S17-3	0.0008329
	A17-4	0.0025595	S17-4	0.0011238
18	A18-1	0.0021171	S18-1	0.0008408
	A18-2	0.0030768	S18-2	0.0011684
	A18-3	0.0023349	S18-3	0.0009321
	A18-4	0.0013706	S18-4	0.0022216
19	A19-1	0.0018557	S19-1	0.0007165
	A19-2	0.0030445	S19-2	-
	A19-3	0.0019223	S19-3	0.0006922
	A19-4	0.0022950	S19-4	0.0013556
20	A20-1	0.0040263	S20-1	0.0009851
	A20-2	0.0031131	S20-2	0.0010574
	A20-3	0.0057049	S20-3	0.0014925
	A20-4	0.0053777	S20-4	-

MANZANA	SECTOR	AREA DE INFLUENCIA TECHO (km ²)	SECTOR	AREA INFLUENCIA PAVIMENTO (km ²)
21	A21-1	0.0026756	S21-1	0.0007067
	A21-2	0.0019306	S21-2	0.0022973
	A21-3	0.0028211	S21-3	0.0008118
	A21-4	0.0025599	S21-4	0.0011883
22	A22-1	0.0022786	S22-1	0.0009312
	A22-2	0.0015183	S22-2	0.0007730
	A22-3	0.0017138	S22-3	0.0007328
	A22-4	0.0012140	S22-4	0.0006901
	A22-5	0.0010799	S22-5	0.0024382
23	A23-1	0.0018120	S23-1	0.0006910
	A23-2	0.0028500	S23-2	0.0011355
	A23-3	0.0013917	S23-3	0.0009860
	A23-4	0.0008000	S23-4	0.0007059
24	A24-1	0.0007101	S24-1	0.0003310
	A24-2	0.0018301	S24-2	0.0003080
	A24-3	0.0016115	S24-3	0.0007789
	A24-4	0.0027591	S24-4	0.0010821
25	A25-1	0.0007973	S25-1	0.0009860
	A25-2	0.0006843	S25-2	0.0008000
	A25-3	0.0004858	S25-3	0.0004041
	A25-4	0.0009756	S25-4	0.0005439
26	A26-1	0.0107272	S26-1	0.0014217
	A26-2	0.0044626	S26-2	0.0013255
	A26-3	0.0092255	S26-3	0.0018036
	A26-4	0.0045746	S26-4	-
27	A27-1	0.0027476	S27-1	0.0010600
	A27-2	0.0018901	S27-2	0.0033941
	A27-3	0.0026927	S27-3	0.0010249
	A27-4	0.0036100	S27-4	0.0011659
28	A28-1	0.0008176	S28-1	0.0008004
	A28-2	0.0015902	S28-2	0.0004615
	A28-3	0.0028892	S28-3	0.0009441
	A28-4	0.0024755	S28-4	0.0009839
	A28-5	0.0014753	S28-5	0.0032512
29	A29-1	0.0093128	S29-1	0.0015841
	A29-2	0.0057230	S29-2	0.0013820
	A29-3	0.0060418	S29-3	0.0006836
	A29-4	0.0105766	S29-4	-

MANZANA	SECTOR	AREA DE INFLUENCIA TECHO (km ²)	SECTOR	AREA INFLUENCIA PAVIMENTO (km ²)
30	A30-1	0.0021860	S30-1	0.0012614
	A30-2	0.0011840	S30-2	0.0025934
	A30-3	0.0026712	S30-3	0.0009347
	A30-4	0.0022237	S30-4	0.0010395
31	A31-1	0.0036328	S31-1	0.0009946
	A31-2	0.0033896	S31-2	-
	A31-3	0.0054199	S31-3	0.0010432
	A31-4	0.0011631	S31-4	0.0024620
32	A32-1	0.0024815	S32-1	0.0008814
	A32-2	0.0009477	S32-2	0.0021146
	A32-3	0.0024979	S32-3	0.0008088
	A32-4	0.0015671	S32-4	0.0009072
33	A33-1	0.0009401	S33-1	0.0004560
	A33-2	0.0007145	S33-2	0.0005713

Fuente: Elaboración Propia

3.1.5. Cálculo de Caudales de Diseño

En este ítem se mostrarán los resultados del cálculo de caudales de diseño de los colectores del planteamiento hidráulico realizado con la ayuda del plano topográfico, los cuales están en los anexos del presente trabajo de investigación. Para el cálculo de los caudales se consideró los siguientes parámetros:

Para el cálculo de los caudales se usó el método racional ya que la cuenca en estudio tiene un área menor a 13 km² según lo estipulado en los criterios de diseño de la norma técnica OS0.60, es por ello que se utilizó la fórmula del ítem 2.2.8.8.1; la intensidad de diseño y las áreas colectoras ya se determinaron en ítems anteriores por lo que a continuación determinaremos el coeficiente de escorrentía a emplear en esta investigación.

Por lo tanto, interpolando los datos de la **Figura 1**, del ítem 1.5.4.3, para las características de superficie de concreto/techo, superficie asfáltica y características de zonas verdes (Condición Pobre; Plano, 0 – 2%) para un periodo de retorno de 40 años.

Periodo de retorno (T):



T	40 Años
---	---------

Interpolando datos de la características de superficie concreto/techo

T	C
25	0.88
40	$C = 0.90$
50	0.92

Interpolando datos de la características de superficie asfáltica

T	C
25	0.86
40	$C = 0.88$
50	0.90

Interpolando datos de la características de zonas verdes

T	C
25	0.40
40	$C = 0.42$
50	0.44

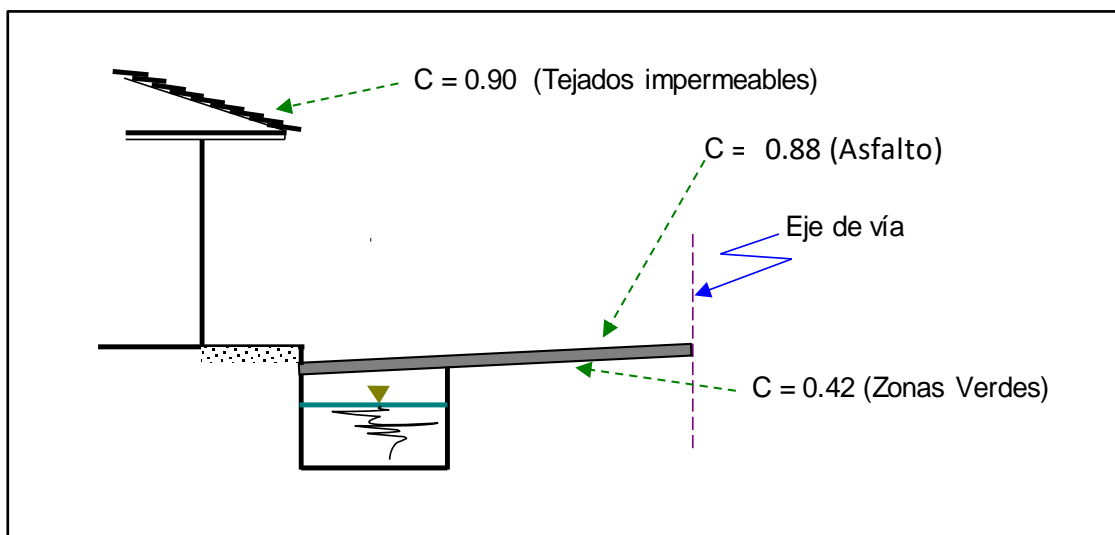


Figura 19: Corte Típico de una Sección Transversal para el Cálculo del Caudal. Fuente: Elaboración Propia.

Tabla 30

Caudales de Escurrimiento para los colectores secundarios según el planteamiento hidráulico del Centro Poblado Las Palmas.

Colectores Secundarios	Jiron	Tramo	Nombre Área	Área (km²)	C	I máx (mm)	Q_{parcial} = 0.278 CIA	Q_{total} (m³/s)
C-01	Av.Las Palmas	01 - 02	A01-1 + A01-2	0.007600	0.90	73.93	0.1412098	0.2133390
	Jr. Malecón		S01-1 + S01-2	0.003970	0.88	73.93	0.0721296	
C-02	Jr. Los Jardines	03 - 04	A01-3	0.007371	0.90	73.93	0.1369404	0.1602350
			S01-3	0.001282	0.88	73.93	0.0232945	
C-03	Jr. Los libertadores	05 - 06	A04-2	0.003911	0.90	73.93	0.0726582	0.0960980
			S04-2	0.001290	0.88	73.93	0.0234401	
C-04	Jr. Los Jardines	07 - 08	A05-1 + A05-4	0.009987	0.90	73.93	0.1855578	0.2349220
	Jr. Los libertadores		S05-1 + S05-4	0.002717	0.88	73.93	0.0493637	
C-05	Av.Las Palmas	09 - 08	A05-2 + A05-3	0.007783	0.90	73.93	0.1446116	0.2262990
	Jr. Las Palmeras		S05-2 + S05-3	0.004496	0.88	73.93	0.0816876	
C-06	Jr. Las Palmeras	11 - 12	A08-1 + A09-1	0.007742	0.90	73.93	0.1438485	0.1800110
			S08-1 + S09-1	0.001990	0.88	73.93	0.0361629	
C-07	Jr. Los libertadores	15 - 16	A08-2	0.002254	0.90	73.93	0.0418813	0.0591700
			S08-2	0.000952	0.88	73.93	0.0172882	
C-08	Jr. Los libertadores	13 - 14	A09-4	0.002126	0.90	73.93	0.0394979	0.0567900
			S09-4	0.000952	0.88	73.93	0.0172920	
C-09	Av.Las Palmas	17 - 14	A09-2 + A09-3	0.005639	0.90	73.93	0.1047617	0.1602670
	Jr. Manuela Flores		S09-2 + S09-3	0.003055	0.88	73.93	0.0555056	
C-10	Jr. Manuela Flores	19 - 20	A12-1 + A13-1	0.005001	0.90	73.93	0.0929113	0.1319810
			S12-1 + S13-1	0.002150	0.88	73.93	0.0390701	
C-11	Jr. Los libertadores	23 - 24	A12-2	0.001535	0.90	73.93	0.0285217	0.0446160
			S12-2	0.000886	0.88	73.93	0.0160942	
C-12	Jr. Los libertadores	21 - 22	A13-4	0.001373	0.90	73.93	0.0255110	0.0401520
			S13-4	0.000806	0.88	73.93	0.0146409	

Colectores Secundarios	Jiron	Tramo	Nombre Área	Área (km²)	C	I máx (mm)	Q_{parcial} = 0.278 CIA	Q_{total} (m³/s)
C-13	Av. Las Palmas	25 - 22	A13-2 + A13-3	0.004683	0.90	73.93	0.0870026	0.1346260
	Jr. Manuel Vásquez		S13-2 + S13-3	0.002621	0.88	73.93	0.0476230	
C-14	Jr. Manuel Vásquez	27 - 28	A16-1 + A17-1	0.004973	0.90	73.93	0.0923947	0.1264980
			S16-1 + S17-1	0.001877	0.88	73.93	0.0341029	
C-15	Jr. Los libertadores	31 - 32	A16-2	0.002950	0.90	73.93	0.0548127	0.0796020
			S16-2	0.001364	0.88	73.93	0.0247889	
C-16	Jr. Los libertadores	29 - 30	A17-4	0.002560	0.90	73.93	0.0475546	0.0679720
			S17-4	0.001124	0.88	73.93	0.0204171	
C-17	Av. Las Palmas	33 - 30	A17-2 + A17-3	0.004629	0.90	73.93	0.0860006	0.1392770
	Jr. Miraflores		S17-2 + S17-3	0.002932	0.88	73.93	0.0532767	
C-18	Jr. Miraflores	35 - 36	A20-1 + A21-1	0.006702	0.90	73.93	0.1245189	0.1552570
			S20-1 + S21-1	0.001692	0.88	73.93	0.0307381	
C-19	Jr. Los libertadores	39 - 40	A20-2	0.003113	0.90	73.93	0.0578398	0.0770520
			S20-2	0.001057	0.88	73.93	0.0192119	
C-20	Jr. Los libertadores	37 - 38	A21-4	0.002560	0.90	73.93	0.0475614	0.0691510
			S21-4	0.001188	0.88	73.93	0.0215899	
C-21	Av. Las Palmas	41 - 38	A21-2 + A21-3	0.004752	0.90	73.93	0.0882829	0.1447700
	Jr. Las Rocas		S21-2 + S21-3	0.003109	0.88	73.93	0.0564871	
C-22	Jr. Las Rocas	43 - 45	A27-1	0.002748	0.90	73.93	0.0510486	0.0703060
			S27-1	0.001060	0.88	73.93	0.0192578	
C-23	Jr. Los libertadores	44 - 45	A26-2	0.004463	0.90	73.93	0.0829120	0.1069940
			S26-2	0.001325	0.88	73.93	0.0240819	
C-24	Jr. Los libertadores	46 - 47	A27-4	0.003610	0.90	73.93	0.0670711	0.0882540
			S27-4	0.001166	0.88	73.93	0.0211829	
C-25	Av. Las Palmas	49 - 50 /	A27-2	0.001890	0.90	73.93	0.0351164	0.0967810
		51 - 50	S27-2	0.003394	0.88	73.93	0.0616650	

Colectores Secundarios	Jiron	Tramo	Nombre Área	Área (km²)	C	I máx (mm)	Q_{parcial} = 0.278 CIA	Q_{total} (m³/s)
C-26	Jr. Tarapoto	52 - 53	A26-3 + A27-3	0.011918	0.90	73.93	0.2214349	0.2728250
			S26-3 + S27-3	0.002829	0.88	73.93	0.0513900	
C-27	Jr. Tarapoto	54 - 55	A30-1 + A30-2	0.003370	0.90	73.93	0.0626131	0.1326490
	Av. Las Palmas		S30-1 + S30-2	0.003855	0.88	73.93	0.0700359	
C-28	Jr. San Roque	56 - 55	A30-3 + A30-4	0.004895	0.90	73.93	0.0909441	0.1268120
	Jr. Los libertadores		S30-3 + S30-4	0.001974	0.88	73.93	0.0358682	
C-29	Jr. San Roque	58 - 59	A32-1	0.002482	0.90	73.93	0.0461059	0.0621200
			S32-1	0.000881	0.88	73.93	0.0160143	
C-30	Av. Las Palmas	60 - 61	A32-2	0.000948	0.90	73.93	0.0176081	0.0560270
			S32-2	0.002115	0.88	73.93	0.0384188	
C-31	Jr. Los libertadores	62 - 59	A32-4	0.001567	0.90	73.93	0.0291150	0.0455980
			S32-4	0.000907	0.88	73.93	0.0164825	
C-32	Jr. Los libertadores	63 - 63A	A33-2	0.000714	0.90	73.93	0.0132741	0.0236540
			S33-2	0.000571	0.88	73.93	0.0103794	
C-33	Jr. Los Jardines	66 - 67	A02-3 + A02-4 + A03-3	0.005704	0.90	73.93	0.1059724	0.1541200
	Av. Las Palmas		S02-3 + S02-4 + S03-3	0.002650	0.88	73.93	0.0481475	
C-34	Jr. Los Jardines	69 - 70	A06-1 + A07-1	0.007714	0.90	73.93	0.1433223	0.1745230
			S06-1 + S07-1	0.001717	0.88	73.93	0.0312008	
C-35	Jr. Las Palmeras	72 - 73	A10-1 + A11-1	0.001828	0.90	73.93	0.0339715	0.0508710
			S10-1 + S11-1	0.000930	0.88	73.93	0.0168997	
C-36	Jr. San José	76 - 77	A10-2	0.001331	0.90	73.93	0.0247255	0.0410360
			S10-2	0.000898	0.88	73.93	0.0163104	
C-37	Jr. San José	74 - 75	A11-4	0.001872	0.90	73.93	0.0347792	0.0530160
			S11-4	0.001004	0.88	73.93	0.0182365	
C-38	Jr. Manuela Flores	78 - 75	A11-3	0.001582	0.90	73.93	0.0293859	0.0413810
			S11-3	0.000660	0.88	73.93	0.0119947	

Colectores Secundarios	Jiron	Tramo	Nombre Área	Área (km²)	C	I máx (mm)	Q_{parcial} = 0.278 CIA	Q_{total} (m³/s)
C-39	Jr. Manuela Flores	80 - 81	A14-1 + A15-1	0.003125	0.90	73.93	0.0580525	0.0800840
			S14-1 + S15-1	0.001213	0.88	73.93	0.0220313	
C-40	Jr. San José	84 - 85	A14-2	0.001555	0.90	73.93	0.0288823	0.0455420
			S14-2	0.000917	0.88	73.93	0.0166595	
C-41	Jr. San José	82 - 83	A15-4	0.001276	0.90	73.93	0.0237156	0.0393810
			S15-4	0.000862	0.88	73.93	0.0156657	
C-42	Jr. Manuel Vásquez	86 - 83	A15-3	0.001863	0.90	73.93	0.0346111	0.0466630
			S15 -3	0.000663	0.88	73.93	0.0120521	
C-43	Jr. Manuel Vásquez	88 - 89	A18-1 + A19-1	0.003973	0.90	73.93	0.0738112	0.1021050
			S18-1 + S19-1	0.001557	0.88	73.93	0.0282938	
C-44	Jr. San José	92 - 93	A18-2	0.003077	0.90	73.93	0.0571647	0.0783930
			S18-2	0.001168	0.88	73.93	0.0212286	
C-45	Jr. San José	90 - 91	A19-4	0.002295	0.90	73.93	0.0426397	0.0672680
			S19-4	0.001356	0.88	73.93	0.0246285	
C-46	Jr. Miraflores	94 - 91	A19-3	0.001922	0.90	73.93	0.0357146	0.0482920
			S19 -3	0.000692	0.88	73.93	0.0125770	
C-47	Jr. Miraflores	96 - 99	A22-1 + A23-1	0.005903	0.90	73.93	0.1096678	0.1391400
			S22-1 + S23-1	0.001622	0.88	73.93	0.0294721	
C-48	Jr. San José	97 - 97A	A23-4	0.000800	0.90	73.93	0.0148637	0.0276890
			S23-4	0.000706	0.88	73.93	0.0128248	
C-49	Jr. San José	100 - 100A	A22-2	0.001518	0.90	73.93	0.0282085	0.0422530
			S22-2	0.000773	0.88	73.93	0.0140445	
C-50	Jr. Las Rocas	102 - 104	-	0.000000	0.90	73.93	0.0000000	0.0082850
	Plaza		S33-1	0.000456	0.88	73.93	0.0082852	
C-51	Jr. San José	103 - 104	-	0.000000	0.90	73.93	0.0000000	0.0103790
			S33-2	0.000571	0.88	73.93	0.0103794	

Colectores Secundarios	Jiron	Tramo	Nombre Área	Área (km ²)	C	I máx (mm)	Q _{parcial} = 0.278 CIA	Q _{total} (m ³ /s)
C-52	Jr. San José	105 - 106	A28-3	0.002889	0.90	73.93	0.0536794	0.0708320
			S28 -3	0.000944	0.88	73.93	0.0171521	
C-53	Plaza	106 - 107	A28-2	0.001590	0.90	73.93	0.0295442	0.0379280
			S28 -2	0.000461	0.88	73.93	0.0083841	
C-54	Jr. Tarapoto	109 - 110	A31-1	0.003633	0.90	73.93	0.0674949	0.0855660
			S31 -1	0.000995	0.88	73.93	0.0180709	
C-55	Plaza - 1	107A - 107B	A25-1 + A25-4	0.001773	0.42	73.93	0.0154495	0.0432450
			S25-1 + S25-4	0.001530	0.88	73.93	0.0277957	
C-56	Plaza - 2	107C - 107B	A25-2 + A25-3	0.001170	0.42	73.93	0.0101964	0.0320720
			S25-2 + S25-3	0.001204	0.88	73.93	0.0218754	
C- 57	Jr. San José	98 - 97A	A23-3	0.001392	0.90	73.93	0.0258562	0.0437700
			S23-3	0.000986	0.88	73.93	0.0179134	

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 31

Caudales de Escurrimiento para los colectores principales según el planteamiento hidráulico del Centro Poblado Las Palmas.

Colector	Jiron	Tramo	Nombre Área	Área (km ²)	C	I máx (mm)	Q _{parcial} = 0.278 CIA	Colectores Afluentes	Q _{parcial} = 0.278 CIA	Q _{total por tramo}	Q _{diseño} (m ³ /s)
C - 01	Jr. Las Palmeras	06 - 10	A04-3	0.002327	0.90	73.93	0.0432349	C-03	0.0960980	0.6117084	0.6117084
			S04-3	0.000614	0.88		0.0111545	C-04	0.2349220		
			-	-	-			C-05	0.2262990		
C - 02	Jr. Manuela Flores	16 - 18	A08-3	0.002334	0.90	73.93	0.0433612	C-07	0.0591700	0.3337108	0.3337108
			S08-3	0.000777	0.88		0.0141226	C-08	0.0567900		
			-	-	-			C-09	0.1602670		
C - 03	Jr. Manuel Vásquez	24 - 26	A12-3	0.002291	0.90	73.93	0.0425740	C-11	0.0446160	0.2781671	0.2781671
			S12-3	0.000892	0.88		0.0161991	C-12	0.0401520		
			-	-	-			C-13	0.1346260		
C - 04	Jr. Miraflores	32 - 34	A16-3	0.004129	0.90	73.93	0.0767157	C-15	0.0796020	0.3811910	0.3811910
			S16-3	0.000970	0.88		0.0176243	C-16	0.0679720		
			-	-	-			C-17	0.1392770		
C - 05	Jr. Las Rocas	40 - 42	A20-3	0.005705	0.90	73.93	0.1059949	C-19	0.0770520	0.4240845	0.4240845
			S20-3	0.001493	0.88		0.0271166	C-20	0.0691510		
			-	-	-			C-21	0.1447700		
C - 06	Jr. Las Rocas	47 - 48	A26-1	0.010727	0.90	73.93	0.1993062	C-22	0.0703060	0.4906905	0.4906905
			S26-1	0.001422	0.88		0.0258303	C-23	0.1069940		
			-	-	-			C-24	0.0882540		
C - 07	Jr. Los Libertadores	63B - 64	A29-2	0.005723	0.90	73.93	0.1063300	C-29	0.0621200	0.2628117	0.2628117
			S29-2	0.001382	0.88		0.0251097	C-31	0.0455980		
			-	-	-			C-32	0.0236540		
	Jr. Tarapoto	64 - 65	A29-1	0.009313	0.90		0.1730262	C-27	0.1326490	0.4612673	0.7240790
			S29-1	0.001584	0.88		0.0287801	C-28	0.1268120		

Colector	Jiron	Tramo	Nombre Área	Área (km ²)	C	I máx (mm)	Q _{parcial} = 0.278 CIA	Colectores Afluentes	Q _{parcial} = 0.278 CIA	Q _{total por} tramo	Q _{diseño} (m ³ /s)
C - 08	Jr. Manuela Flores	77 - 79	A10-3	0.000586	0.90	73.93	0.0108886	C-36	0.0410360	0.1569727	0.1569727
			S10-3	0.000586	0.88		0.0106511	C-37	0.0530160		
			-	-	-			C-38	0.0413810		
C - 09	Jr. Manuel Vásquez	85 - 87	A14-3	0.001771	0.90	73.93	0.0329059	C-40	0.0455420	0.1802972	0.1802972
			S14-3	0.000870	0.88		0.0158053	C-41	0.0393810		
			-	-	-			C-42	0.0466630		
C - 10	Jr. Miraflores	93 - 95	A18-3	0.002335	0.90	73.93	0.0433819	C-44	0.0783930	0.2542692	0.2542692
			S18-3	0.000932	0.88		0.0169343	C-45	0.0672680		
			-	-	-			C-46	0.0482920		
C - 11	Jr. Miraflores	100A - 101	A22-3 + A22-4	0.002928	0.90	73.93	0.0543965	C-48	0.0276890	0.1939604	0.1939604
			S22-3 + S22-4	0.001423	0.88		0.0258519	C-49	0.0422530		
			-	-	-			C-57	0.0437700		
C - 12	Jr. Las Rocas	107 - 108	A28-1 + A28-5	0.002293	0.90	73.93	0.0426010	C-50	0.0082850	0.0186640	0.3189525
								C-51	0.0103790		
								C-52	0.0708320		
	Av. Las Palmas		S28-1 + S28-5	0.004052	0.88		0.0736105	C-53	0.0379280	0.2027410	
								C-55	0.0432450		
C-56	0.0320720										
C - 13	Av. Las Palmas	89 - 95	A18-4	0.001371	0.90	73.93	0.0254653	C-43	0.1021050	0.1679333	0.1679333
			S18-4	0.002222	0.88		0.0403630				

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 32

Caudales de diseño de alcantarillas menores de cruce según el planteamiento hidráulico del Centro Poblado Las Palmas.

Alcantarilla	Tramo	Colectores Afluentes	Tramo	Q _{parcial} (m ³ /s)	Q _{diseño} (m ³ /s)
A - 01	08 - 06	C-4	07 - 08	0.2349220	0.4612210
		C-5	09 - 08	0.2262990	
A - 02	13 - 15	C-6	11 - 13	0.0055401	0.0055401
A - 03	14 - 16	C-8	13 - 14	0.0567900	0.2170570
		C-9	17 - 14	0.1602670	
A - 04	21 - 23	C-10	19 - 21	0.0031449	0.0031449
A - 05	22 - 24	C-12	21 - 22	0.0401520	0.1747780
		C-13	25 - 22	0.1346260	
A - 06	29 - 31	C-14	27 - 24	0.0032720	0.0032720
A - 07	30 - 32	C-16	29 - 30	0.0679720	0.2072490
		C-17	33 - 30	0.1392770	
A - 08	37 - 39	C-18	35 - 37	0.0030435	0.0030435
A - 09	38 - 40	C-20	37 - 38	0.0691510	0.2139210
		C-21	41 - 38	0.1447700	
A - 10	45 - 47	C-22	43 - 45	0.0703060	0.1585600
		C-24	44 - 45	0.0882540	
A - 11	44 - 46	C-26	52 - 44	0.0033402	0.0033402
A - 12	55 - 64	C-27	54 - 55	0.1326490	0.2594610
		C-28	56 - 55	0.1268120	
A - 13	59 - 57	C-29	58 - 59	0.0621200	0.1077180
		C-31	62 - 59	0.0455980	
A - 14	63A - 63B	C-32	63 - 63A	0.0236540	0.0236540
A - 15	74 - 76	C-35	72 - 74	0.0020206	0.0020206
A - 16	75 - 77	C-37	74 - 75	0.0530160	0.0943970
		C-38	78 - 75	0.0413810	
A - 17	82 - 84	C-39	80 - 82	0.0022000	0.0022000
A - 18	83 - 85	C-41	82 - 83	0.0393810	0.0860440
		C-42	86 - 83	0.0466630	
A - 19	90 - 92	C-43	88 - 90	0.0023109	0.0023109
A - 20	91 - 93	C-45	90 - 91	0.0672680	0.1155600
		C-46	94 - 91	0.0482920	
A - 21	97 - 100	C-47	96 - 97	0.1391400	0.1391400
A - 22	97A - 97B	C-48	97 - 97A	0.0276890	0.0714590
		C-57	98 - 97A	0.0437700	
A - 23	107B - 107	C-55	107A - 107B	0.0432450	0.0753170
		C-56	107C - 107B	0.0320720	
A - 24	104 - 106	C-50	102 - 104	0.0082850	0.0186640
		C-51	103 - 104	0.0103790	
A - 25	66A - 66B	C-33	66 - 66 A	0.0048876	0.0048876
A - 26	69A - 69B	C-34	69 - 69 A	0.0054685	0.0054685

Fuente: Elaboración Propia

El caudal pico máximo de todo el sistema de drenaje pluvial urbano se presenta en el colector principal C - 01, siendo este de 0.612 m³/s.

3.1.6. Diseño Hidráulico de las Obras de Drenaje

3.1.6.1. Estimación de las Pendientes

Tabla 33

Pendiente de los colectores y alcantarillas, según el planteamiento hidráulico del Centro Poblado Las Palmas.

Colector	Jiron	Tramo	Long.	Cota de terreno		S
				Inicio	Final	
C-01	Av.Las Palmas	01 - 02	205.970	254.76	254.50	0.13
	Jr. Malecón		57.680	254.50	253.08	2.46
C-02	Jr. Los Jardines	03 - 04	212.080	254.46	245.35	4.30
C-03	Jr. Los libertadores	05 - 06	123.120	249.57	247.08	2.02
C-04	Jr. Los Jardines	07 - 08	162.650	254.46	248.52	3.65
	Jr. Los libertadores		130.680	248.52	247.42	0.84
C-05	Av.Las Palmas	09 - 08	160.610	254.46	252.64	1.13
	Jr. Las Palmeras		151.030	252.64	247.42	3.46
A - 01	Jr. Las Palmeras	06 - 08	25.000	247.42	247.08	1.36
C-01	Jr. Las Palmeras	06 - 10	69.620	247.08	246.46	0.89
C-06	Jr. Las Palmeras	11 - 13	150.000	253.73	247.13	4.40
	Jr. Las Palmeras	15 - 12	75.386	246.89	246.65	0.33
A - 02	Jr. Las Palmeras	13 - 15	18.600	247.13	246.89	1.27
C-07	Jr. Los libertadores	15 - 16	96.930	246.89	245.75	1.18
C-08	Jr. Los libertadores	13 - 14	257.260	247.00	246.00	0.39
C-09	Av.Las Palmas	17 - 14	101.470	252.86	250.97	1.87
	Jr. Manuela Flores		117.070	250.97	246.00	4.25
A - 03	Jr. Manuela Flores	14 - 16	16.730	246.00	245.75	1.49
C-02	Jr. Manuela Flores	16 - 18	142.262	245.75	243.48	1.59
C-10	Jr. Manuela Flores	19 - 21	115.740	249.00	245.86	2.71
	Jr. Manuela Flores	23 - 20	145.125	245.63	243.40	1.53
A - 04	Jr. Manuela Flores	23 - 21	18.460	245.86	245.63	1.27
C-11	Jr. Los libertadores	23 - 24	83.790	245.63	244.70	1.11
C-12	Jr. Los libertadores	21 - 22	83.820	245.86	245.00	1.03
C-13	Av. Las Palmas	25 - 22	88.400	249.13	247.97	1.30
	Jr. Manuel Vásquez		94.505	247.97	245.11	3.03
A - 05	Jr. Manuel Vásquez	22 - 24	20.240	245.11	244.57	2.67
C-03	Jr. Manuel Vásquez	24 - 26	89.590	244.57	243.15	1.58
C-14	Jr. Manuel Vásquez	27 - 29	94.617	248.00	244.80	3.38
	Jr. Manuel Vásquez	31 - 28	90.291	244.69	243.13	1.73
A - 06	Jr. Manuel Vásquez	29 - 31	20.240	244.80	244.69	0.56
C-15	Jr. Los libertadores	31 - 32	115.433	244.69	243.40	1.11
C-16	Jr. Los libertadores	29 - 30	115.168	244.80	243.71	0.94

Colector	Jiron	Tramo	Long.	Cota de terreno		S
				Inicio	Final	
C-17	Av. Las Palmas	33 - 30	114.716	248.23	247.23	0.87
	Jr. Miraflores		90.771	247.23	243.71	3.87
A - 07	Jr. Miraflores	30 - 32	21.360	243.71	243.40	1.43
C-04	Jr. Miraflores	32 - 34	147.002	243.40	242.72	0.47
C-18	Jr. Miraflores	35 - 37	88.778	247.00	243.75	3.66
	Jr. Miraflores	39 - 36	147.553	243.34	244.23	-0.60
A - 08	Jr. Miraflores	37 - 39	21.360	243.75	243.34	1.89
C-19	Jr. Los libertadores	39 - 40	116.363	243.41	241.11	1.98
C-20	Jr. Los libertadores	37 - 38	116.344	243.60	241.52	1.79
C-21	Av. Las Palmas	41 - 38	120.998	247.00	245.84	0.96
	Jr. Las Rocas		91.212	245.84	241.70	4.54
A - 09	Jr. Las Rocas	38 - 40	18.660	241.52	241.00	2.78
C-05	Jr. Las Rocas	40 - 42	229.472	240.97	239.00	0.86
C-22	Jr. Las Rocas	43 - 45	90.160	245.46	242.15	3.67
A - 10	Jr. Las Rocas	45 - 47	18.663	242.15	241.06	5.85
C-06	Jr. Las Rocas	47 - 48	229.479	241.06	239.00	0.90
C-23	Jr. Los libertadores	46 - 47	135.750	240.63	241.50	-0.64
C-24	Jr. Los libertadores	44 - 45	135.417	241.21	242.00	-0.58
C-25	Av. Las Palmas	49 - 50	55.000	245.47	244.42	1.91
	Av. Las Palmas	51 - 50	61.380	244.73	244.22	0.83
C-26	Jr. Tarapoto	52 - 44	84.886	244.85	241.95	3.42
	Jr. Tarapoto	46 - 53	215.018	240.32	236.68	1.69
A - 11	Jr. Tarapoto	55 - 64	18.466	241.45	240.18	6.88
C-27	Jr. Tarapoto	54 - 55	107.013	245.86	245.24	0.58
	Av. Las Palmas		85.052	245.24	241.36	4.57
C-28	Jr. San Roque	56 - 55	88.092	245.95	239.15	7.72
	Jr. Los libertadores		107.968	239.15	241.08	-1.79
C-29	Jr. San Roque	58 - 59	87.644	246.00	239.91	6.95
C-30	Av. Las Palmas	60 - 61	96.093	245.95	245.00	0.99
C-31	Jr. Los libertadores	62 - 59	91.458	244.85	239.91	5.40
A - 13	Jr. San Roque	59 - 57	12.130	239.91	239.65	2.14
C-32	Jr. Los libertadores	63 - 63A	52.313	245.14	239.89	10.04
A - 14	Jr. Los Libertadores	63A - 63B	7.730	239.89	239.54	4.48
A - 12	Jr. Tarapoto	55 - 64	18.470	241.33	240.19	6.17

Colector	Jiron	Tramo	Long.	Cota de terreno		S
				Inicio	Final	
C-07	Jr. Los libertadores	63B - 64	148.117	239.54	239.15	0.27
	Jr. Tarapoto	64 - 65	215.758	239.98	238.17	0.84
C-33	Jr. Los Jardines	66 - 66A	166.806	266.66	258.54	4.87
	Jr. Los Jardines	66B - 67	92.512	257.76	255.12	2.86
	Av. Las Palmas		37.933	255.12	255.73	-1.62
A - 25	Jr. Los Jardines	66A - 66B	13.350	258.54	257.76	5.79
C-34	Jr. Los Jardines	69 - 69A	160.906	266.93	258.44	5.27
	Jr. Los Jardines	69B - 70	96.715	257.93	255.12	2.91
	Av. Las Palmas		27.341	255.12	254.96	0.58
A - 26	Jr. Los Jardines	69A - 69B	13.120	258.44	257.93	3.90
C-35	Jr. Las Palmeras	72 - 74	76.700	258.00	254.80	4.17
	Jr. Las Palmeras	76 - 73	23.533	254.04	253.89	0.64
A - 15	Jr. Las Palmeras	74 - 76	20.300	254.80	254.04	3.74
C-36	Jr. San José	76 - 77	95.705	254.26	253.08	1.23
C-37	Jr. San José	74 - 75	94.833	254.73	253.52	1.28
C-38	Jr. Manuela Flores	78 - 75	75.281	258.00	253.71	5.70
A - 16	Jr. Manuela Flores	75 - 77	21.770	253.71	252.91	3.70
C-08	Jr. Manuela Flores	77 - 79	56.770	252.91	252.00	1.59
C-39	Jr. Manuela Flores	80 - 82	76.968	258.00	253.53	5.81
	Jr. Manuela Flores	84 - 81	60.985	252.78	251.32	2.39
A - 17	Jr. Manuela Flores	82 - 84	20.500	253.53	252.78	3.67
C-40	Jr. San José	84 - 85	83.612	252.98	252.85	0.15
C-41	Jr. San José	82 - 83	83.420	253.46	253.29	0.20
C-42	Jr. Manuel Vásquez	86 - 83	85.257	257.44	253.43	4.70
A - 18	Jr. Manuela Flores	83 - 85	20.260	253.43	252.67	3.78
C-09	Jr. Manuel Vásquez	85 - 87	82.278	252.67	249.44	3.92
C-43	Jr. Manuel Vásquez	88 - 90	86.366	257.31	253.52	4.39
	Jr. Manuel Vásquez	92 - 89	89.867	252.55	249.80	3.06
A - 19	Jr. Manuel Vásquez	90 - 92	19.750	253.52	252.55	4.91
C-13	Av. Las Palmas	89 - 95	295.709	249.80	247.00	0.95
C-44	Jr. San José	92 - 93	113.397	252.80	250.30	2.20
C-45	Jr. San José	90 - 91	113.840	253.30	250.80	2.20
C-46	Jr. Miraflores	94 - 91	81.405	255.80	250.80	6.14
A - 20	Jr. Miraflores	91 - 93	19.630	250.80	250.30	2.55
C-10	Jr. Miraflores	93 - 95	96.770	250.30	247.00	3.41

Colector	Jiron	Tramo	Long.	Cota de terreno		S
				Inicio	Final	
C-47	Jr. Miraflores	96 - 97	82.160	255.00	250.30	5.72
	Jr. Miraflores	100 - 99	92.288	249.80	247.30	2.71
A - 21	Jr. Miraflores	97 - 100	19.690	250.30	249.80	2.54
C-48	Jr. San José	97 - 97A	45.399	250.30	248.80	3.30
C- 57	Jr. San José	98 - 97A	14.925	249.80	249.30	3.35
	Plaza		107.421	249.30	248.80	0.47
C-49	Jr. San José	100 - 100A	80.494	249.80	248.30	1.86
A - 22	Jr. San José	97A - 97B	15.440	249.30	248.12	7.63
C-11	Plaza	100A - 101	48.498	248.30	247.30	2.06
	Jr. Las Rocas		64.408	247.30	246.50	1.24
C-50	Jr. Las Rocas	102 - 104	37.586	249.80	249.30	1.33
	Plaza		57.603	249.30	248.30	1.74
C-51	Jr. San José	103 - 104	60.078	249.30	248.80	0.83
	Jr. San José		38.107	248.80	248.30	1.31
C-52	Jr. San José	105 - 106	61.495	248.80	248.30	0.81
	Jr. San José		38.929	248.30	248.30	0.00
C-53	Plaza	106 - 107	42.051	248.30	247.30	2.38
A - 24	Jr. San José	104 - 106	16.040	248.30	248.10	1.23
C-55	Plaza - 1	107A - 107B	52.554	248.80	248.30	0.95
			70.921	248.30	247.30	1.41
C-56	Plaza - 2	107C - 107B	66.677	248.80	248.30	0.75
			42.307	248.30	247.30	2.36
C-12	Jr. Las Rocas	107 - 108	54.835	247.30	246.80	0.91
	Av. Las Palmas		62.497	246.80	245.00	2.88
C-54	Jr. Tarapoto	109 - 110	116.229	248.80	246.00	2.41

Fuente: Elaboración Propia

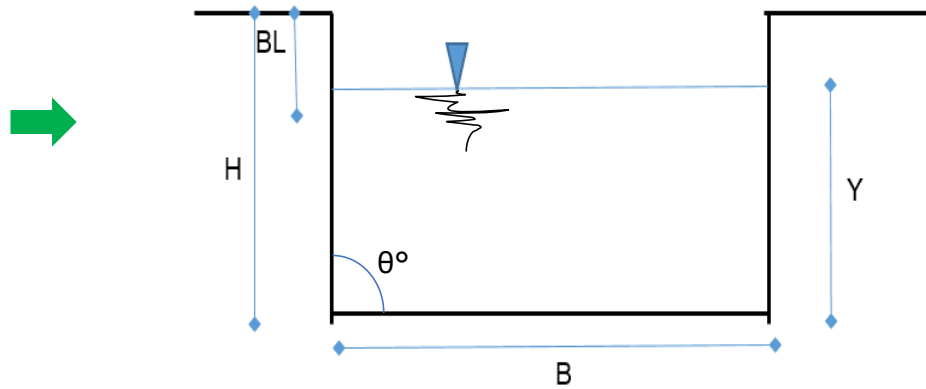
3.1.6.2. Dimensionamiento de los Colectores y Alcantarillas

Los colectores tendrán en general sección rectangular y se proyectarán en todas las calles. Sus dimensiones han sido fijadas de acuerdo al diseño hidráulico.

Procederemos al cálculo de la sección de los colectores por el Método de Manning, por lo que necesitamos para todos los colectores una sección de Máxima Eficiencia Hidráulica (M.E.H).

Detallaremos como procedimiento de Cálculo de la sección del colector secundario C-01, tramo 01-02 en la Av. Las Palmas:

Colector Secundario C-01



Sección Rectangular

Datos Generales:

Q diseño =	0.213	m ³ /s
n =	0.016	(Para canales revestidos con concreto)
S =	0.13%	(Es igual a la pendiente de la subrasante)
Z =	0	(Por ser de seccion rectangular)
θ° =	90°	(Por ser de seccion rectangular)

Relaciones Geométricas:

$$A_m = B \times y$$

$$P_m = 2y + B$$

$$R_H = \frac{By}{2y + B}$$

Máxima Eficiencia Hidraulica :

$$\frac{B}{y} = 2 * \text{Tang} \left(\frac{\theta^\circ}{2} \right)$$

Como : $\theta = 90^\circ$ → $B = 2y$

$$\frac{y}{B} = 0.5$$

De las tablas se obtiene:

y/B	Z = 0
0.50	0.295

Reemplazando tenemos:

$$A_m = 2y^2$$

$$P_m = 4y$$

$$R_H = \frac{y}{2}$$

Según Fórmula de Maning:

$$Q = \frac{A \times (R_H)^{2/3} \times S^{1/2}}{n}$$

$$\frac{y}{B} = \frac{Q \times n \times 1.49}{B^{8/3} \times S^{1/2}}$$

Reemplazando "y/B" de la Tabla:

$$\frac{Q \times n \times 1.49}{B^{8/3} \times S^{1/2}} = 0.295$$

Reemplazando valores generales:

$$B = \left(\frac{Q \times n \times 1.49}{0.295 \times S^{1/2}} \right)^{3/8} = 0.762 \text{ m}$$

Reemplazando el valor de "B":

$$y = 0.762 \times 0.50 = 0.381$$

Sección Final del Colector:

$$B = 0.80 \text{ m (Medida Constructiva)}$$

$$y = 0.40 \text{ m (Medida Constructiva)}$$



Cálculo de los elementos de sección:

$$\text{Borde Libre : } f = 0.33 \times Y = 0.13$$

$$f = 0.20 \text{ m}$$

$$\text{Altura : } H = Y + f$$

$$H = 0.60 \text{ m}$$

$$\text{Base : } B$$

$$B = 0.80 \text{ m}$$

$$\text{Perímetro Mojado : } P_m = 2Y + B$$

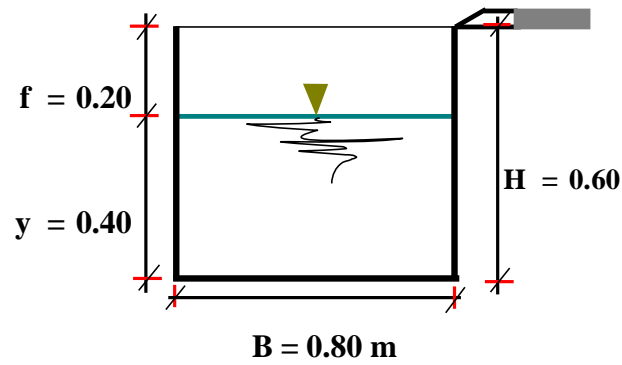
$$P_m = 1.600$$

$$\text{Área Hidráulica : } A = B \times Y$$

$$A = 0.320$$

$$\text{Radio Hidráulico : } R = A/P_m$$

$$R = 0.200$$



Verificación por manning del caudal :

$$Q = \frac{A \times (R_H)^{2/3} \times S^{1/2}}{n}$$

$$Q = 0.243 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$Q = 0.243 \text{ m}^3/\text{s} > Q_{\text{diseño}} = 0.213 \text{ m}^3/\text{s} \text{Ok!}$$

Verificación por velocidad :

$$V = \frac{Q}{A}$$

$$V = \frac{0.213}{0.320} = 0.67 \text{ m/s} \rightarrow 0.60 < V < 3.00 \text{Ok!}$$

Los resultados de las secciones por cuadras, con sus respectivas dimensiones se presentan en la **Tabla 34**:

Tabla 34

Dimensionamiento Hidráulico de colectores y alcantarillas, según el planteamiento hidráulico del Centro Poblado Las Palmas.

Colector	Jirón	Tramo	Long. (m)	Cota de Terreno		Q _{diseño} (m ³ /s)	S (%)	n	y (m)	B (m)	V (m/s)	Seccion		
				Inicio	Final							B (m)	H (m)	A (m ²)
C-01	Av. Las Palmas	01 - 02	205.97	254.76	254.50	0.213	0.13	0.016	0.40	0.80	0.67	0.80	0.60	0.480
	Jr. Malecón		57.68	254.50	253.08	0.213	2.46	0.016	0.30	0.50	1.42	0.50	0.50	0.250
C-02	Jr. Los Jardines	03 - 04	212.08	254.46	245.35	0.160	4.30	0.016	0.20	0.40	2.00	0.40	0.40	0.160
C-03	Jr. Los libertadores	05 - 06	123.12	249.57	247.08	0.096	2.02	0.016	0.20	0.40	1.20	0.40	0.40	0.160
C-04	Jr. Los Jardines	07 - 08	162.65	254.46	248.52	0.235	3.65	0.016	0.30	0.50	1.57	0.50	0.50	0.250
	Jr. Los libertadores		130.68	248.52	247.42	0.235	0.84	0.016	0.30	0.60	1.31	0.60	0.50	0.300
C-05	Av. Las Palmas	09 - 08	160.61	254.46	252.64	0.226	1.13	0.016	0.30	0.60	1.26	0.60	0.50	0.300
	Jr. Las Palmeras		151.03	252.64	247.42	0.226	3.46	0.016	0.30	0.50	1.51	0.50	0.50	0.250
A - 01	Jr. Las Palmeras	06 - 08	25.00	247.42	247.08	0.461	1.36	0.016	0.40	0.70	1.65	0.70	0.60	0.420
C-01	Jr. Las Palmeras	06 - 10	69.62	247.08	246.46	0.612	0.89	0.016	0.40	0.80	1.91	0.80	0.80	0.640
C-06	Jr. Las Palmeras	11 - 13	150.00	253.73	247.13	0.180	4.40	0.016	0.20	0.40	2.25	0.40	0.40	0.160
	Jr. Las Palmeras	15 - 12	75.39	246.89	246.65	0.180	0.33	0.016	0.30	0.60	1.00	0.60	0.50	0.300
A - 02	Jr. Las Palmeras	13 - 15	18.60	247.13	246.89	0.006	1.27	0.016	0.30	0.60	1.00	0.60	0.50	0.300
C-07	Jr. Los libertadores	15 - 16	96.93	246.89	245.75	0.059	1.18	0.016	0.20	0.40	0.74	0.40	0.40	0.160
C-08	Jr. Los libertadores	13 - 14	257.26	247.00	246.00	0.057	0.39	0.016	0.20	0.40	0.71	0.40	0.40	0.160
C-09	Av. Las Palmas	17 - 14	101.47	252.86	250.97	0.160	1.87	0.016	0.30	0.50	1.07	0.50	0.50	0.250
	Jr. Manuela Flores		117.07	250.97	246.00	0.160	4.25	0.016	0.20	0.40	2.00	0.40	0.40	0.160
A - 03	Jr. Manuela Flores	14 - 16	16.73	246.00	245.75	0.217	1.49	0.016	0.30	0.50	1.45	0.50	0.50	0.250
C-02	Jr. Manuela Flores	16 - 18	142.26	245.75	243.48	0.334	1.59	0.016	0.30	0.60	1.85	0.60	0.50	0.300
C-10	Jr. Manuela Flores	19 - 21	115.74	249.00	245.86	0.132	2.71	0.016	0.20	0.40	1.65	0.40	0.40	0.160
	Jr. Manuela Flores	23 - 20	145.13	245.63	243.40	0.132	1.53	0.016	0.20	0.40	1.65	0.40	0.40	0.160
A - 04	Jr. Manuela Flores	23 - 21	18.46	245.86	245.63	0.003	1.27	0.016	0.20	0.40	1.65	0.40	0.40	0.160
C-11	Jr. Los libertadores	23 - 24	83.79	245.63	244.70	0.045	1.11	0.016	0.20	0.30	0.74	0.30	0.40	0.120
C-12	Jr. Los libertadores	21 - 22	83.82	245.86	245.00	0.040	1.03	0.016	0.20	0.30	0.67	0.30	0.40	0.120

Colector	Jirón	Tramo	Long. (m)	Cota de Terreno		Q _{diseño} (m ³ /s)	S (%)	n	y (m)	B (m)	V (m/s)	Seccion		
				Inicio	Final							B (m)	H (m)	A (m ²)
C-13	Av. Las Palmas	25 - 22	88.40	249.13	247.97	0.135	1.30	0.016	0.30	0.50	0.90	0.50	0.50	0.250
	Jr. Manuel Vásquez		94.51	247.97	245.11	0.135	3.03	0.016	0.20	0.40	1.68	0.40	0.40	0.160
A - 05	Jr. Manuel Vásquez	22 - 24	20.24	245.11	244.57	0.175	2.67	0.016	0.20	0.40	2.18	0.40	0.40	0.160
C-03	Jr. Manuel Vásquez	24 - 26	89.59	244.57	243.15	0.278	1.58	0.016	0.30	0.60	1.55	0.60	0.50	0.300
C-14	Jr. Manuel Vásquez	27 - 29	94.62	248.00	244.80	0.126	3.38	0.016	0.20	0.40	1.58	0.40	0.40	0.160
	Jr. Manuel Vásquez	31 - 28	90.29	244.69	243.13	0.126	1.73	0.016	0.20	0.40	1.58	0.40	0.40	0.160
A - 06	Jr. Manuel Vásquez	29 - 31	20.24	244.80	244.69	0.003	0.56	0.016	0.20	0.40	1.58	0.40	0.40	0.160
C-15	Jr. Los libertadores	31 - 32	115.43	244.69	243.40	0.080	1.11	0.016	0.20	0.40	1.00	0.40	0.40	0.160
C-16	Jr. Los libertadores	29 - 30	115.17	244.80	243.71	0.068	0.94	0.016	0.20	0.40	0.85	0.40	0.40	0.160
C-17	Av. Las Palmas	33 - 30	114.72	248.23	247.23	0.139	0.87	0.016	0.30	0.50	0.93	0.50	0.50	0.250
	Jr. Miraflores		90.77	247.23	243.71	0.139	3.87	0.016	0.20	0.40	1.74	0.40	0.40	0.160
A - 07	Jr. Miraflores	30 - 32	21.36	243.71	243.40	0.207	1.43	0.016	0.30	0.50	1.38	0.50	0.50	0.250
C-04	Jr. Miraflores	32 - 34	147.00	243.40	242.72	0.381	0.47	0.016	0.40	0.80	1.19	0.80	0.60	0.480
C-18	Jr. Miraflores	35 - 37	88.78	247.00	243.75	0.155	3.66	0.016	0.20	0.40	1.94	0.40	0.40	0.160
	Jr. Miraflores	39 - 36	147.55	243.34	244.23	0.155	0.60	0.016	0.30	0.60	0.86	0.60	0.50	0.300
A - 08	Jr. Miraflores	37 - 39	21.36	243.75	243.34	0.003	1.89	0.016	0.30	0.60	0.86	0.60	0.50	0.300
C-19	Jr. Los libertadores	39 - 40	116.36	243.41	241.11	0.077	1.98	0.016	0.20	0.40	0.96	0.40	0.40	0.160
C-20	Jr. Los libertadores	37 - 38	116.34	243.60	241.52	0.069	1.79	0.016	0.20	0.40	0.86	0.40	0.40	0.160
C-21	Av. Las Palmas	41 - 38	121.00	247.00	245.84	0.145	0.96	0.016	0.30	0.50	0.97	0.50	0.50	0.250
	Jr. Las Rocas		91.21	245.84	241.70	0.145	4.54	0.016	0.20	0.40	1.81	0.40	0.40	0.160
A - 09	Jr. Las Rocas	38 - 40	18.66	241.52	241.00	0.214	2.78	0.016	0.30	0.50	1.43	0.50	0.50	0.250
C-05	Jr. Las Rocas	40 - 42	229.47	240.97	239.00	0.424	0.86	0.016	0.40	0.70	1.51	0.70	0.60	0.420
C-22	Jr. Las Rocas	43 - 45	90.16	245.46	242.15	0.070	3.67	0.016	0.20	0.30	1.17	0.30	0.40	0.120
A - 10	Jr. Las Rocas	45 - 47	18.66	242.15	241.06	0.159	5.85	0.016	0.20	0.40	1.98	0.40	0.40	0.160
C-06	Jr. Las Rocas	47 - 48	229.48	241.06	239.00	0.491	0.90	0.016	0.40	0.80	1.53	0.80	0.60	0.480
C-23	Jr. Los libertadores	46 - 47	135.75	240.63	241.50	0.107	0.64	0.016	0.30	0.50	0.71	0.50	0.50	0.250
C-24	Jr. Los libertadores	44 - 45	135.42	241.21	242.00	0.088	0.58	0.016	0.30	0.45	0.62	0.45	0.50	0.225

Colector	Jirón	Tramo	Long. (m)	Cota de Terreno		Q _{diseño} (m ³ /s)	S (%)	n	y (m)	B (m)	V (m/s)	Seccion		
				Inicio	Final							B (m)	H (m)	A (m ²)
C-25	Av. Las Palmas	49 - 50	55.00	245.47	244.42	0.097	1.91	0.016	0.20	0.40	1.21	0.40	0.40	0.160
	Av. Las Palmas	51 - 50	61.38	244.73	244.22	0.097	0.83	0.016	0.20	0.40	1.21	0.40	0.40	0.160
C-26	Jr. Tarapoto	52 - 44	84.89	244.85	241.95	0.273	3.42	0.016	0.30	0.50	1.82	0.50	0.50	0.250
	Jr. Tarapoto	46 - 53	215.02	240.32	236.68	0.273	1.69	0.016	0.30	0.60	1.52	0.60	0.50	0.300
A - 11	Jr. Tarapoto	55 - 64	18.466	241.45	240.18	0.003	6.88	0.016	0.30	0.60	1.52	0.60	0.50	0.300
C-27	Jr. Tarapoto	54 - 55	107.01	245.86	245.24	0.133	0.58	0.016	0.30	0.50	0.88	0.50	0.50	0.250
	Av. Las Palmas		85.05	245.24	241.36	0.133	4.57	0.016	0.20	0.40	1.66	0.40	0.40	0.160
C-28	Jr. San Roque	56 - 55	88.09	245.95	239.15	0.127	7.72	0.016	0.20	0.30	2.12	0.30	0.40	0.120
	Jr. Los libertadores		107.97	239.15	241.08	0.127	1.79	0.016	0.20	0.40	1.59	0.40	0.40	0.160
C-29	Jr. San Roque	58 - 59	87.64	246.00	239.91	0.062	6.95	0.016	0.20	0.30	1.03	0.30	0.40	0.120
C-30	Av. Las Palmas	60 - 61	96.09	245.95	245.00	0.056	0.99	0.016	0.20	0.40	0.70	0.40	0.40	0.160
C-31	Jr. Los libertadores	62 - 59	91.46	244.85	239.91	0.046	5.40	0.016	0.20	0.30	0.77	0.30	0.40	0.120
A - 13	Jr. San Roque	59 - 57	12.13	239.91	239.65	0.108	2.14	0.016	0.20	0.40	1.35	0.40	0.40	0.160
C-32	Jr. Los libertadores	63 - 63A	52.31	245.14	239.89	0.024	10.04	0.016	0.10	0.30	0.80	0.30	0.30	0.090
A - 14	Jr. Los Libertadores	63A - 63B	7.73	239.89	239.54	0.024	4.48	0.016	0.10	0.30	0.80	0.30	0.30	0.090
A - 12	Jr. Tarapoto	55 - 64	18.470	241.33	240.19	0.259	6.17	0.016	0.20	0.50	2.59	0.50	0.40	0.200
C-07	Jr. Los libertadores	63B - 64	148.12	239.54	239.15	0.263	0.27	0.016	0.40	0.80	0.82	0.80	0.60	0.480
	Jr. Tarapoto	64 - 65	215.76	239.98	238.17	0.461	0.84	0.016	0.40	0.80	1.44	0.80	0.60	0.480
C-33	Jr. Los Jardines	66 - 66A	166.81	266.66	258.54	0.154	4.87	0.016	0.20	0.40	1.93	0.40	0.40	0.160
	Jr. Los Jardines	66B - 67	92.51	257.76	255.12	0.154	2.86	0.016	0.20	0.40	1.93	0.40	0.40	0.160
	Av. Las Palmas		37.93	255.12	255.73	0.154	1.62	0.016	0.30	0.50	1.03	0.50	0.50	0.250
A - 25	Jr. Los Jardines	66A - 66B	13.35	258.54	257.76	0.005	5.79	0.016	0.10	0.50	1.03	0.50	0.50	0.250
C-34	Jr. Los Jardines	69 - 69A	160.91	266.93	258.44	0.175	5.27	0.016	0.20	0.40	2.19	0.40	0.40	0.160
	Jr. Los Jardines	69B - 70	96.72	257.93	255.12	0.175	2.91	0.016	0.20	0.40	2.19	0.40	0.40	0.160
	Av. Las Palmas		27.34	255.12	254.96	0.175	0.58	0.016	0.30	0.60	0.97	0.60	0.50	0.300
A - 26	Jr. Los Jardines	69A - 69B	13.12	258.44	257.93	0.005	3.90	0.016	0.10	0.60	0.97	0.60	0.50	0.300
C-35	Jr. Las Palmeras	72 - 74	76.70	258.00	254.80	0.051	4.17	0.016	0.20	0.30	0.85	0.30	0.40	0.120
	Jr. Las Palmeras	76 - 73	23.53	254.04	253.89	0.051	0.64	0.016	0.20	0.40	0.64	0.40	0.40	0.160

Colector	Jirón	Tramo	Long. (m)	Cota de Terreno		Q _{diseño} (m ³ /s)	S (%)	n	y (m)	B (m)	V (m/s)	Seccion		
				Inicio	Final							B (m)	H (m)	A (m2)
A - 15	Jr. Las Palmeras	74 - 76	20.30	254.80	254.04	0.002	3.74	0.016	0.10	0.30	0.20	0.30	0.30	0.090
C-36	Jr. San José	76 - 77	95.71	254.26	253.08	0.041	1.23	0.016	0.20	0.30	0.68	0.30	0.40	0.120
C-37	Jr. San José	74 - 75	94.83	254.73	253.52	0.053	1.28	0.016	0.20	0.30	0.88	0.30	0.40	0.120
C-38	Jr. Manuela Flores	78 - 75	75.28	258.00	253.71	0.041	5.70	0.016	0.20	0.30	0.68	0.30	0.40	0.120
A - 16	Jr. Manuela Flores	75 - 77	21.77	253.71	252.91	0.094	3.70	0.016	0.20	0.30	1.57	0.30	0.40	0.120
C-08	Jr. Manuela Flores	77 - 79	56.77	252.91	252.00	0.157	1.59	0.016	0.30	0.50	1.05	0.50	0.50	0.250
C-39	Jr. Manuela Flores	80 - 82	76.97	258.00	253.53	0.080	5.81	0.016	0.20	0.30	1.33	0.30	0.40	0.120
	Jr. Manuela Flores	84 - 81	60.99	252.78	251.32	0.080	2.39	0.016	0.20	0.40	1.00	0.40	0.40	0.160
A - 17	Jr. Manuela Flores	82 - 84	20.50	253.53	252.78	0.002	3.67	0.016	0.10	0.40	1.00	0.40	0.40	0.160
C-40	Jr. San José	84 - 85	83.61	252.98	252.85	0.046	0.15	0.016	0.30	0.50	0.78	0.50	0.50	0.250
C-41	Jr. San José	82 - 83	83.42	253.46	253.29	0.039	0.20	0.016	0.20	0.40	0.78	0.40	0.40	0.160
C-42	Jr. Manuel Vásquez	86 - 83	85.26	257.44	253.43	0.047	4.70	0.016	0.20	0.30	0.78	0.30	0.40	0.120
A - 18	Jr. Manuela Flores	83 - 85	20.26	253.43	252.67	0.086	3.78	0.016	0.20	0.30	1.43	0.30	0.40	0.120
C-09	Jr. Manuel Vásquez	85 - 87	82.28	252.67	249.44	0.180	3.92	0.016	0.20	0.40	2.25	0.40	0.40	0.160
C-43	Jr. Manuel Vásquez	88 - 90	86.37	257.31	253.52	0.102	4.39	0.016	0.20	0.30	1.70	0.30	0.40	0.120
	Jr. Manuel Vásquez	92 - 89	89.87	252.55	249.80	0.102	3.06	0.016	0.20	0.40	1.28	0.40	0.40	0.160
A - 19	Jr. Manuel Vásquez	90 - 92	19.75	253.52	252.55	0.002	4.91	0.016	0.10	0.40	1.28	0.40	0.40	0.160
C-13	Av. Las Palmas	89 - 95	295.71	249.80	247.00	0.168	0.95	0.016	0.30	0.50	1.12	0.50	0.50	0.250
C-44	Jr. San José	92 - 93	113.40	252.80	250.30	0.078	2.20	0.016	0.20	0.40	0.98	0.40	0.40	0.160
C-45	Jr. San José	90 - 91	113.84	253.30	250.80	0.067	2.20	0.016	0.20	0.30	1.12	0.30	0.40	0.120
C-46	Jr. Miraflores	94 - 91	81.41	255.80	250.80	0.048	6.14	0.016	0.20	0.30	0.80	0.30	0.40	0.120
A - 20	Jr. Miraflores	91 - 93	19.63	250.80	250.30	0.116	2.55	0.016	0.20	0.40	1.45	0.40	0.40	0.160
C-10	Jr. Miraflores	93 - 95	96.77	250.30	247.00	0.254	3.41	0.016	0.30	0.50	1.70	0.50	0.50	0.250
C-47	Jr. Miraflores	96 - 97	82.16	255.00	250.30	0.139	5.72	0.016	0.20	0.30	0.77	0.30	0.40	0.120
	Jr. Miraflores	100 - 99	92.29	249.80	247.30	0.139	2.71	0.016	0.20	0.30	0.77	0.30	0.40	0.120
A - 21	Jr. Miraflores	97 - 100	19.69	250.30	249.80	0.139	2.54	0.016	0.30	0.30	0.77	0.30	0.40	0.120
C-48	Jr. San José	97 - 97A	45.40	250.30	248.80	0.028	3.30	0.016	0.10	0.30	1.40	0.30	0.30	0.090

Colector	Jirón	Tramo	Long. (m)	Cota de Terreno		Q _{diseño} (m ³ /s)	S (%)	n	y (m)	B (m)	V (m/s)	Seccion		
				Inicio	Final							B (m)	H (m)	A (m ²)
C- 57	Jr. San José	98 - 97A	14.93	249.80	249.30	0.044	3.35	0.016	0.20	0.30	0.73	0.30	0.40	0.120
	Plaza		107.42	249.30	248.80	0.044	0.47	0.016	0.20	0.40	0.73	0.40	0.40	0.160
C-49	Jr. San José	100 - 100A	80.49	249.80	248.30	0.042	1.86	0.016	0.20	0.30	0.70	0.30	0.40	0.120
A - 22	Jr. San José	97A - 97B	15.44	249.30	248.12	0.071	7.62	0.016	0.20	0.30	1.18	0.30	0.40	0.120
C-11	Plaza	100A - 101	48.50	248.30	247.30	0.194	2.06	0.016	0.30	0.50	1.29	0.50	0.50	0.250
	Jr. Las Rocas		64.41	247.30	246.50	0.194	1.24	0.016	0.30	0.50	1.29	0.50	0.50	0.250
C-50	Jr. Las Rocas	102 - 104	37.59	249.80	249.30	0.008	1.33	0.016	0.10	0.30	0.61	0.30	0.30	0.090
	Plaza		57.60	249.30	248.30	0.008	1.74	0.016	0.10	0.30	0.63	0.30	0.30	0.090
C-51	Jr. San José	103 - 104	60.08	249.30	248.80	0.010	0.83	0.016	0.10	0.30	0.63	0.30	0.30	0.090
	Jr. San José		38.11	248.80	248.30	0.010	1.31	0.016	0.10	0.30	0.63	0.30	0.30	0.090
C-52	Jr. San José	105 - 106	61.50	248.80	248.30	0.071	0.81	0.016	0.20	0.40	0.89	0.40	0.40	0.160
	Jr. San José		38.93	248.30	248.27	0.071	0.08	0.016	0.30	0.30	0.79	0.30	0.30	0.090
C-53	Plaza	106 - 107	42.05	248.27	247.30	0.038	2.31	0.016	0.20	0.30	0.63	0.30	0.40	0.120
A - 24	Jr. San José	104 - 106	16.04	248.30	248.10	0.019	1.23	0.016	0.20	0.30	0.63	0.30	0.40	0.120
C-55	Plaza - 1	107A - 107B	52.55	248.80	248.30	0.043	0.95	0.016	0.20	0.30	0.72	0.30	0.40	0.120
			70.92	248.30	247.30	0.043	1.41	0.016	0.20	0.30	0.72	0.30	0.40	0.120
C-56	Plaza - 2	107C - 107B	66.68	248.80	248.30	0.032	0.75	0.016	0.20	0.30	0.61	0.30	0.40	0.120
			42.31	248.30	247.30	0.032	2.36	0.016	0.20	0.30	0.61	0.30	0.40	0.120
C-12	Jr. Las Rocas	107 - 108	54.84	247.30	246.80	0.319	0.91	0.016	0.30	0.50	0.85	0.50	0.50	0.250
	Av. Las Palmas		62.50	246.80	245.00	0.319	2.88	0.016	0.20	0.30	1.25	0.30	0.40	0.120
C-54	Jr. Tarapoto	109 - 110	116.23	248.80	246.00	0.086	2.41	0.016	0.20	0.40	1.08	0.40	0.40	0.160

Fuente: Elaboración Propia

Los resultados del Diseño Hidráulico Final (colectores y alcantarillas) con sus respectivas dimensiones se presentan en la Tabla 35:

Tabla 35

Resumen de las secciones finales de los colectores y alcantarillas, según el planteamiento hidráulico del Centro Poblado Las Palmas.

Colector	Jiron	Tramo	Long. (m)	Cota de Terreno		Cota de Rasante		Q _{diseño} (m ³ /s)	Seccion			SECCIÓN FINAL		
				Inicio	Final	Inicio	Final		B (m)	H (m)	A (m ²)	B (m)	H (m)	A (m ²)
C-01	Av.Las Palmas	01 - 02	205.97	254.76	254.50	254.16	253.90	0.213	0.80	0.60	0.48	0.80	0.60	0.48
	Jr. Malecón		57.68	254.50	253.08	253.90	252.48	0.213	0.50	0.50	0.25			
C-02	Jr. Los Jardines	03 - 04	212.08	254.46	245.35	254.06	244.95	0.160	0.40	0.40	0.16	0.40	0.40	0.40
C-03	Jr. Los libertadore	05 - 06	123.12	249.57	247.08	249.17	246.68	0.096	0.40	0.40	0.16	0.40	0.40	0.160
C-04	Jr. Los Jardines	07 - 08	162.65	254.46	248.52	253.96	248.02	0.235	0.50	0.50	0.25	0.60	0.50	0.300
	Jr. Los libertadore		130.68	248.52	247.42	248.02	246.92	0.235	0.60	0.50	0.30			
C-05	Av.Las Palmas	09 - 08	160.61	254.46	252.64	253.96	252.14	0.226	0.60	0.50	0.30	0.60	0.50	0.300
	Jr. Las Palmeras		151.03	252.64	247.42	252.14	246.92	0.226	0.50	0.50	0.25			
A - 01	Jr. Las Palmeras	06 - 08	25.00	247.42	247.08	246.82	246.48	0.461	0.70	0.60	0.42	0.70	0.60	0.420
C-01	Jr. Las Palmeras	06 - 10	69.62	247.08	246.46	246.28	245.66	0.612	0.80	0.80	0.64	0.80	0.80	0.640
C-06	Jr. Las Palmeras	11 - 13	150.00	253.73	247.13	253.23	246.63	0.180	0.40	0.40	0.16	0.60	0.50	0.300
	Jr. Las Palmeras	15 - 12	75.39	246.89	246.65	246.39	246.15	0.180	0.60	0.50	0.30			
A - 02	Jr. Las Palmeras	13 - 15	18.60	247.13	246.89	246.63	246.39	0.006	0.60	0.50	0.30	0.60	0.50	0.300
C-07	Jr. Los libertadore	15 - 16	96.93	246.89	245.75	246.49	245.35	0.059	0.40	0.40	0.16	0.40	0.40	0.160
C-08	Jr. Los libertadore	13 - 14	257.26	247.00	246.00	246.60	245.60	0.057	0.40	0.40	0.16	0.40	0.40	0.160
C-09	Av.Las Palmas	17 - 14	101.47	252.86	250.97	252.36	250.47	0.160	0.50	0.50	0.25	0.50	0.50	0.250
	Jr. Manuela Flores		117.07	250.97	246.00	250.47	245.50	0.160	0.40	0.40	0.16			
A - 03	Jr. Manuela Flores	14 - 16	16.73	246.00	245.75	245.50	245.25	0.217	0.50	0.50	0.25	0.50	0.50	0.250
C-02	Jr. Manuela Flores	16 - 18	142.26	245.75	243.48	245.25	242.98	0.334	0.60	0.50	0.30	0.60	0.50	0.300
C-10	Jr. Manuela Flores	19 - 21	115.74	249.00	245.86	248.60	245.46	0.132	0.40	0.40	0.16	0.40	0.40	0.160
	Jr. Manuela Flores	23 - 20	145.13	245.63	243.40	245.23	243.00	0.132	0.40	0.40	0.16			
A - 04	Jr. Manuela Flores	23 - 21	18.46	245.86	245.63	245.46	245.23	0.003	0.40	0.40	0.16	0.40	0.40	0.160
C-11	Jr. Los libertadore	23 - 24	83.79	245.63	244.70	245.23	244.30	0.045	0.30	0.40	0.12	0.30	0.40	0.120
C-12	Jr. Los libertadore	21 - 22	83.82	245.86	245.00	245.46	244.60	0.040	0.30	0.40	0.12	0.30	0.40	0.120

Colector	Jiron	Tramo	Long. (m)	Cota de Terreno		Cota de Rasante		Q _{diseño} (m ³ /s)	Seccion			SECCIÓN FINAL		
				Inicio	Final	Inicio	Final		B (m)	H (m)	A (m ²)	B (m)	H (m)	A (m ²)
C-13	Av. Las Palmas	25 - 22	88.40	249.13	247.97	248.63	247.47	0.135	0.50	0.50	0.25	0.50	0.50	0.250
	Jr. Manuel Vásquez		94.51	247.97	245.11	247.47	244.61	0.135	0.40	0.40	0.16			
A - 05	Jr. Manuel Vásquez	22 - 24	20.24	245.11	244.57	244.71	244.17	0.175	0.40	0.40	0.16	0.40	0.40	0.160
C-03	Jr. Manuel Vásquez	24 - 26	89.59	244.57	243.15	244.07	242.65	0.278	0.60	0.50	0.30	0.60	0.50	0.300
C-14	Jr. Manuel Vásquez	27 - 29	94.62	248.00	244.80	247.60	244.40	0.126	0.40	0.40	0.16	0.40	0.40	0.160
	Jr. Manuel Vásquez	31 - 28	90.29	244.69	243.13	244.29	242.73	0.126	0.40	0.40	0.16			
A - 06	Jr. Manuel Vásquez	29 - 31	20.24	244.80	244.69	244.40	244.29	0.003	0.40	0.40	0.16	0.40	0.40	0.160
C-15	Jr. Los libertadore	31 - 32	115.43	244.69	243.40	244.29	243.00	0.080	0.40	0.40	0.16	0.40	0.40	0.160
C-16	Jr. Los libertadore	29 - 30	115.17	244.80	243.71	244.40	243.31	0.068	0.40	0.40	0.16	0.40	0.40	0.160
C-17	Av. Las Palmas	33 - 30	114.72	248.23	247.23	247.73	246.73	0.139	0.50	0.50	0.25	0.50	0.50	0.250
	Jr. Miraflores		90.77	247.23	243.71	246.73	243.21	0.139	0.40	0.40	0.16			
A - 07	Jr. Miraflores	30 - 32	21.36	243.71	243.40	243.21	242.90	0.207	0.50	0.50	0.25	0.50	0.50	0.250
C-04	Jr. Miraflores	32 - 34	147.00	243.40	242.72	242.80	242.12	0.381	0.80	0.60	0.48	0.80	0.60	0.480
C-18	Jr. Miraflores	35 - 37	88.78	247.00	243.75	246.50	243.25	0.155	0.40	0.40	0.16	0.60	0.50	0.300
	Jr. Miraflores	39 - 36	147.55	243.34	244.23	242.84	243.73	0.155	0.60	0.50	0.30			
A - 08	Jr. Miraflores	37 - 39	21.36	243.75	243.34	243.25	242.84	0.003	0.60	0.50	0.30	0.60	0.50	0.300
C-19	Jr. Los libertadore	39 - 40	116.36	243.41	241.11	243.01	240.71	0.077	0.40	0.40	0.16	0.40	0.40	0.160
C-20	Jr. Los libertadore	37 - 38	116.34	243.60	241.52	243.20	241.12	0.069	0.40	0.40	0.16	0.40	0.40	0.160
C-21	Av. Las Palmas	41 - 38	121.00	247.00	245.84	246.50	245.34	0.145	0.50	0.50	0.25	0.50	0.50	0.250
	Jr. Las Rocas		91.21	245.84	241.70	245.34	241.20	0.145	0.40	0.40	0.16			
A - 09	Jr. Las Rocas	38 - 40	18.66	241.52	241.00	241.02	240.50	0.214	0.50	0.50	0.25	0.50	0.50	0.250
C-05	Jr. Las Rocas	40 - 42	229.47	240.97	239.00	240.37	238.40	0.424	0.70	0.60	0.42	0.70	0.60	0.420
C-22	Jr. Las Rocas	43 - 45	90.16	245.46	242.15	245.06	241.75	0.070	0.30	0.40	0.12	0.30	0.40	0.120
A - 10	Jr. Las Rocas	45 - 47	18.66	242.15	241.06	241.75	240.66	0.159	0.40	0.40	0.16	0.40	0.40	0.160
C-06	Jr. Las Rocas	47 - 48	229.48	241.06	239.00	240.46	238.40	0.491	0.80	0.60	0.48	0.80	0.60	0.480
C-23	Jr. Los libertadore	46 - 47	135.75	240.63	241.50	240.13	241.00	0.107	0.50	0.50	0.25	0.50	0.50	0.250
C-24	Jr. Los libertadore	44 - 45	135.42	241.21	242.00	240.71	241.50	0.088	0.45	0.50	0.23	0.45	0.50	0.225

Colector	Jiron	Tramo	Long. (m)	Cota de Terreno		Cota de Rasante		Q _{diseño} (m ³ /s)	Seccion			SECCIÓN FINAL		
				Inicio	Final	Inicio	Final		B (m)	H (m)	A (m ²)	B (m)	H (m)	A (m ²)
C-25	Av. Las Palmas	49 - 50	55.00	245.47	244.42	245.07	244.02	0.097	0.40	0.40	0.16	0.40	0.40	0.160
	Av. Las Palmas	51 - 50	61.38	244.73	244.22	244.33	243.82	0.097	0.40	0.40	0.16			
C-26	Jr. Tarapoto	52 - 44	84.89	244.85	241.95	244.35	241.45	0.273	0.50	0.50	0.25	0.60	0.50	0.300
	Jr. Tarapoto	46 - 53	215.02	240.32	236.68	239.82	236.18	0.273	0.60	0.50	0.30			
A - 11	Jr. Tarapoto	55 - 64	18.466	241.45	240.18	240.95	239.68	0.003	0.60	0.50	0.30	0.60	0.50	0.300
C-27	Jr. Tarapoto	54 - 55	107.01	245.86	245.24	245.36	244.74	0.133	0.50	0.50	0.25	0.50	0.50	0.250
	Av. Las Palmas		85.05	245.24	241.36	244.74	240.86	0.133	0.40	0.40	0.16			
C-28	Jr. San Roque	56 - 55	88.09	245.95	239.15	245.55	238.75	0.127	0.30	0.40	0.12	0.40	0.40	0.16
	Jr. Los libertadores		107.97	239.15	241.08	238.75	240.68	0.127	0.40	0.40	0.16			
C-29	Jr. San Roque	58 - 59	87.64	246.00	239.91	245.60	239.51	0.062	0.30	0.40	0.12	0.30	0.40	0.12
C-30	Av. Las Palmas	60 - 61	96.09	245.95	245.00	245.55	244.60	0.056	0.40	0.40	0.16	0.40	0.40	0.16
C-31	Jr. Los libertadores	62 - 59	91.46	244.85	239.91	244.45	239.51	0.046	0.30	0.40	0.12	0.30	0.40	0.12
A - 13	Jr. San Roque	59 - 57	12.13	239.91	239.65	239.51	239.25	0.108	0.40	0.40	0.16	0.40	0.40	0.16
C-32	Jr. Los libertadores	63 - 63A	52.31	245.14	239.89	244.84	239.59	0.024	0.30	0.30	0.09	0.30	0.30	0.09
A - 14	Jr. Los Libertadore	63A - 63B	7.73	239.89	239.54	239.59	239.24	0.024	0.30	0.30	0.09	0.30	0.30	0.09
A - 12	Jr. Tarapoto	55 - 64	18.470	241.33	240.19	240.93	239.79	0.259	0.50	0.40	0.20	0.50	0.40	0.2
C-07	Jr. Los libertadores	63B - 64	148.12	239.54	239.15	238.94	238.55	0.263	0.80	0.60	0.48	0.80	0.60	0.48
	Jr. Tarapoto	64 - 65	215.76	239.98	238.17	239.38	237.57	0.461	0.80	0.60	0.48			
C-33	Jr. Los Jardines	66 - 66A	166.81	266.66	258.54	266.16	258.04	0.154	0.40	0.40	0.16	0.50	0.50	0.25
	Jr. Los Jardines	66B - 67	92.51	257.76	255.12	257.26	254.62	0.154	0.40	0.40	0.16			
	Av. Las Palmas		37.93	255.12	255.73	254.62	255.23	0.154	0.50	0.50	0.25			
A - 25	Jr. Los Jardines	66A - 66B	13.35	258.54	257.76	258.04	257.26	0.005	0.50	0.50	0.25	0.50	0.50	0.25
C-34	Jr. Los Jardines	69 - 69A	160.91	266.93	258.44	266.43	257.94	0.175	0.40	0.40	0.16	0.60	0.50	0.3
	Jr. Los Jardines	69B - 70	96.72	257.93	255.12	257.43	254.62	0.175	0.40	0.40	0.16			
	Av. Las Palmas		27.34	255.12	254.96	254.62	254.46	0.175	0.60	0.50	0.30			
A - 26	Jr. Los Jardines	69A - 69B	13.12	258.44	257.93	257.94	257.43	0.005	0.60	0.50	0.30	0.60	0.50	0.3
C-35	Jr. Las Palmeras	72 - 74	76.70	258.00	254.80	257.60	254.40	0.051	0.30	0.40	0.12	0.40	0.40	0.16
	Jr. Las Palmeras	76 - 73	23.53	254.04	253.89	253.64	253.49	0.051	0.40	0.40	0.16			

Colector	Jiron	Tramo	Long. (m)	Cota de Terreno		Cota de Rasante		Q _{diseño} (m ³ /s)	Seccion			SECCIÓN FINAL		
				Inicio	Final	Inicio	Final		B (m)	H (m)	A (m ²)	B (m)	H (m)	A (m ²)
A - 15	Jr. Las Palmeras	74 - 76	20.30	254.80	254.04	254.50	253.74	0.002	0.30	0.30	0.09	0.30	0.30	0.09
C-36	Jr. San José	76 - 77	95.71	254.26	253.08	253.86	252.68	0.041	0.30	0.40	0.12	0.30	0.40	0.12
C-37	Jr. San José	74 - 75	94.83	254.73	253.52	254.33	253.12	0.053	0.30	0.40	0.12	0.30	0.40	0.12
C-38	Jr. Manuela Flores	78 - 75	75.28	258.00	253.71	257.60	253.31	0.041	0.30	0.40	0.12	0.30	0.40	0.12
A - 16	Jr. Manuela Flores	75 - 77	21.77	253.71	252.91	253.31	252.51	0.094	0.30	0.40	0.12	0.30	0.40	0.12
C-08	Jr. Manuela Flores	77 - 79	56.77	252.91	252.00	252.41	251.50	0.157	0.50	0.50	0.25	0.50	0.50	0.25
C-39	Jr. Manuela Flores	80 - 82	76.97	258.00	253.53	257.60	253.13	0.080	0.30	0.40	0.12	0.40	0.40	0.16
	Jr. Manuela Flores	84 - 81	60.99	252.78	251.32	252.38	250.92	0.080	0.40	0.40	0.16			
A - 17	Jr. Manuela Flores	82 - 84	20.50	253.53	252.78	253.13	252.38	0.002	0.40	0.40	0.16	0.40	0.40	0.16
C-40	Jr. San José	84 - 85	83.61	252.98	252.85	252.48	252.35	0.046	0.50	0.50	0.25	0.50	0.50	0.25
C-41	Jr. San José	82 - 83	83.42	253.46	253.29	253.06	252.89	0.039	0.40	0.40	0.16	0.40	0.40	0.16
C-42	Jr. Manuel Vásquez	86 - 83	85.26	257.44	253.43	257.04	253.03	0.047	0.30	0.40	0.12	0.30	0.40	0.12
A - 18	Jr. Manuela Flores	83 - 85	20.26	253.43	252.67	253.03	252.27	0.086	0.30	0.40	0.12	0.30	0.40	0.12
C-09	Jr. Manuel Vásquez	85 - 87	82.28	252.67	249.44	252.27	249.04	0.180	0.40	0.40	0.16	0.40	0.40	0.16
C-43	Jr. Manuel Vásquez	88 - 90	86.37	257.31	253.52	256.91	253.12	0.102	0.30	0.40	0.12	0.40	0.40	0.16
	Jr. Manuel Vásquez	92 - 89	89.87	252.55	249.80	252.15	249.40	0.102	0.40	0.40	0.16			
A - 19	Jr. Manuel Vásquez	90 - 92	19.75	253.52	252.55	253.12	252.15	0.002	0.40	0.40	0.16	0.40	0.40	0.16
C-13	Av. Las Palmas	89 - 95	295.71	249.80	247.00	249.30	246.50	0.168	0.50	0.50	0.25	0.50	0.50	0.25
C-44	Jr. San José	92 - 93	113.40	252.80	250.30	252.40	249.90	0.078	0.40	0.40	0.16	0.40	0.40	0.16
C-45	Jr. San José	90 - 91	113.84	253.30	250.80	252.90	250.40	0.067	0.30	0.40	0.12	0.30	0.40	0.12
C-46	Jr. Miraflores	94 - 91	81.41	255.80	250.80	255.40	250.40	0.048	0.30	0.40	0.12	0.30	0.40	0.12
A - 20	Jr. Miraflores	91 - 93	19.63	250.80	250.30	250.40	249.90	0.116	0.40	0.40	0.16	0.40	0.40	0.16
C-10	Jr. Miraflores	93 - 95	96.77	250.30	247.00	249.80	246.50	0.254	0.50	0.50	0.25	0.50	0.50	0.25
C-47	Jr. Miraflores	96 - 97	82.16	255.00	250.30	254.60	249.90	0.139	0.30	0.40	0.12	0.30	0.40	0.12
	Jr. Miraflores	100 - 99	92.29	249.80	247.30	249.40	246.90	0.139	0.30	0.40	0.12			
A - 21	Jr. Miraflores	97 - 100	19.69	250.30	249.80	249.90	249.40	0.139	0.30	0.40	0.12	0.30	0.40	0.12
C-48	Jr. San José	97 - 97A	45.40	250.30	248.80	250.00	248.50	0.028	0.30	0.30	0.09	0.30	0.30	0.09

Colector	Jiron	Tramo	Long. (m)	Cota de Terreno		Cota de Rasante		Q _{diseño} (m ³ /s)	Seccion			SECCIÓN FINAL		
				Inicio	Final	Inicio	Final		B (m)	H (m)	A (m ²)	B (m)	H (m)	A (m ²)
C- 57	Jr. San José	98 - 97A	14.93	249.80	249.30	249.40	248.90	0.044	0.30	0.40	0.12	0.40	0.40	0.16
	Plaza		107.42	249.30	248.80	248.90	248.40	0.044	0.40	0.40	0.16			
C-49	Jr. San José	100 - 100A	80.49	249.80	248.30	249.40	247.90	0.042	0.30	0.40	0.12	0.30	0.40	0.12
A - 22	Jr. San José	97A - 97B	15.44	249.30	248.12	248.90	247.72	0.071	0.30	0.40	0.12	0.30	0.40	0.12
C-11	Plaza	100A - 101	48.50	248.30	247.30	247.80	246.80	0.194	0.50	0.50	0.25	0.50	0.50	0.25
	Jr. Las Rocas		64.41	247.30	246.50	246.80	246.00	0.194	0.50	0.50	0.25			
C-50	Jr. Las Rocas	102 - 104	37.59	249.80	249.30	249.50	249.00	0.008	0.30	0.30	0.09	0.30	0.30	0.09
	Plaza		57.60	249.30	248.30	249.00	248.00	0.008	0.30	0.30	0.09			
C-51	Jr. San José	103 - 104	60.08	249.30	248.80	249.00	248.50	0.010	0.30	0.30	0.09	0.30	0.30	0.09
	Jr. San José		38.11	248.80	248.30	248.50	248.00	0.010	0.30	0.30	0.09			
C-52	Jr. San José	105 - 106	61.50	248.80	248.30	248.40	247.90	0.071	0.40	0.40	0.16	0.40	0.40	0.16
	Jr. San José		38.93	248.30	248.27	247.90	247.87	0.071	0.30	0.30	0.09			
C-53	Plaza	106 - 107	42.05	248.27	247.30	247.87	246.90	0.038	0.30	0.40	0.12	0.30	0.40	0.12
A - 24	Jr. San José	104 - 106	16.04	248.30	248.10	247.90	247.70	0.019	0.30	0.40	0.12	0.30	0.40	0.12
C-55	Plaza - 1	107A - 107B	52.55	248.80	248.30	248.40	247.90	0.043	0.30	0.40	0.12	0.30	0.40	0.12
			70.92	248.30	247.30	247.90	246.90	0.043	0.30	0.40	0.12			
C-56	Plaza - 2	107C - 107B	66.68	248.80	248.30	248.40	247.90	0.032	0.30	0.40	0.12	0.30	0.40	0.12
			42.31	248.30	247.30	247.90	246.90	0.032	0.30	0.40	0.12			
C-12	Jr. Las Rocas	107 - 108	54.84	247.30	246.80	246.80	246.30	0.319	0.50	0.50	0.25	0.50	0.50	0.25
	Av. Las Palmas		62.50	246.80	245.00	246.30	244.50	0.319	0.30	0.40	0.12			
C-54	Jr. Tarapoto	109 - 110	116.23	248.80	246.00	248.40	245.60	0.086	0.40	0.40	0.16	0.40	0.40	0.16

Fuente: Elaboración Propia

3.1.7. Diseño Estructural de las Obras de Drenaje

3.1.7.1. Diseño Estructural de Colectores

Para el diseño estructural se ha determinado 04 dimensiones promedias de colectores; 02 colectores principales de 0.80 x 0.80 m y 0.80 x 0.60 m (medidas interiores), y 02 colectores secundarios de 0.60 x 0.50 m y 0.40 x 0.40 m (medidas interiores), respectivamente. Primero se diseñó colectores principales, y luego los secundarios, tal como se muestra a continuación:

3.1.7.1.1. Colector Principal C-01 (0.80 x 0.80 m) - Sector I

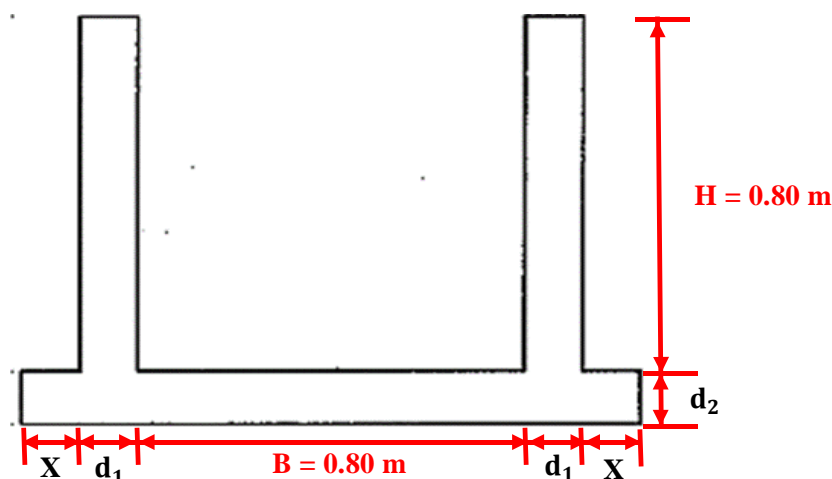


Figura 20: Sección del colector principal C- 01.

Datos de Diseño

Peso Específico del Suelo Seco	=	1,690 Kg/m³	(Obtenida del Estudio de Suelos)
Ángulo de fricción Interna	=	14°	(Obtenida del Estudio de Suelos)
Capacidad Portante del Terreno	=	0.58 Kg/cm²	(Obtenida del Estudio de Suelos)

Características del refuerzo de concreto:

$$f'_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$$

Caso I: Pozo sin agua, Terreno Seco

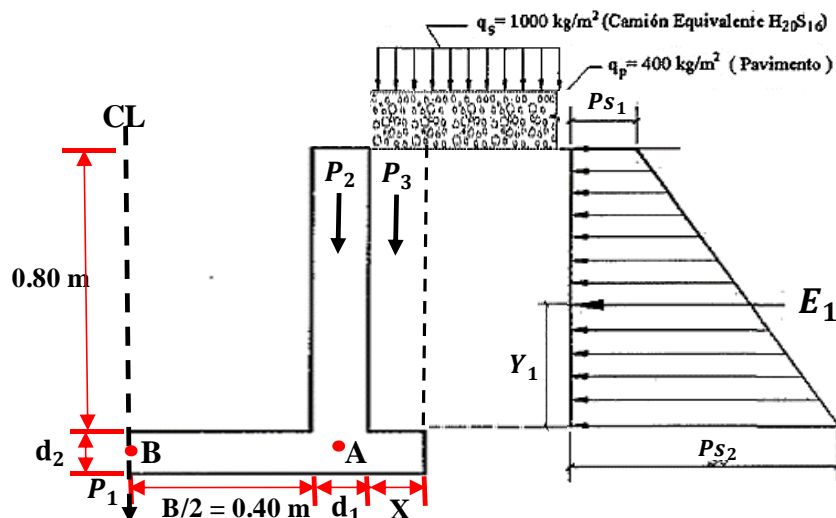


Figura 21: Sección transversal del colector principal C-01.

Coefficiente de Empuje Activo (K_a)

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right)$$

K_a	0.6104
-------	--------

Caso I: Cuando la cuneta está sin agua y terreno seco según las ilustraciones 24 y 25, tenemos:

$$B = 0.80 \text{ m} \quad H = 0.80 \text{ m}$$

Luego:

$$P_{S1} = K_a (q_s + q_p)$$

P_{S1}	854.57 kg/m ²
----------	--------------------------

$$h_{s/c} = \frac{q_s + q_p}{\gamma_s}$$

$h_{s/c}$	0.83 m
-----------	--------

$$P_{s2} = K_a \times \gamma_s (H + h_{s/c})$$

P_{s2}	1679.84 kg/m ²
----------	---------------------------

$$E_1 = \frac{1}{2} (P_{s1} + P_{s2}) H$$

E_1	1013.76 kg/m
-------	--------------

$$Y_1 = \frac{H^2 + 3Hh_{s/c}}{3(H + 2h_{s/c})}$$

Y_1	0.357 m
-------	---------

El momento en el punto "A" será:

$$M_A = E_1 \times Y_1$$

M_A	361.49 Kg - m
-------	---------------

Calculamos d_1 y d_2

$$d = \begin{cases} \frac{h}{15} \\ \text{ó} \\ 15 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{El Mayor}$$

$$d_{\min} = 0.15 \text{ m}$$

d	0.05 m
-----	--------

d_1	0.15 m
d_2	0.15 m

Luego:

$$q = \gamma_a(H + d_2)$$

q	950 kg/m
---	----------

El momento en el punto "B" será:

$$M_B = M_A - \frac{1}{8}q(B + d_1)^2$$

M_B	254.32 Kg - m
-------	---------------

Diagrama de Momentos

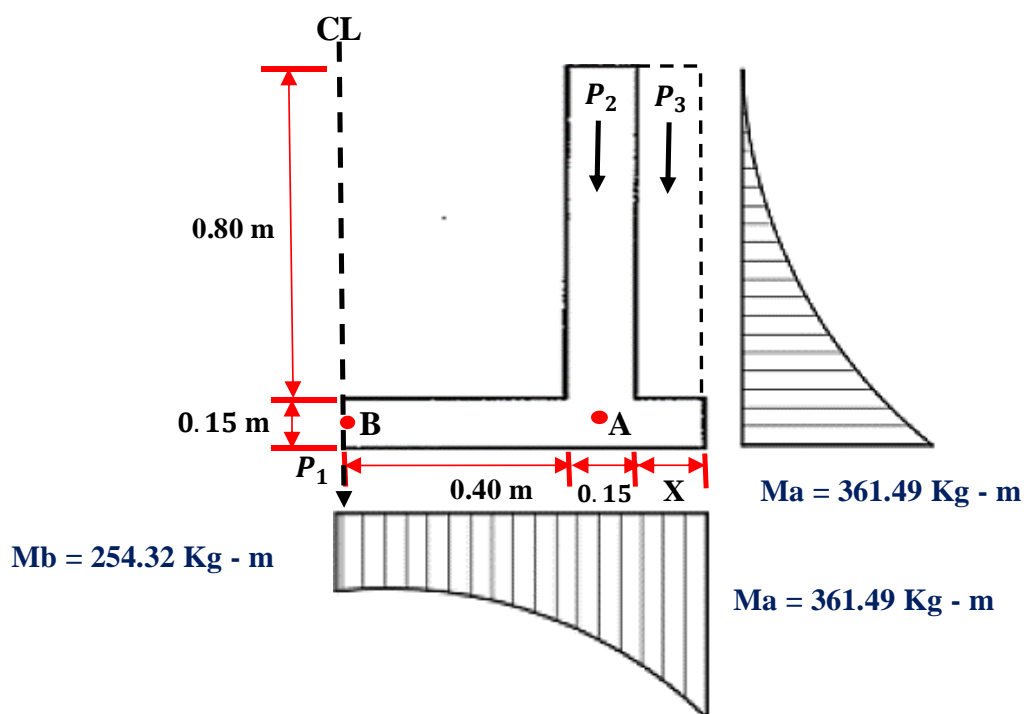


Figura 22: Diagrama de Momentos en el colector principal C-01, para el caso I.

Obteniendo los resultados de los diagramas de momentos procedemos con el cálculo estructural:

$$P_1 = (B + 2d_1 + 2)d_2 \times \gamma_c$$

P_1	504.00 kg/m
-------	-------------

$$P_2 = d_1 \times H \times \gamma_c$$

P_2	288.00 kg/m
-------	-------------

$$P_3 = X \times H \times \gamma_s$$

P_3	202.80 kg/m
-------	-------------

Presión de la Estructura sobre el Terreno

$$\sigma_T = \frac{P_1 + 2P_2 + 2P_3}{(B + 2d_1 + 2X)10000}$$

σ_T	0.11 Kg/cm ²
------------	-------------------------

Factor de Seguridad

$$F = \frac{\sigma_t}{\sigma_T}$$

F	5.47	> 2.00OK!
-----	------	--------	----------

Caso II: La Poza está llena hasta la cota superior de la pared lateral

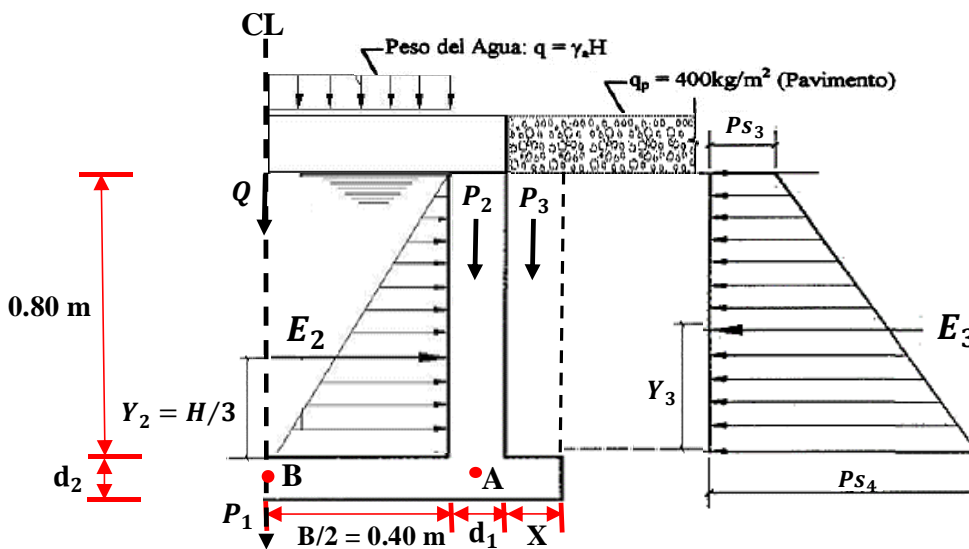


Figura 23: La poza del colector principal C-01, está llena hasta la cota superior de la pared lateral.

$$h' = \frac{q_p}{\gamma_s}$$

h'	0.237 m
------	---------

Coefficiente de Empuje Activo (Ka)

$$K_a = \operatorname{Tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right)$$

Ka	0.6104
----	--------

$$E_3 = \frac{1}{2} K_a \times \gamma_s (H + 2h')$$

E ₃	656.80 kg/m
----------------	-------------

$$Y_3 = \frac{H^2 + 3Hh'}{3(H + 2h')}$$

Y ₃	0.316 m
----------------	---------

Empuje de Agua "E₂" (kg/m)

$$E_2 = \frac{1}{2} \gamma_a H^2$$

E ₂	320.00 kg/m
----------------	-------------

$$Y_2 = \frac{H}{3}$$

Y ₂	0.267 m
----------------	---------

El momento en el Punto "A" en el caso II

$$M_A = E_2 \times Y_2 - E_3 \times Y_3$$

M _A	-122.37 Kg - m
----------------	----------------

Luego:

$$q = \gamma_a H$$

q	800 kg/m ²
---	-----------------------

El momento en el Punto "B" en el caso II

$$M_B = \frac{qb^2}{8} - M_A$$

M_B	186.37 Kg - m
-------	---------------

Diagrama de Momentos

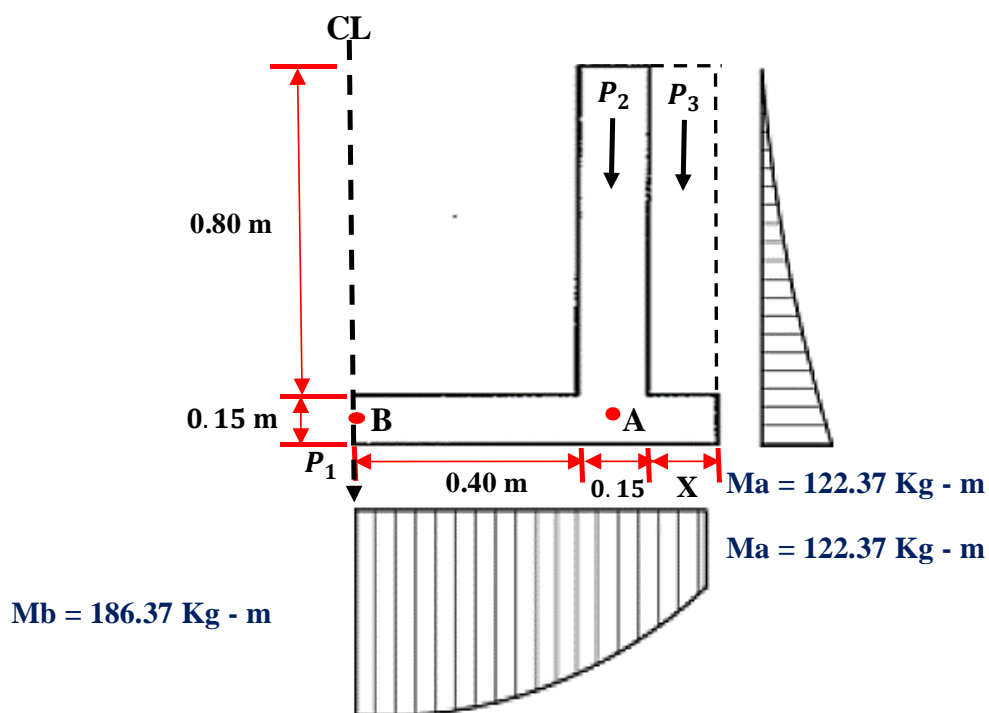


Figura 24: Diagrama de Momentos en el colector principal C-01, para el caso II.

$$P_1 = (B + 2d_1 + 2X)d_2 \times \gamma_c$$

P_1	504.00 kg/m
-------	-------------

$$P_2 = d_1 \times H \times \gamma_c$$

P_2	288.00 kg/m
-------	-------------

$$P_3 = X \times H \times \gamma_s$$

P_3	202.80 kg/m
-------	-------------

$$Q = \gamma_a \times H \times B$$

Q	640.00 kg/m
---	-------------

Presión de la Estructura sobre el Terreno

$$\sigma_T = \frac{P_1 + 2P_2 + 2P_3 + Q}{(B + 2d_1 + 2X) 10000}$$

σ_T	0.15 Kg/cm ²
------------	-------------------------

Factor de Seguridad

$$F = \frac{\sigma_t}{\sigma_T}$$

F	3.82
---	------

> 2.00OK!

Cálculo de Refuerzo en las Paredes

Según las ilustraciones 26 y 28 del diagrama de momentos en el punto "A", para los casos I y II, que produce en las paredes, razón por la cual se calculará el refuerzo en la cara exterior con el momento mayor de uno los dos casos. y para en refuerzo en la cara interior se determinará el área de refuerzo mínimo (A_s mín.) por no presentar esfuerzos debido a momento flector en esta cara.

Momento en la Cara Exterior

M_A	361.49 Kg - m
-------	---------------

M_A	122.37 Kg - m
-------	---------------

Luego el momento último es:

$$M_U = 1.8 \times M$$

M_U	650.68 Kg - m
-------	---------------

Datos para el diseño

$$\begin{aligned}\phi &= 0.90 && \text{(Por flexión)} \\ F_y &= 4,200 \text{ Kg/cm}^2 \\ F'_c &= 175 \text{ Kg/cm}^2 \\ R &= 4.0 \text{ cm} && \text{(Recubrimiento)}\end{aligned}$$

Asumiendo un refuerzo de $\phi = 1/2"$:

$$D = 1.27 \text{ cm}$$

$$d = d_1 - \left(R + \frac{\phi}{2} \right)$$

d	10.37 cm
---	----------

Haciendo uso de las ecuaciones

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0.85 \times f'_c \times B}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \times 0.85 \times f'_c \times B}}$$

$$a = 0.480 \text{ cm}$$

$$A_s = 1.700 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.480 \text{ cm} \quad \dots\text{OK!}$$

Refuerzo en los muros

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} \times B \times d$$

$A_{s_{min}}$	1.555 cm ²
---------------	-----------------------

Muros: $\rho_{min} = 0.0015$

Losas: $\rho_{min} = 0.0017$

$$A_s > A_{s_{min}}$$



Usar: $A_s = 1.700 \text{ cm}^2$

Espaciamiento del Refuerzo

$$S = \frac{100 \times A_b}{A_s}$$

$$S_{max} = 0.45 \text{ m}$$

$S_{1/2}"$	75.88 cm
------------	----------

$S_{3/8}"$	41.76 cm
------------	----------

$$S_{3/8"} < S_{\max} \quad \rightarrow \quad \text{Usar: } \phi 3/8" @ 0.415\text{m}$$

Refuerzo de Reparación por Contracción y Temperatura (A_{st°)

Este refuerzo se colocará horizontalmente

$A_{st^\circ} = \rho_{\min} \times B \times d_T$	}	Muros: $\rho_{\min} = 0.0025$
		Losas: $\rho_{\min} = 0.0018$
A_{st°	3.750 cm ²	

$$A_{st^\circ} > A_{s_{\min}} \quad \rightarrow \quad \text{Usar: } A_{st^\circ} = 3.750 \text{ cm}^2$$

Repartiendo en ambos sentidos

$A_{st^\circ}/2$	1.875 cm ²
------------------	-----------------------

Transversal

$$A_{t^\circ} > A_s = 1.70 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \quad \text{Usar: } A_s = 1.875 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento del Refuerzo

$S = \frac{100 \times A_b}{A_s}$	}	$S_{\max} = 0.45 \text{ m}$
$S_{1/2"}$		68.80 cm
$S_{3/8"}$	37.87 cm	

$$S_{3/8"} < S_{\max} \quad \rightarrow \quad \text{Usar: } \phi 3/8" @ 0.375\text{m}$$

Longitudinal

$$\rightarrow \quad \text{Usar: } A_s = 1.875 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento del Refuerzo

$S = \frac{100 \times A_b}{A_s}$	}	$S_{\max} = 0.45 \text{ m}$
$S_{1/2"}$		68.80 cm
$S_{3/8"}$	37.87 cm	

$$S_{3/8"} < S_{\max} \quad \rightarrow \quad \text{Usar: } \phi 3/8" @ 0.375m$$

Cálculo del Refuerzo en la Losa de Cuneta

Como se puede observar en las ilustraciones 26 y 28, respectivamente no presenta flexión en la cara superior, por lo que se tomará el refuerzo mínimo, mientras que para la cara inferior tomaremos para el diseño el momento mayor producido en esta cara. Adoptaremos el diámetro de la barra $\Phi 1/2''$ o sea 1.27cm.

Adoptaremos

$$\begin{aligned} r &= 4.00 \text{ cm} && \text{(Cara Superior)} \\ r &= 7.50 \text{ cm} && \text{(Cara Inferior)} \end{aligned}$$

Refuerzo en la Cara Inferior

Caso I;

$$M_A = 361.49 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_B = 254.32 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Caso II;

$$M_A = 122.37 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_B = 186.37 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Tomaremos el mayor momento:

$$M_U = 1.8 \times M$$

M_U	650.68 Kg - m
-------	----------------------

Datos para el diseño

$$\phi = 0.90 \quad \text{(Por flexión)}$$

$$F_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F'_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$$

$$R = 7.5 \text{ cm} \quad \text{(Recubrimiento)}$$

Asumiendo un refuerzo de $\phi = 1/2''$:

$$D = 1.27 \text{ cm}$$

$$d = d_1 - \left(R + \frac{\phi}{2} \right)$$

d	6.87 cm
---	---------

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0.85 \times f'_c \times B}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \times 0.85 \times f'_c \times B}}$$

$$a = 0.749 \text{ cm}$$

$$A_s = 2.652 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.749 \text{ cm} \quad \dots\text{OK!}$$

Refuerzo en la losa

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} \times B \times d$$

$A_{s_{min}}$	1.167 cm ²
---------------	-----------------------

$$\text{Muros: } \rho_{min} = 0.0015$$

$$\text{Losas: } \rho_{min} = 0.0017$$

$$A_s > A_{s_{min}}$$



Usar: $A_s = 2.652 \text{ cm}^2$

Espaciamiento del Refuerzo

$$S = \frac{100 \times A_b}{A_s}$$

$S_{1/2''}$	48.64 cm
-------------	----------

$S_{3/8''}$	26.77 cm
-------------	----------

$$S_{max} = 0.45 \text{ m}$$

$$S_{3/8''} < S_{max}$$



Usar: $\phi 3/8'' @ 0.265 \text{ m}$

Refuerzo en la Cara Superior ($A_{s_{min}}$)

Datos para el diseño

$$\phi = 0.90 \quad (\text{Por flexión})$$

$$F_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F'_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$$

$$R = 4.0 \text{ cm} \quad (\text{Recubrimiento})$$

Asumiendo un refuerzo de $\phi = 1/2"$:

$$D = 1.27 \text{ cm}$$

$$d = d_1 - \left(R + \frac{\phi}{2} \right)$$

d	10.37 cm
---	----------

Refuerzo en la losa

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} \times B \times d$$

$A_{s_{min}}$	1.762 cm ²
---------------	-----------------------

$$\text{Muros: } \rho_{min} = 0.0015$$

$$\text{Losas: } \rho_{min} = 0.0017$$

➔ Usar: $A_s = 1.762 \text{ cm}^2$

Espaciamiento del Refuerzo

$$S = \frac{100 \times A_b}{A_s}$$

$S_{1/2}"$	73.21 cm
------------	----------

$S_{3/8}"$	40.29 cm
------------	----------

$$S_{max} = 0.45 \text{ m}$$

$S_{3/8}" < S_{max}$ ➔ Usar: $\phi 3/8" @ 0.400\text{m}$

Refuerzo de Reparación por Contracción y Temperatura ($A_{s^{\circ}}$)

Este refuerzo servirá para la cara superior e inferior

$$A_{s^{\circ}} = \rho_{min} \times B \times d_T$$

$A_{s^{\circ}}$	2.700 cm ²
-----------------	-----------------------

$$\text{Muros: } \rho_{min^{\circ}} = 0.0025$$

$$\text{Losas: } \rho_{min^{\circ}} = 0.0018$$

$A_{s^{\circ}} > A_{s_{min}}$ ➔ Usar: $A_{s^{\circ}} = 2.700 \text{ cm}^2$

Repartiendo en ambos sentidos

$A_{s^{\circ}}/2$	1.350 cm ²
-------------------	-----------------------

Transversal

$$A_{t^{\circ}} < A_s = 2.65 \text{ cm}^2$$

➔ Usar: $A_s = 2.652 \text{ cm}^2$

Espaciamiento del Refuerzo

$$S = \frac{100 \times A_b}{A_s}$$

$S_{max} = 0.45 \text{ m}$

$S_{1/2''}$	48.64 cm
$S_{3/8''}$	26.77 cm

$S_{3/8''} < S_{max}$ ➔ Usar: $\phi 3/8'' @ 0.265\text{m}$

Longitudinal

➔ Usar: $A_s = 1.350 \text{ cm}^2$

Espaciamiento del Refuerzo

$$S = \frac{100 \times A_b}{A_s}$$

$S_{max} = 0.45 \text{ cm}$

$S_{1/2''}$	95.56 cm
$S_{3/8''}$	52.59 cm

$S_{3/8''} > S_{max}$ ➔ Usar: $\phi 3/8'' @ 0.450\text{m}$

RESUMEN DEL CÁLCULO

Paredes

Cara Exterior

Vertical

Usar: $\phi 3/8'' @ 0.375\text{m}$

Paralelo al eje

Usar: $\phi 3/8'' @ 0.375\text{m}$

Piso

Cara Superior

Perpendicular al eje

Usar: $\varnothing 3/8'' @ 0.265m$

Paralelo al eje

Usar: $\varnothing 3/8'' @ 0.450m$

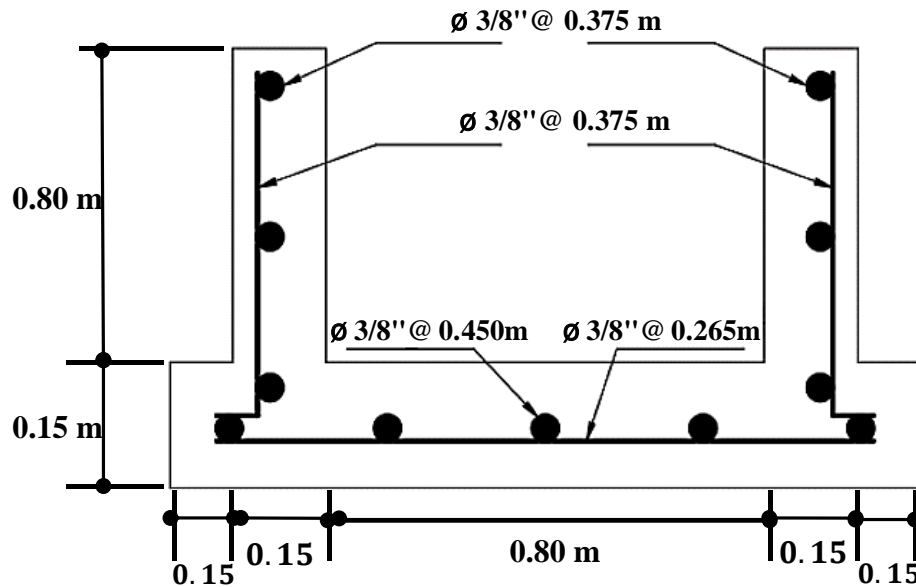


Figura 25: Distribución de acero en el Colector Principal C-01.

Tabla 36

Especificaciones para el Diseño del Colector Principal C-01.

Especificaciones Técnicas	
$f_y =$	4,200 Kg/cm ²
$f'_c =$	175 Kg/cm ²
Recubrimientos:	
Paredes	$r = 4.0$ cm
Losa	Cara Inferior $r = 7.5$ cm
	Cara Superior $r = 4.0$ cm
Capacidad Portante del Suelo Seco (σ_t)	0.58 Kg/cm ²

3.1.7.1.2. Colector Principal C-07 (0.80 x 0.60 m) - Sector II

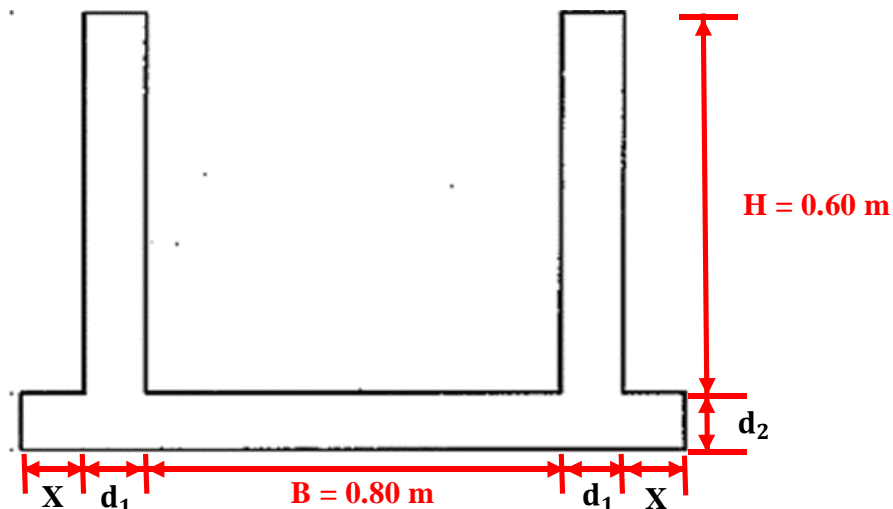


Figura 26: Sección del colector principal C- 07.

Datos de Diseño

Peso Específico del Suelo Seco	=	1,810 Kg/m ³	(Obtenida del Estudio de Suelos)
Ángulo de fricción Interna	=	7°	(Obtenida del Estudio de Suelos)
Capacidad Portante del Terreno	=	0.48 Kg/cm ²	(Obtenida del Estudio de Suelos)

Características del refuerzo de concreto:

$$f'_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$$

Caso I: Pozo sin agua, Terreno Seco

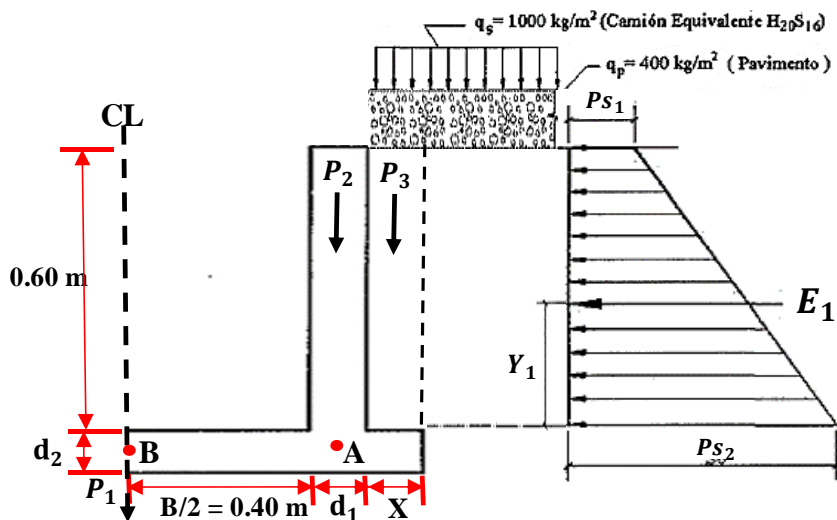


Figura 27: Sección transversal del colector principal C – 07.

Coefficiente de Empuje Activo (K_a)

$$K_a = \operatorname{Tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right)$$

K_a	0.7827
-------	--------

Caso I: Cuando la cuneta está sin agua y terreno seco según la figura anterior, tenemos:

$$B = 0.80 \text{ m} \quad H = 0.60 \text{ m}$$

Luego:

$$P_{S_1} = K_a(q_s + q_p)$$

P_{S_1}	1095.83 kg/m ²
-----------	---------------------------

$$h_{s/c} = \frac{q_s + q_p}{\gamma_s}$$

$h_{s/c}$	0.77 m
-----------	--------

$$P_{S_2} = K_a \times \gamma_s (H + h_{s/c})$$

P_{S_2}	1945.89 kg/m ²
-----------	---------------------------

$$E_1 = \frac{1}{2} (P_{S_1} + P_{S_2}) H$$

E_1	912.52 kg/m
-------	-------------

$$Y_1 = \frac{H^2 + 3Hh_{s/c}}{3(H + 2h_{s/c})}$$

Y_1	0.272 m
-------	---------

El momento en el punto "A" será:

$$M_A = E_1 \times Y_1$$

M_A	248.25 Kg - m
-------	---------------

Calculamos d_1 y d_2

$$d = \begin{cases} \frac{h}{15} \\ \delta \\ 15 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{El Mayor}$$

$$d_{\min} = 0.15 \text{ m}$$

d	0.04 m
---	--------

d_1	0.15 m
d_2	0.15 m

Luego:

$$q = \gamma_a(H + d_2)$$

q	750 kg/m
---	----------

El momento en el punto "B" será:

$$M_B = M_A - \frac{1}{8}q(B + d_1)^2$$

M_B	163.64 Kg - m
-------	---------------

Diagrama de Momentos

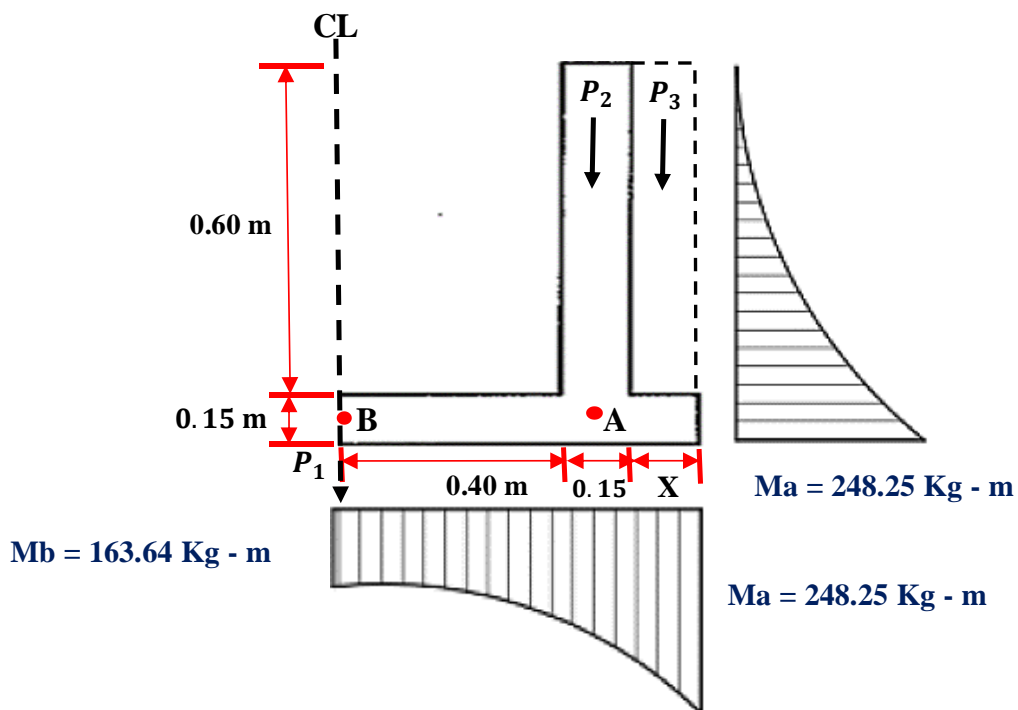


Figura 28: Diagrama de Momentos en el colector principal C-07, para el caso I.

Obteniendo los resultados de los diagramas de momentos procedemos con el cálculo estructural:

$$P_1 = (B + 2d_1 + 2)d_2 \times \gamma_c$$

P_1	504.00 kg/m
-------	-------------

$$P_2 = d_1 \times H \times \gamma_c$$

P_2	216.00 kg/m
-------	-------------

$$P_3 = X \times H \times \gamma_s$$

P_3	162.90 kg/m
-------	-------------

Presión de la Estructura sobre el Terreno

$$\sigma_T = \frac{P_1 + 2P_2 + 2P_3}{(B + 2d_1 + 2X)10000}$$

σ_T	0.09 Kg/cm ²
------------	-------------------------

Factor de Seguridad

$$F = \frac{\sigma_t}{\sigma_T}$$

F	5.33	> 2.00OK!
----------	-------------	------------------	-----------------

Caso II: La Poza está llena hasta la cota superior de la pared lateral

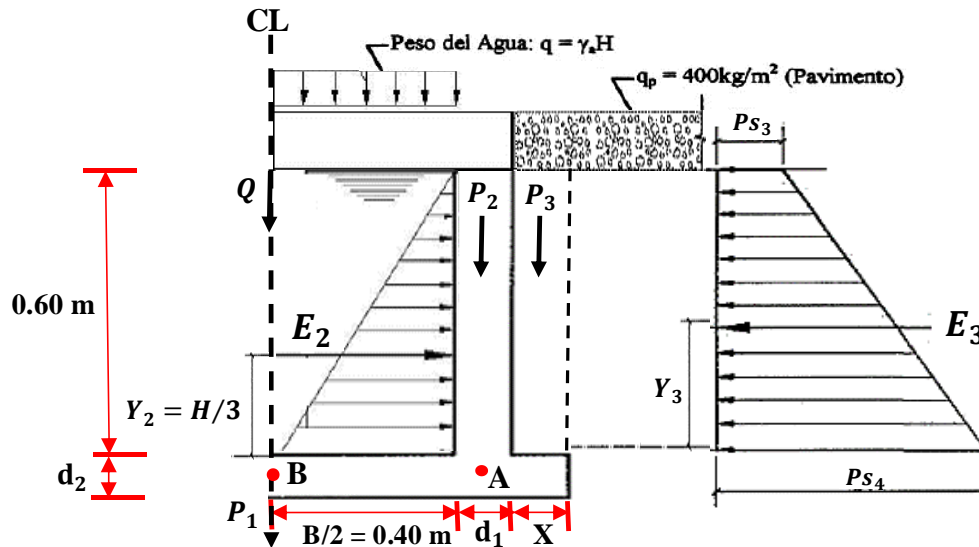


Figura 29: La poza del colector principal C-07, está llena hasta la cota superior de la pared lateral.

$$h' = \frac{q_p}{\gamma_s}$$

h'	0.221 m
------	---------

Coefficiente de Empuje Activo (K_a)

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right)$$

K_a	0.7827
-------	--------

$$E_3 = \frac{1}{2} K_a \times \gamma_s (H + 2h')$$

E_3	738.12 kg/m
-------	-------------

$$Y_3 = \frac{H^2 + 3Hh'}{3(H + 2h')}$$

Y_3	0.242 m
-------	---------

Empuje de Agua "E₂" (kg/m)

$$E_2 = \frac{1}{2} \gamma_a H^2$$

E_2	180.00 kg/m
-------	-------------

$$Y_2 = \frac{H}{3}$$

Y_2	0.200 m
-------	---------

El momento en el Punto "A" en el caso II

$$M_A = E_2 \times Y_2 - E_3 \times Y_3$$

M_A	-142.93 Kg - m
-------	----------------

Luego:

$$q = \gamma_a H$$

q	600 kg/m ²
---	-----------------------

El momento en el Punto "B" en el caso II

$$M_B = \frac{qb^2}{8} - M_A$$

M_B	190.93 Kg - m
-------	---------------

Diagrama de Momentos

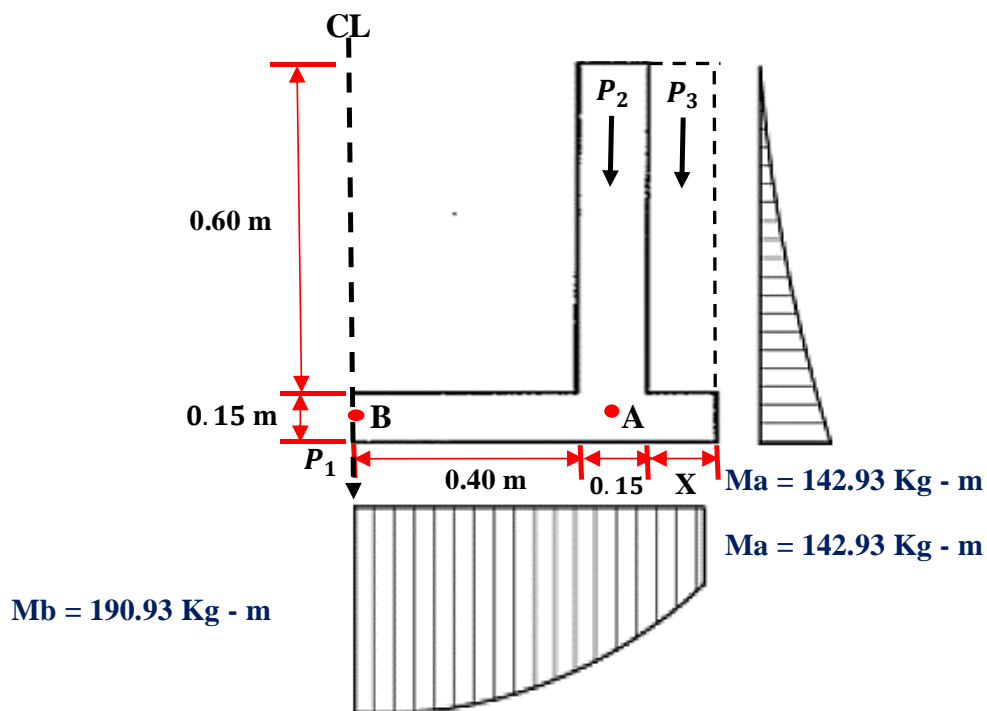


Figura 30: Diagrama de Momentos en el colector principal C-07, para el caso II.

$$P_1 = (B + 2d_1 + 2X)d_2 \times \gamma_c$$

P_1	504.00 kg/m
-------	-------------

$$P_2 = d_1 \times H \times \gamma_c$$

P_2	216.00 kg/m
-------	-------------

$$P_3 = X \times H \times \gamma_s$$

P_3	162.90 kg/m
-------	-------------

$$Q = \gamma_a \times H \times B$$

Q	360.00 kg/m
---	-------------

Presión de la Estructura sobre el Terreno

$$\sigma_T = \frac{P_1 + 2P_2 + 2P_3 + Q}{(B + 2d_1 + 2X) 10000}$$

σ_T	0.12 Kg/cm ²
------------	-------------------------

Factor de Seguridad

$$F = \frac{\sigma_t}{\sigma_T}$$

F	4.14	> 2.00OK!
----------	-------------	------------------	-----------------

Cálculo de Refuerzo en las Paredes

Según las ilustraciones 32 y 34 del diagrama de momentos en el punto "A", para los casos I y II, que produce en las paredes, razón por la cual se calculará el refuerzo en la cara exterior con el momento mayor de uno los dos casos. y para en refuerzo en la cara interior se determinará el área de refuerzo mínimo (As mín.) por no presentar esfuerzos debido a momento flector en esta cara.

Momento en la Cara Exterior

M_A	248.25 Kg - m
-------	---------------

M_A	142.93 Kg - m
-------	---------------

Luego el momento último es:

$$M_U = 1.8 \times M$$

M_U	446.86 Kg - m
-------	---------------

Datos para el diseño

\emptyset	=	0.90	(Por flexión)
F_y	=	4,200 Kg/cm ²	
F'_c	=	175 Kg/cm ²	
R	=	4.0 cm	(Recubrimiento)

Asumiendo un refuerzo de $\phi = 1/2"$:

$$D = 1.27 \text{ cm}$$

$$d = d_1 - \left(R + \frac{\phi}{2} \right)$$

d	10.37 cm
---	----------

Haciendo uso de las ecuaciones

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0.85 \times f'_c \times B}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \times 0.85 \times f'_c \times B}}$$

$$a = 0.327 \text{ cm}$$

$$A_s = 1.159 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.327 \text{ cm} \quad \dots\text{OK!}$$

Refuerzo en los muros

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} \times B \times d$$

$A_{s_{min}}$	1.555 cm ²
---------------	-----------------------

$$\text{Muros: } \rho_{min} = 0.0015$$

$$\text{Losas: } \rho_{min} = 0.0017$$

$$A_s < A_{s_{min}}$$



Usar: $A_s = 1.555 \text{ cm}^2$

Espaciamiento del Refuerzo

$$S = \frac{100 \times A_b}{A_s}$$

$S_{1/2"}$	82.97 cm
------------	----------

$S_{3/8"}$	45.67 cm
------------	----------

$$S_{max} = 0.45 \text{ m}$$

$$S_{3/8"} > S_{max}$$



Usar: $\phi 3/8" @ 0.450 \text{ m}$

Refuerzo de Reparación por Contracción y Temperatura (A_{st}°)

Este refuerzo se colocará horizontalmente

$A_{st}^{\circ} = \rho_{min} \times B \times d_T$	}	Muros: $\rho_{min}^{\circ} = 0.0025$
A_{st}°		Losas: $\rho_{min}^{\circ} = 0.0018$
3.750 cm ²		

$A_{st}^{\circ} > A_{s_{min}}$ ➔ Usar: $A_{st}^{\circ} = 3.750 \text{ cm}^2$

Repartiendo en ambos sentidos

$A_{st}^{\circ}/2$	1.875 cm ²
--------------------	-----------------------

Transversal

$A_t^{\circ} > A_s = 1.55 \text{ cm}^2$

➔ Usar: $A_s = 1.875 \text{ cm}^2$

Espaciamiento del Refuerzo

$S = \frac{100 \times A_b}{A_s}$	}	$S_{max} = 0.45 \text{ m}$
$S_{1/2''}$		68.80 cm
$S_{3/8''}$	37.87 cm	

$S_{3/8''} < S_{max}$ ➔ Usar: $\phi 3/8'' @ 0.375\text{m}$

Longitudinal

➔ Usar: $A_s = 1.875 \text{ cm}^2$

Espaciamiento del Refuerzo

$S = \frac{100 \times A_b}{A_s}$	}	$S_{max} = 0.45 \text{ cm}$
$S_{1/2''}$		68.80 cm
$S_{3/8''}$	37.87 cm	

$S_{3/8''} < S_{max}$ ➔ Usar: $\phi 3/8'' @ 0.375\text{m}$

Cálculo del Refuerzo en la Losa de Cuneta

Como se puede observar en las ilustraciones 32 y 34, respectivamente no presenta flexión en la cara superior, por lo que se tomará el refuerzo mínimo, mientras que para la cara inferior tomaremos para el diseño el momento mayor producido en esta cara. Adoptaremos el diámetro de la barra Φ 1/2" o sea 1.27cm.

Adoptaremos

$$\begin{aligned} r &= 4.00 \text{ cm} && \text{(Cara Superior)} \\ r &= 7.50 \text{ cm} && \text{(Cara Inferior)} \end{aligned}$$

Refuerzo en la Cara Inferior

Caso I;

$$M_A = 248.25 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_B = 163.64 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Caso II;

$$M_A = 142.93 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_B = 190.93 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Tomaremos el mayor momento:

$$M_U = 1.8 \times M$$

M_U	446.86 Kg - m
-------	----------------------

Datos para el diseño

$$\begin{aligned} \emptyset &= 0.90 && \text{(Por flexión)} \\ F_y &= 4,200 \text{ Kg/cm}^2 \\ F'_c &= 175 \text{ Kg/cm}^2 \\ R &= 7.5 \text{ cm} && \text{(Recubrimiento)} \end{aligned}$$

Asumiendo un refuerzo de $\emptyset = 1/2"$:

$$D = 1.27 \text{ cm}$$

$$d = d_1 - \left(R + \frac{\emptyset}{2} \right)$$

d	6.87 cm
---	---------

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times F_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0.85 \times f'_c \times B}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \times 0.85 \times f'_c \times B}}$$

$a = 0.505 \text{ cm}$

$A_s = 1.788 \text{ cm}^2$

$a = 0.505 \text{ cm} \quad \dots\text{OK!}$

Refuerzo en la losa

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} \times B \times d$$

$A_{s_{min}}$	1.167 cm ²
---------------	-----------------------

Muros:	$\rho_{min} = 0.0015$
Losas:	$\rho_{min} = 0.0017$

$A_s > A_{s_{min}}$



Usar: $A_s = 1.788 \text{ cm}^2$

Espaciamiento del Refuerzo

$$S = \frac{100 \times A_b}{A_s}$$

$S_{1/2''}$	72.16 cm
-------------	----------

$S_{3/8''}$	39.71 cm
-------------	----------

 $S_{max} = 0.45 \text{ m}$

$S_{3/8''} < S_{max}$



Usar: $\phi 3/8'' @ 0.395 \text{ m}$

Refuerzo en la Cara Superior ($A_{s_{min}}$)

Datos para el diseño

$$\begin{aligned} \phi &= 0.90 && \text{(Por flexión)} \\ F_y &= 4,200 \text{ Kg/cm}^2 \\ F'_c &= 175 \text{ Kg/cm}^2 \\ R &= 4.0 \text{ cm} && \text{(Recubrimiento)} \end{aligned}$$

Asumiendo un refuerzo de $\phi = 1/2"$:

$$D = 1.27 \text{ cm}$$

$$d = d_1 - \left(R + \frac{\phi}{2} \right)$$

d	10.37 cm
---	----------

Refuerzo en la losa

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} \times B \times d$$

$A_{s_{min}}$	1.762 cm ²
---------------	-----------------------

Muros: $\rho_{min} = 0.0015$

Losas: $\rho_{min} = 0.0017$

➔ Usar: $A_s = 1.762 \text{ cm}^2$

Espaciamiento del Refuerzo

$$S = \frac{100 \times A_b}{A_s}$$

$S_{1/2}"$	73.21 cm
------------	----------

$S_{3/8}"$	40.29 cm
------------	----------

$S_{max} = 0.45 \text{ m}$

$S_{3/8}" < S_{max}$ ➔ Usar: $\phi 3/8" @ 0.400 \text{ m}$

Refuerzo de Reparación por Contracción y Temperatura ($A_{s^{\circ}}$)

Este refuerzo servirá para la cara superior e inferior

$$A_{s^{\circ}} = \rho_{min} \times B \times d_T$$

$A_{s^{\circ}}$	2.700 cm ²
-----------------	-----------------------

Muros: $\rho_{min^{\circ}} = 0.0025$

Losas: $\rho_{min^{\circ}} = 0.0018$

$A_{s^{\circ}} > A_{s_{min}}$ ➔ Usar: $A_{s^{\circ}} = 2.700 \text{ cm}^2$

Repartiendo en ambos sentidos

$A_{s^{\circ}}/2$	1.350 cm ²
-------------------	-----------------------

Transversal

$$A_{t^{\circ}} < A_s = 1.79 \text{ cm}^2$$

→ Usar: $A_s = 1.788 \text{ cm}^2$

Espaciamiento del Refuerzo

$$S = \frac{100 \times A_b}{A_s}$$

$S_{max} = 0.45 \text{ m}$

$S_{1/2''}$	72.16 cm
$S_{3/8''}$	39.71 cm

$S_{3/8''} < S_{max}$ → Usar: $\phi 3/8'' @ 0.395\text{m}$

Longitudinal

→ Usar: $A_s = 1.350 \text{ cm}^2$

Espaciamiento del Refuerzo

$$S = \frac{100 \times A_b}{A_s}$$

$S_{max} = 0.45 \text{ cm}$

$S_{1/2''}$	95.56 cm
$S_{3/8''}$	52.59 cm

$S_{3/8''} > S_{max}$ → Usar: $\phi 3/8'' @ 0.450\text{m}$

RESUMEN DEL CÁLCULO

Paredes

Cara Exterior

Vertical

Usar: $\phi 3/8'' @ 0.375\text{m}$

Paralelo al eje

Usar: $\phi 3/8'' @ 0.375\text{m}$

Piso

Cara Superior

Perpendicular al eje

Usar: $\varnothing 3/8'' @ 0.395\text{m}$

Paralelo al eje

Usar: $\varnothing 3/8'' @ 0.450\text{m}$

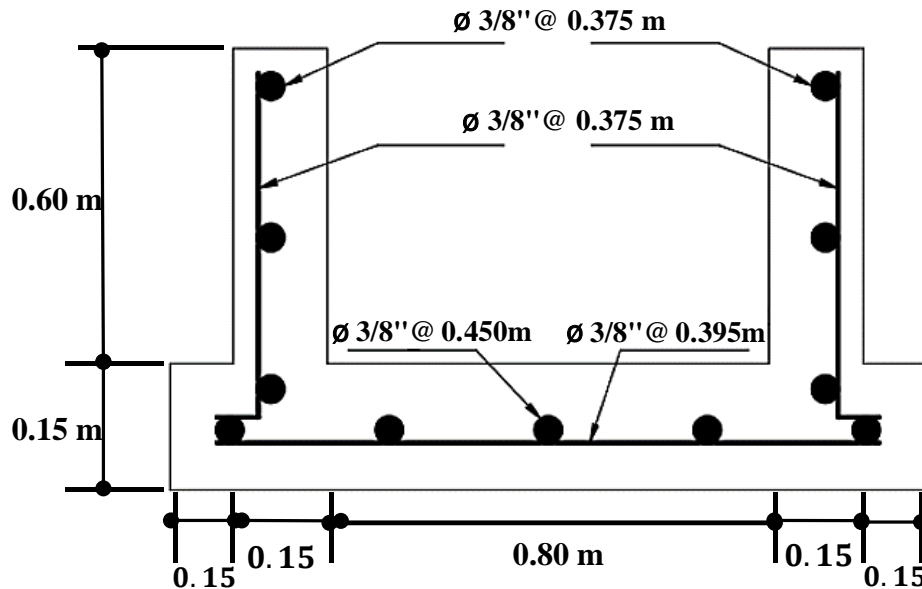


Figura 31: Distribución de acero en el Colector Principal C-07.

Tabla 37

Especificaciones para el Diseño del Colector Principal C-07.

Especificaciones Técnicas	
$f_y =$	4,200 Kg/cm ²
$f'_c =$	175 Kg/cm ²
Recubrimientos:	
Paredes	$r = 4.0\text{ cm}$
Losa	Cara Inferior $r = 7.5\text{ cm}$
	Cara Superior $r = 4.0\text{ cm}$
Capacidad Portante del Suelo Seco (σ_t)	0.48 Kg/cm ²

3.1.7.1.3. Colector Secundario C-34 (0.60 x 0.50 m) - Sector III

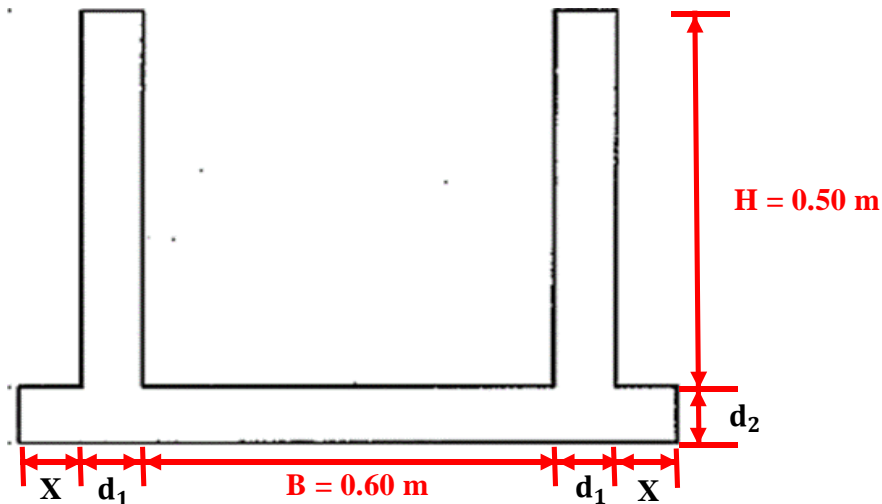


Figura 32: Sección del colector secundario C- 34.

Datos de Diseño

Peso Específico del Suelo Seco	=	1,860 Kg/m³	(Obtenida del Estudio de Suelos)
Ángulo de fricción Interna	=	10°	(Obtenida del Estudio de Suelos)
Capacidad Portante del Terreno	=	0.58 Kg/cm²	(Obtenida del Estudio de Suelos)

Características del refuerzo de concreto:

$$f'_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$$

Caso I: Pozo sin agua, Terreno Seco

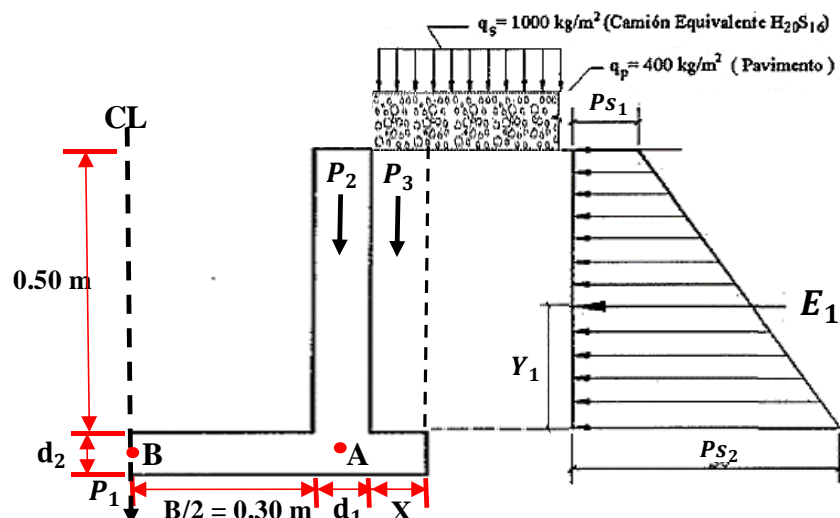


Figura 33: Sección transversal del colector secundario C - 34.

Coefficiente de Empuje Activo (Ka)

$$K_a = \operatorname{Tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right)$$

Ka	0.7041
----	--------

Caso I: Cuando la cuneta está sin agua y terreno seco según la figura anterior, tenemos:

$$B = 0.60 \text{ m} \quad H = 0.50 \text{ m}$$

Luego:

$$P_{S1} = K_a(q_s + q_p)$$

P _{S1}	985.72 kg/m ²
-----------------	--------------------------

$$h_{s/c} = \frac{q_s + q_p}{\gamma_s}$$

h _{s/c}	0.75 m
------------------	--------

$$P_{S2} = K_a \times \gamma_s (H + h_{s/c})$$

P _{S2}	1640.53 kg/m ²
-----------------	---------------------------

$$E_1 = \frac{1}{2} (P_{S1} + P_{S2}) H$$

E ₁	656.56 kg/m
----------------	-------------

$$Y_1 = \frac{H^2 + 3Hh_{s/c}}{3(H + 2h_{s/c})}$$

Y ₁	0.229 m
----------------	---------

El momento en el punto "A" será:

$$M_A = E_1 \times Y_1$$

M_A	150.50 Kg - m
-------	---------------

Calculamos d_1 y d_2

$$d = \begin{cases} \frac{h}{15} \\ \text{ó} \\ 15 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{El Mayor}$$

$$d_{\min} = 0.15 \text{ m}$$

d	0.03 m
---	--------

d_1	0.15 m
d_2	0.15 m

Luego:

$$q = \gamma_a(H + d_2)$$

q	650 kg/m
---	----------

El momento en el punto "B" será:

$$M_B = M_A - \frac{1}{8} q(B + d_1)^2$$

M_B	104.80 Kg - m
-------	---------------

Diagrama de Momentos

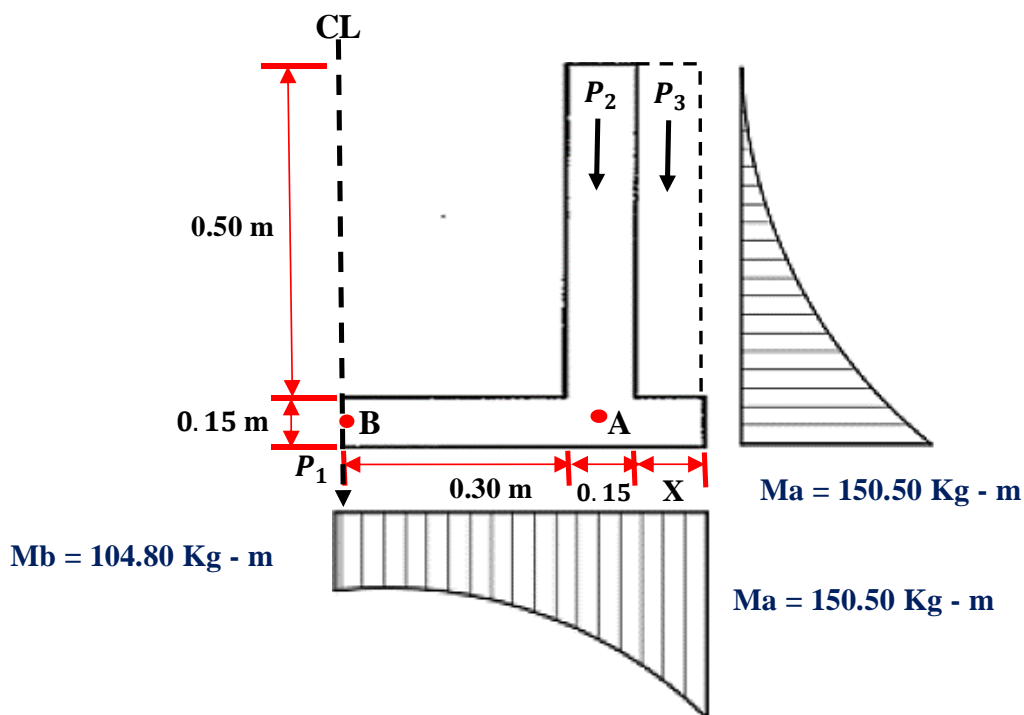


Figura 34: Diagrama de Momentos en el colector secundario C-34, para el caso I.

Obteniendo los resultados de los diagramas de momentos procedemos con el cálculo estructural:

$$P_1 = (B + 2d_1 + 2)d_2 \times \gamma_c$$

P_1	432.00 kg/m
-------	-------------

$$P_2 = d_1 \times H \times \gamma_c$$

P_2	180.00 kg/m
-------	-------------

$$P_3 = X \times H \times \gamma_s$$

P_3	139.50 kg/m
-------	-------------

Presión de la Estructura sobre el Terreno

$$\sigma_T = \frac{P_1 + 2P_2 + 2P_3}{(B + 2d_1 + 2X)10000}$$

σ_T	0.09 Kg/cm ²
------------	-------------------------

Factor de Seguridad

$$F = \frac{\sigma_t}{\sigma_T}$$

F	6.50	> 2.00OK!
---	------	--------	----------

Caso II: La Poza está llena hasta la cota superior de la pared lateral

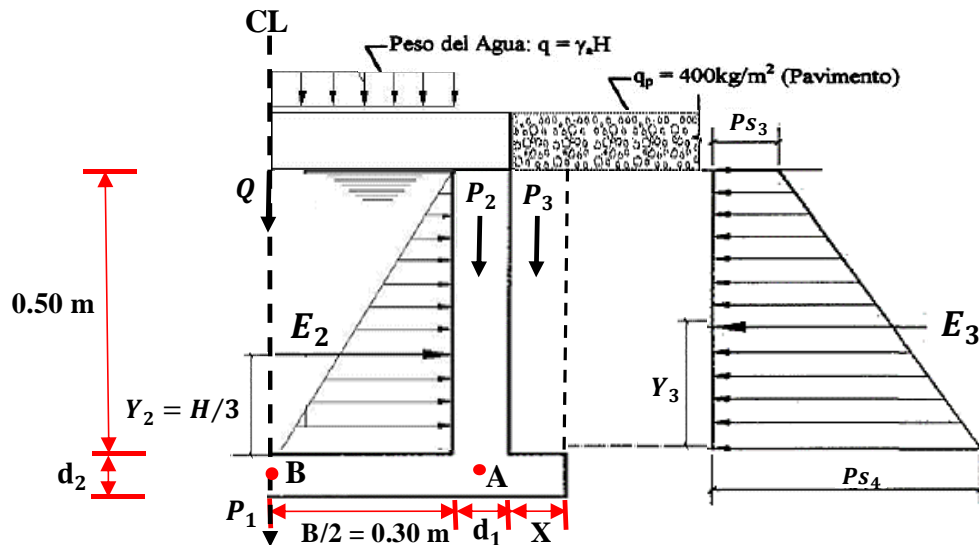


Figura 35: La poza del colector secundario C-34, está llena hasta la cota superior de la pared lateral.

$$h' = \frac{q_p}{\gamma_s}$$

h'	0.215 m
----	---------

Coefficiente de Empuje Activo (Ka)

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right)$$

Ka	0.7041
----	--------

$$E_3 = \frac{1}{2} K_a \times \gamma_s (H + 2h')$$

E ₃	609.04 kg/m
----------------	-------------

$$Y_3 = \frac{H^2 + 3Hh'}{3(H + 2h')}$$

Y_3	0.205 m
-------	---------

Empuje de Agua "E₂" (kg/m)

$$E_2 = \frac{1}{2} \gamma_a H^2$$

E_2	125.00 kg/m
-------	-------------

$$Y_2 = \frac{H}{3}$$

Y_2	0.167 m
-------	---------

El momento en el Punto "A" en el caso II

$$M_A = E_2 \times Y_2 - E_3 \times Y_3$$

M_A	-104.14 Kg - m
-------	----------------

Luego:

$$q = \gamma_a H$$

q	500 kg/m ²
-----	-----------------------

El momento en el Punto "B" en el caso II

$$M_B = \frac{qb^2}{8} - M_A$$

M_B	126.64 Kg - m
-------	---------------

Diagrama de Momentos

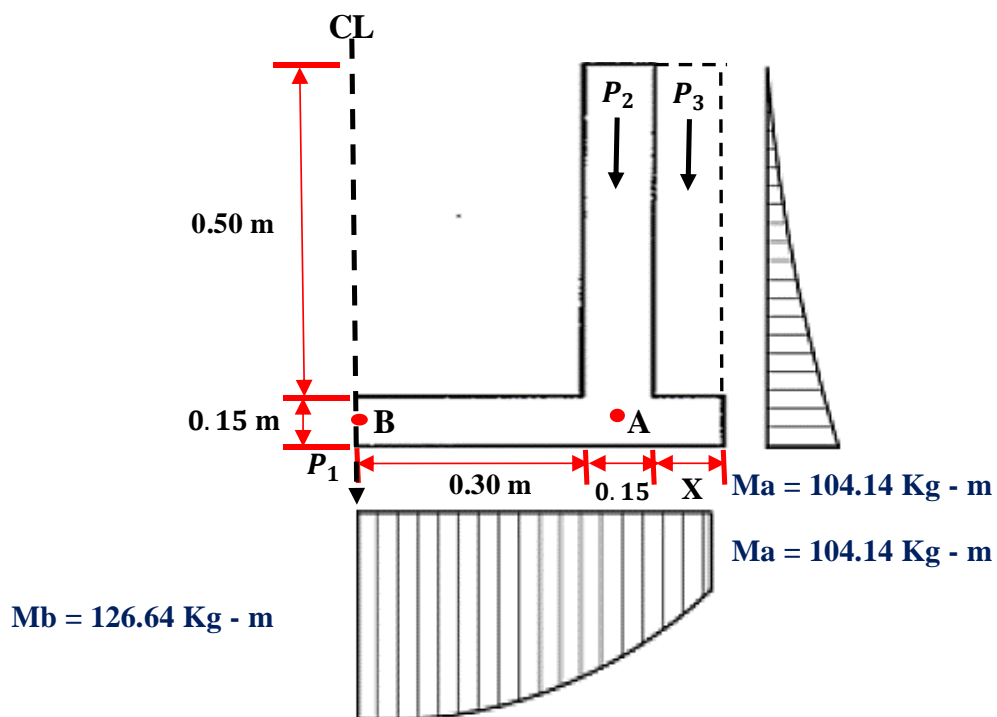


Figura 36: Diagrama de Momentos en el colector secundario C-34, para el caso II.

$$P_1 = (B + 2d_1 + 2X)d_2 \times \gamma_c$$

P_1	432.00 kg/m
-------	-------------

$$P_2 = d_1 \times H \times \gamma_c$$

P_2	180.00 kg/m
-------	-------------

$$P_3 = X \times H \times \gamma_s$$

P_3	139.50 kg/m
-------	-------------

$$Q = \gamma_a \times H \times B$$

Q	250.00 kg/m
---	-------------

Presión de la Estructura sobre el Terreno

$$\sigma_T = \frac{P_1 + 2P_2 + 2P_3 + Q}{(B + 2d_1 + 2X)10000}$$

σ_T	0.11 Kg/cm ²
------------	-------------------------

Factor de Seguridad

$$F = \frac{\sigma_t}{\sigma_T}$$

F	5.27	> 2.00OK!
----------	-------------	------------------	-----------------

Cálculo de Refuerzo en las Paredes

Según las ilustraciones 38 y 40 del diagrama de momentos en el punto "A", para los casos I y II, que produce en las paredes, razón por la cual se calculará el refuerzo en la cara exterior con el momento mayor de uno los dos casos. y para en refuerzo en la cara interior se determinará el área de refuerzo mínimo (As mín.) por no presentar esfuerzos debido a momento flector en esta cara.

Momento en la Cara Exterior

M_A	150.50 Kg - m
----------------------	----------------------

M_A	104.14 Kg - m
----------------------	----------------------

Luego el momento último es:

$$M_U = 1.8 \times M$$

M_U	270.90 Kg - m
----------------------	----------------------

Datos para el diseño

\emptyset	=	0.90	(Por flexión)
F_y	=	4,200 Kg/cm ²	
F'_c	=	175 Kg/cm ²	
R	=	4.0 cm	(Recubrimiento)

Asumiendo un refuerzo de $\phi = 1/2"$:

$$D = 1.27 \text{ cm}$$

$$d = d_1 - \left(R + \frac{\phi}{2} \right)$$

d	10.37 cm
---	----------

Haciendo uso de las ecuaciones

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0.85 \times f'_c \times B}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \times 0.85 \times f'_c \times B}}$$

$$a = 0.197 \text{ cm}$$

$$A_s = 0.698 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.197 \text{ cm} \quad \dots\text{OK!}$$

Refuerzo en los muros

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} \times B \times d$$

$A_{s_{min}}$	1.555 cm ²
---------------	-----------------------

$$\text{Muros: } \rho_{min} = 0.0015$$

$$\text{Losas: } \rho_{min} = 0.0017$$

$$A_s < A_{s_{min}}$$



Usar: $A_s = 1.555 \text{ cm}^2$

Espaciamiento del Refuerzo

$$S = \frac{100 \times A_b}{A_s}$$

$S_{1/2}"$	82.97 cm
------------	----------

$S_{3/8}"$	45.67 cm
------------	----------

$$S_{max} = 0.45 \text{ m}$$

$$S_{3/8}" > S_{max}$$



Usar: $\phi 3/8" @ 0.450 \text{ m}$

Refuerzo de Reparación por Contracción y Temperatura (A_{st°)

Este refuerzo se colocará horizontalmente

$A_{st^\circ} = \rho_{min} \times B \times d_T$	}	Muros: $\rho_{min^\circ} = 0.0025$
		Losas: $\rho_{min^\circ} = 0.0018$
A_{st°		3.750 cm ²

$A_{st^\circ} > A_{s_{min}}$ ➔ Usar: $A_{st^\circ} = 3.750 \text{ cm}^2$

Repartiendo en ambos sentidos

$A_{st^\circ}/2$	1.875 cm ²
------------------	-----------------------

Transversal

$A_{t^\circ} > A_s = 1.55 \text{ cm}^2$

➔ Usar: $A_s = 1.875 \text{ cm}^2$

Espaciamiento del Refuerzo

$S = \frac{100 \times A_b}{A_s}$	}	$S_{max} = 0.45 \text{ m}$
$S_{1/2''}$		68.80 cm
$S_{3/8''}$		37.87 cm

$S_{3/8''} < S_{max}$ ➔ Usar: $\emptyset 3/8'' @ 0.375\text{m}$

Longitudinal

➔ Usar: $A_s = 1.875 \text{ cm}^2$

Espaciamiento del Refuerzo

$S = \frac{100 \times A_b}{A_s}$	}	$S_{max} = 0.45 \text{ cm}$
$S_{1/2''}$		68.80 cm
$S_{3/8''}$		37.87 cm

$S_{3/8''} < S_{max}$ ➔ Usar: $\emptyset 3/8'' @ 0.375\text{m}$

Cálculo del Refuerzo en la Losa de Cuneta

Como se puede observar en las ilustraciones 38 y 40, respectivamente no presenta flexión en la cara superior, por lo que se tomará el refuerzo mínimo, mientras que para la cara inferior tomaremos para el diseño el momento mayor producido en esta cara. Adoptaremos el diámetro de la barra Φ 1/2" o sea 1.27cm.

Adoptaremos

$$\begin{aligned} r &= 4.00 \text{ cm} && \text{(Cara Superior)} \\ r &= 7.50 \text{ cm} && \text{(Cara Inferior)} \end{aligned}$$

Refuerzo en la Cara Inferior

Caso I;

$$M_A = 150.50 \text{ Kg - m}$$

$$M_B = 104.80 \text{ Kg - m}$$

Caso II;

$$M_A = 104.14 \text{ Kg - m}$$

$$M_B = 126.64 \text{ Kg - m}$$

Tomaremos el mayor momento:

$$M_U = 1.8 \times M$$

M_U	270.90 Kg - m
-------	----------------------

Datos para el diseño

$$\emptyset = 0.90 \quad \text{(Por flexión)}$$

$$F_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F'_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$$

$$R = 7.5 \text{ cm} \quad \text{(Recubrimiento)}$$

Asumiendo un refuerzo de $\emptyset = 1/2"$:

$$D = 1.27 \text{ cm}$$

$$d = d_1 - \left(R + \frac{\emptyset}{2} \right)$$

d	6.87 cm
---	---------

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times F_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0.85 \times f'_c \times B}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \times 0.85 \times f'_c \times B}}$$

$$a = 0.301 \text{ cm}$$

$$A_s = 1.067 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.301 \text{ cm} \quad \text{.....OK!}$$

Refuerzo en la losa

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} \times B \times d$$

$A_{s_{min}}$	1.167 cm ²
---------------	-----------------------

Muros:	$\rho_{min} = 0.0015$
Losas:	$\rho_{min} = 0.0017$

$$A_s < A_{s_{min}}$$



Usar: $A_s = 1.167 \text{ cm}^2$

Espaciamiento del Refuerzo

$$S = \frac{100 \times A_b}{A_s}$$

$S_{1/2''}$	110.54 cm
$S_{3/8''}$	60.84 cm

$$S_{max} = 0.45 \text{ m}$$

$$S_{3/8''} > S_{max}$$



Usar: $\phi 3/8'' @ 0.450 \text{ m}$

Refuerzo en la Cara Superior ($A_{s_{min}}$)

Datos para el diseño

ϕ	= 0.90	(Por flexión)
F_y	= 4,200 Kg/cm ²	
F'_c	= 175 Kg/cm ²	
R	= 4.0 cm	(Recubrimiento)

Asumiendo un refuerzo de $\phi = 1/2''$:

$$D = 1.27 \text{ cm}$$

$$d = d_1 - \left(R + \frac{\phi}{2} \right)$$

d	10.37 cm
---	----------

Refuerzo en la losa

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} \times B \times d$$

$A_{s_{min}}$	1.762 cm ²
---------------	-----------------------

Muros: $\rho_{min} = 0.0015$

Losas: $\rho_{min} = 0.0017$

➔ Usar: $A_s = 1.762 \text{ cm}^2$

Espaciamiento del Refuerzo

$$S = \frac{100 \times A_b}{A_s}$$

$S_{1/2''}$	73.21 cm
-------------	----------

$S_{3/8''}$	40.29 cm
-------------	----------

$S_{max} = 0.45 \text{ m}$

$S_{3/8''} < S_{max}$ ➔ Usar: $\phi 3/8'' @ 0.400\text{m}$

Refuerzo de Reparación por Contracción y Temperatura ($A_{s^{\circ}}$)

Este refuerzo servirá para la cara superior e inferior

$$A_{s^{\circ}} = \rho_{min} \times B \times d_T$$

$A_{s^{\circ}}$	2.700 cm ²
-----------------	-----------------------

Muros: $\rho_{min^{\circ}} = 0.0025$

Losas: $\rho_{min^{\circ}} = 0.0018$

$A_{s^{\circ}} > A_{s_{min}}$ ➔ Usar: $A_{s^{\circ}} = 2.700 \text{ cm}^2$

Repartiendo en ambos sentidos

$A_{s^{\circ}}/2$	1.350 cm ²
-------------------	-----------------------

Transversal

$$A_{t^{\circ}} > A_s = 1.17 \text{ cm}^2$$

➔ Usar: $A_s = 1.350 \text{ cm}^2$

Espaciamiento del Refuerzo

$$S = \frac{100 \times A_b}{A_s}$$

$S_{1/2''}$	95.56 cm
$S_{3/8''}$	52.59 cm

$$S_{max} = 0.45 m$$

$$S_{3/8''} > S_{max} \quad \rightarrow \quad \text{Usar: } \phi 3/8'' @ 0.450m$$

Longitudinal

$$\rightarrow \quad \text{Usar: } A_s = 1.350 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento del Refuerzo

$$S = \frac{100 \times A_b}{A_s}$$

$S_{1/2''}$	95.56 cm
$S_{3/8''}$	52.59 cm

$$S_{max} = 0.45 cm$$

$$S_{3/8''} > S_{max} \quad \rightarrow \quad \text{Usar: } \phi 3/8'' @ 0.450m$$

RESUMEN DEL CÁLCULOParedes

Cara Exterior

Vertical

$$\text{Usar: } \phi 3/8'' @ 0.375m$$

Paralelo al eje

$$\text{Usar: } \phi 3/8'' @ 0.375m$$

Piso

Cara Superior

Perpendicular al eje

$$\text{Usar: } \phi 3/8'' @ 0.450m$$

Paralelo al eje

Usar: ϕ 3/8" @ 0.450m

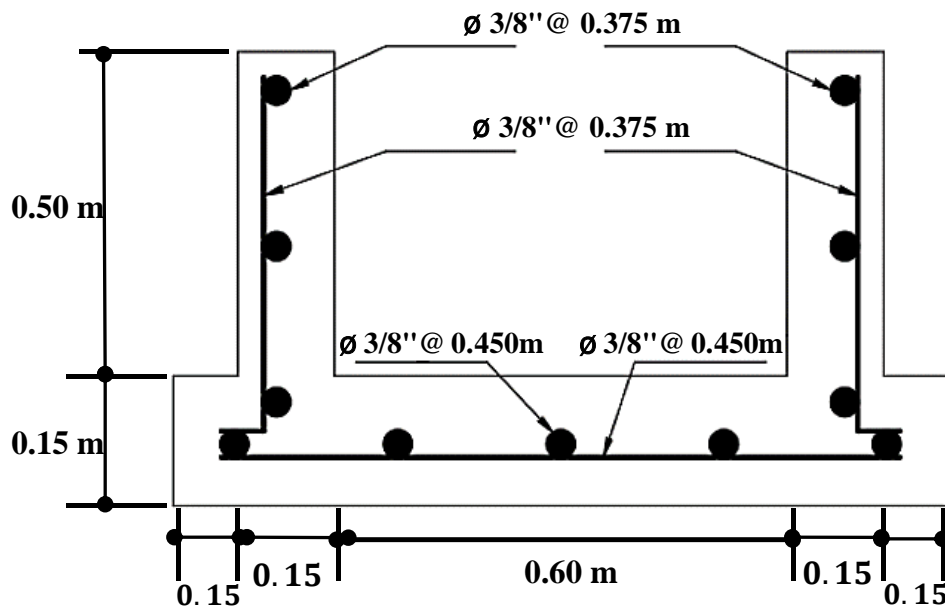


Figura 37: Distribución de acero en el Colector Secundario C-34.

Tabla 38

Especificaciones para el Diseño del Colector Secundario C-34.

Especificaciones Técnicas

$$f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f'_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$$

Recubrimientos:

Paredes $r = 4.0 \text{ cm}$

Losa Cara Inferior $r = 7.5 \text{ cm}$

Cara Superior $r = 4.0 \text{ cm}$

Capacidad Portante del Suelo Seco (σ_t) 0.58 Kg/cm^2

3.1.7.1.4. Colector Secundario C-25 (0.40 x 0.40 m) - Sector II

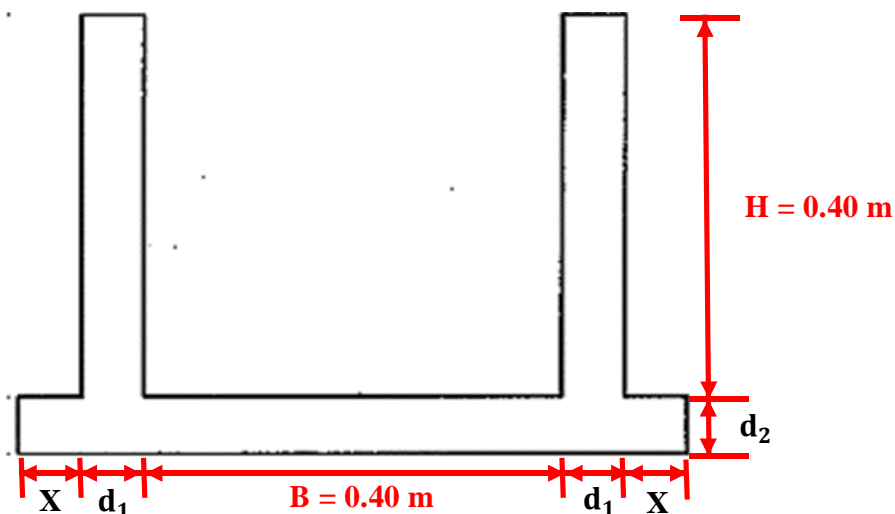


Figura 38: Sección del colector secundario C- 25.

Datos de Diseño

- Peso Específico del Suelo Seco = **1,810 Kg/m³** (Obtenida del Estudio de Suelos)
- Ángulo de fricción Interna = **7°** (Obtenida del Estudio de Suelos)
- Capacidad Portante del Terreno = **0.48 Kg/cm²** (Obtenida del Estudio de Suelos)

Características del refuerzo de concreto:

$$f'_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$$

Caso I: Pozo sin agua, Terreno Seco

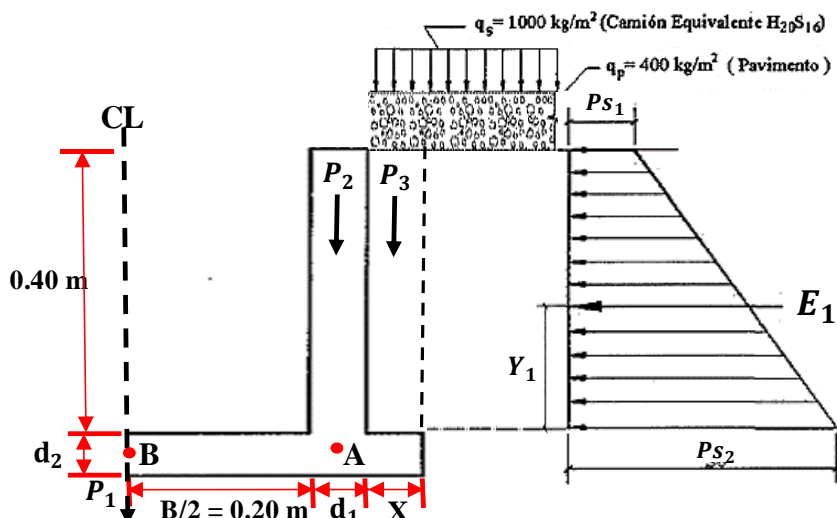


Figura 39: Sección transversal del colector secundario C – 25.

Coefficiente de Empuje Activo (Ka)

$$K_a = \operatorname{Tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right)$$

Ka	0.7827
----	--------

Caso I: Cuando la cuneta está sin agua y terreno seco según la figura anterior, tenemos:

$$B = 0.40 \text{ m} \quad H = 0.40 \text{ m}$$

Luego:

$$P_{s1} = K_a(q_s + q_p)$$

P_{s1}	1095.83 kg/m ²
----------	---------------------------

$$h_{s/c} = \frac{q_s + q_p}{\gamma_s}$$

$h_{s/c}$	0.77 m
-----------	--------

$$P_{s2} = K_a \times \gamma_s (H + h_{s/c})$$

P_{s2}	1662.54 kg/m ²
----------	---------------------------

$$E_1 = \frac{1}{2} (P_{s1} + P_{s2}) H$$

E_1	551.67 kg/m
-------	-------------

$$Y_1 = \frac{H^2 + 3Hh_{s/c}}{3(H + 2h_{s/c})}$$

Y_1	0.186 m
-------	---------

El momento en el punto "A" será:

$$M_A = E_1 \times Y_1$$

M_A	102.78 Kg - m
-------	----------------------

Calculamos d_1 y d_2

$$d = \begin{cases} \frac{h}{15} \\ \text{ó} \\ 15 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{El Mayor}$$

$$d_{\min} = 0.15 \text{ m}$$

d	0.03 m
---	--------

d_1	0.15 m
d_2	0.15 m

Luego:

$$q = \gamma_a(H + d_2)$$

q	550 kg/m
---	----------

El momento en el punto "B" será:

$$M_B = M_A - \frac{1}{8} q(B + d_1)^2$$

M_B	81.98 Kg - m
-------	---------------------

Diagrama de Momentos

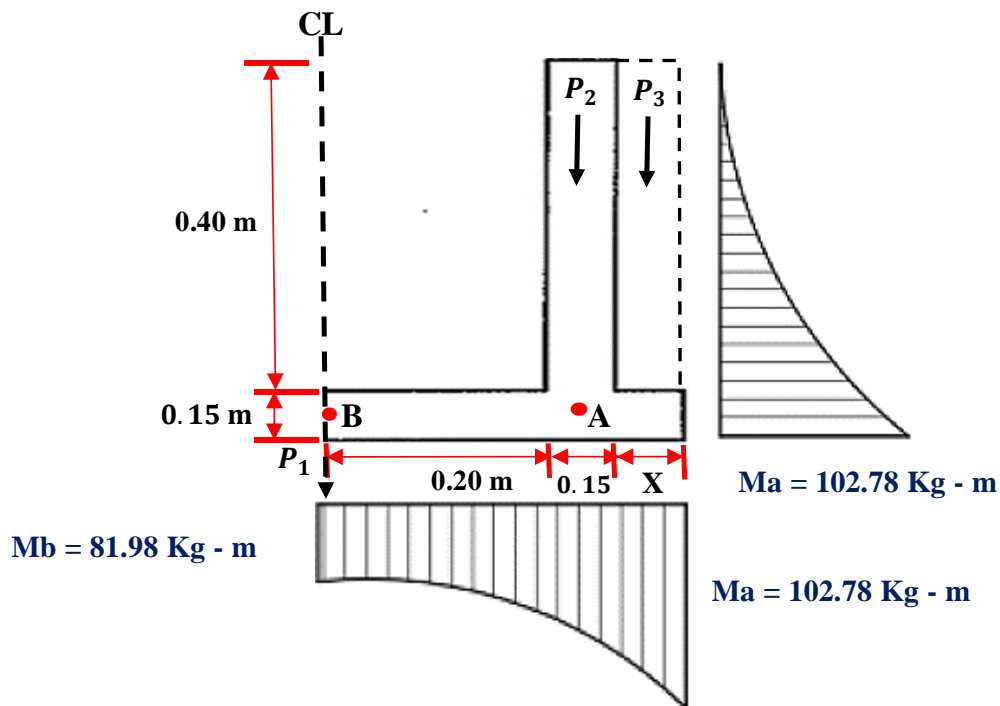


Figura 40: Diagrama de Momentos en el colector secundario C-25, para el caso I.

Obteniendo los resultados de los diagramas de momentos procedemos con el cálculo estructural:

$$P_1 = (B + 2d_1 + 2)d_2 \times \gamma_c$$

P_1	360.00 kg/m
-------	-------------

$$P_2 = d_1 \times H \times \gamma_c$$

P_2	144.00 kg/m
-------	-------------

$$P_3 = X \times H \times \gamma_s$$

P_3	108.60 kg/m
-------	-------------

Presión de la Estructura sobre el Terreno

$$\sigma_T = \frac{P_1 + 2P_2 + 2P_3}{(B + 2d_1 + 2X) 10000}$$

σ_T	0.09 Kg/cm ²
------------	-------------------------

Factor de Seguridad

$$F = \frac{\sigma_t}{\sigma_T}$$

F	5.55	> 2.00OK!
---	------	--------	----------

Caso II: La Poza está llena hasta la cota superior de la pared lateral

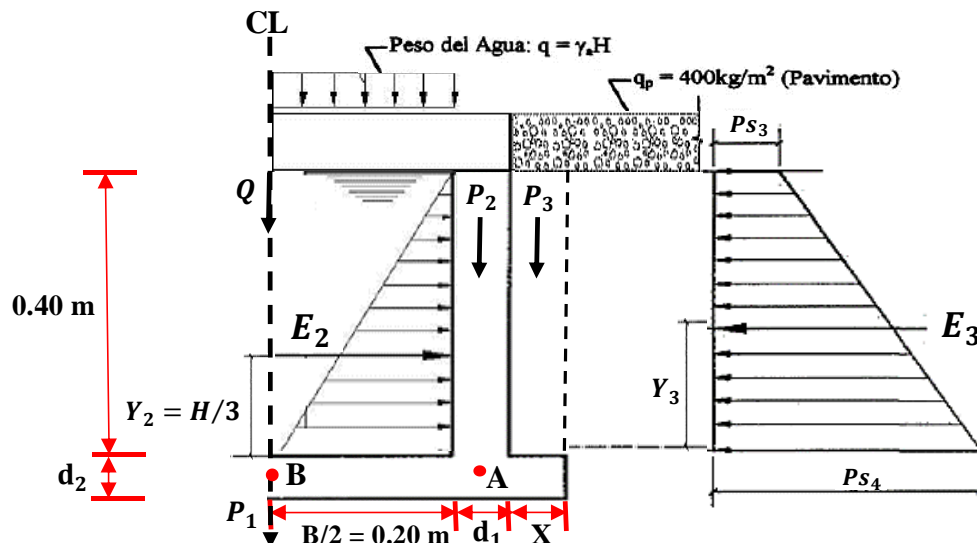


Figura 41: La poza del colector secundario C-25, está llena hasta la cota superior de la pared lateral.

$$h' = \frac{q_p}{\gamma_s}$$

h'	0.221 m
----	---------

Coefficiente de Empuje Activo (Ka)

$$K_a = Tg^2 \left(45^\circ - \frac{\Phi}{2} \right)$$

Ka	0.7827
----	--------

$$E_3 = \frac{1}{2} K_a \times \gamma_s (H + 2h')$$

E ₃	596.45 kg/m
----------------	-------------

$$Y_3 = \frac{H^2 + 3Hh'}{3(H + 2h')}$$

Y_3	0.168 m
-------	---------

Empuje de Agua "E₂" (kg/m)

$$E_2 = \frac{1}{2} \gamma_a H^2$$

E_2	80.00 kg/m
-------	------------

$$Y_2 = \frac{H}{3}$$

Y_2	0.133 m
-------	---------

El momento en el Punto "A" en el caso II

$$M_A = E_2 \times Y_2 - E_3 \times Y_3$$

M_A	-89.73 Kg - m
-------	---------------

Luego:

$$q = \gamma_a H$$

q	400 kg/m ²
---	-----------------------

El momento en el Punto "B" en el caso II

$$M_B = \frac{qb^2}{8} - M_A$$

M_B	97.73 Kg - m
-------	--------------

Diagrama de Momentos

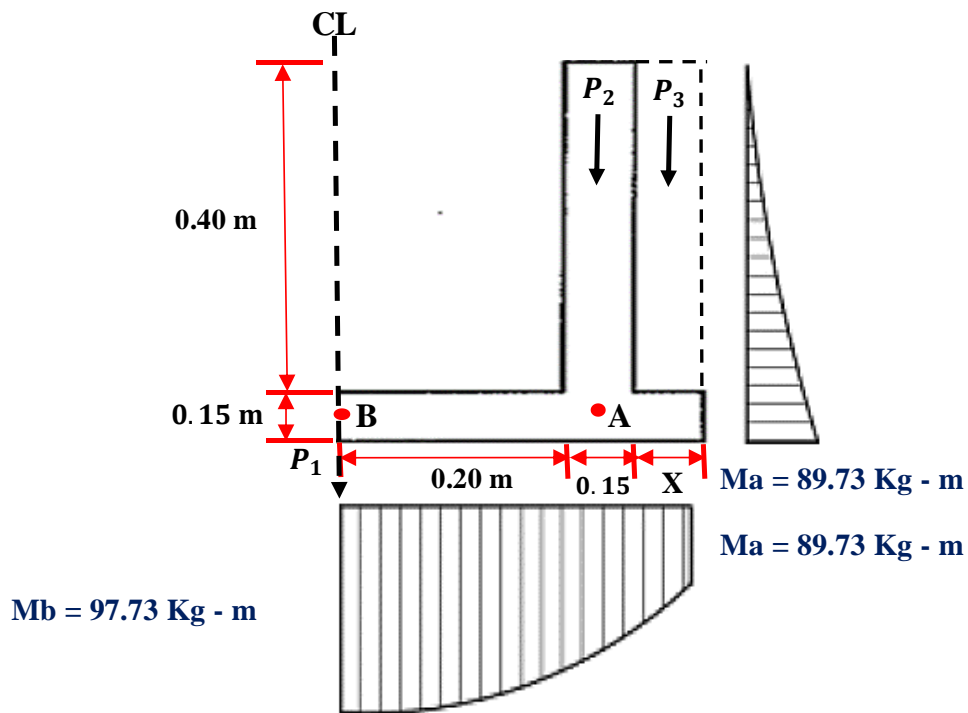


Figura 42: Diagrama de Momentos en el colector secundario C-25, para el caso II.

$$P_1 = (B + 2d_1 + 2X)d_2 \times \gamma_c$$

P_1	360.00 kg/m
-------	-------------

$$P_2 = d_1 \times H \times \gamma_c$$

P_2	144.00 kg/m
-------	-------------

$$P_3 = X \times H \times \gamma_s$$

P_3	108.60 kg/m
-------	-------------

$$Q = \gamma_a \times H \times B$$

Q	160.00 kg/m
-----	-------------

Presión de la Estructura sobre el Terreno

$$\sigma_T = \frac{P_1 + 2P_2 + 2P_3 + Q}{(B + 2d_1 + 2X) 10000}$$

σ_T	0.11 Kg/cm ²
------------	-------------------------

Factor de Seguridad

$$F = \frac{\sigma_t}{\sigma_T}$$

F	5.27	> 2.00OK!
----------	-------------	------------------	-----------------

Cálculo de Refuerzo en las Paredes

Según las ilustraciones 44 y 46 del diagrama de momentos en el punto "A", para los casos I y II, que produce en las paredes, razón por la cual se calculará el refuerzo en la cara exterior con el momento mayor de uno los dos casos. y para en refuerzo en la cara interior se determinará el área de refuerzo mínimo (As mín.) por no presentar esfuerzos debido a momento flector en esta cara.

Momento en la Cara Exterior

M_A	102.78 Kg - m
----------------------	----------------------

M_A	89.73 Kg - m
----------------------	---------------------

Luego el momento último es:

$$M_U = 1.8 \times M$$

M_U	185.00 Kg - m
----------------------	----------------------

Datos para el diseño

\emptyset	=	0.90	(Por flexión)
F_y	=	4,200 Kg/cm ²	
F'_c	=	175 Kg/cm ²	
R	=	4.0 cm	(Recubrimiento)

Asumiendo un refuerzo de $\phi = 1/2"$:

$$D = 1.27 \text{ cm}$$

$$d = d_1 - \left(R + \frac{\phi}{2} \right)$$

d	10.37 cm
---	----------

Haciendo uso de las ecuaciones

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0.85 \times f'_c \times B}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \times 0.85 \times f'_c \times B}}$$

$$a = 0.134 \text{ cm}$$

$$A_s = 0.475 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.134 \text{ cm} \quad \dots\text{OK!}$$

Refuerzo en los muros

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} \times B \times d$$

$A_{s_{min}}$	1.555 cm ²
---------------	-----------------------

Muros:	$\rho_{min} = 0.0015$
Losas:	$\rho_{min} = 0.0017$

$$A_s < A_{s_{min}}$$



Usar: $A_s = 1.555 \text{ cm}^2$

Espaciamiento del Refuerzo

$$S = \frac{100 \times A_b}{A_s}$$

$S_{1/2}"$	82.97 cm
------------	----------

$S_{3/8}"$	45.67 cm
------------	----------

$$S_{max} = 0.45 \text{ m}$$

$$S_{3/8}" > S_{max}$$



Usar: $\phi 3/8" @ 0.450 \text{ m}$

Refuerzo de Reparación por Contracción y Temperatura (A_{st}°)

Este refuerzo se colocará horizontalmente

$A_{st}^{\circ} = \rho_{min} \times B \times d_T$	}	Muros: $\rho_{min}^{\circ} = 0.0025$
		Losas: $\rho_{min}^{\circ} = 0.0018$

A_{st}°	3.750 cm ²
------------------	-----------------------

$A_{st}^{\circ} > A_{s_{min}}$ ➔ Usar: $A_{st}^{\circ} = 3.750 \text{ cm}^2$

Repartiendo en ambos sentidos

$A_{st}^{\circ}/2$	1.875 cm ²
--------------------	-----------------------

Transversal

$A_{t}^{\circ} > A_s = 1.55 \text{ cm}^2$

➔ Usar: $A_s = 1.875 \text{ cm}^2$

Espaciamiento del Refuerzo

$S = \frac{100 \times A_b}{A_s}$	}	$S_{max} = 0.45 \text{ m}$

$S_{1/2''}$	68.80 cm
$S_{3/8''}$	37.87 cm

$S_{3/8''} < S_{max}$ ➔ Usar: $\emptyset 3/8'' @ 0.375\text{m}$

Longitudinal

➔ Usar: $A_s = 1.875 \text{ cm}^2$

Espaciamiento del Refuerzo

$S = \frac{100 \times A_b}{A_s}$	}	$S_{max} = 0.45 \text{ cm}$

$S_{1/2''}$	68.80 cm
$S_{3/8''}$	37.87 cm

$S_{3/8''} < S_{max}$ ➔ Usar: $\emptyset 3/8'' @ 0.375\text{m}$

Cálculo del Refuerzo en la Losa de Cuneta

Como se puede observar en las ilustraciones 44 y 46, respectivamente no presenta flexión en la cara superior, por lo que se tomará el refuerzo mínimo, mientras que para la cara inferior tomaremos para el diseño el momento mayor producido en esta cara. Adoptaremos el diámetro de la barra Φ 1/2" o sea 1.27cm.

Adoptaremos

$$\begin{aligned} r &= 4.00 \text{ cm} && \text{(Cara Superior)} \\ r &= 7.50 \text{ cm} && \text{(Cara Inferior)} \end{aligned}$$

Refuerzo en la Cara Inferior

Caso I;

$$M_A = 102.78 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_B = 81.98 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Caso II;

$$M_A = 89.73 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

$$M_B = 97.73 \text{ Kg} \cdot \text{m}$$

Tomaremos el mayor momento:

$$M_U = 1.8 \times M$$

M_U	185.00 Kg - m
-------	----------------------

Datos para el diseño

$$\emptyset = 0.90 \quad \text{(Por flexión)}$$

$$F_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F'_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$$

$$R = 7.5 \text{ cm} \quad \text{(Recubrimiento)}$$

Asumiendo un refuerzo de $\emptyset = 1/2"$:

$$D = 1.27 \text{ cm}$$

$$d = d_1 - \left(R + \frac{\emptyset}{2} \right)$$

d	6.87 cm
---	---------

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times F_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0.85 \times f'_c \times B}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \times 0.85 \times f'_c \times B}}$$

$$a = 0.204 \text{ cm}$$

$$A_s = 0.724 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.204 \text{ cm} \quad \dots\text{OK!}$$

Refuerzo en la losa

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} \times B \times d$$

$A_{s_{min}}$	1.167 cm ²
---------------	-----------------------

Muros: $\rho_{min} = 0.0015$

Losas: $\rho_{min} = 0.0017$

$$A_s < A_{s_{min}}$$



Usar: $A_s = 1.167 \text{ cm}^2$

Espaciamiento del Refuerzo

$$S = \frac{100 \times A_b}{A_s}$$

$S_{1/2''}$	110.54 cm
$S_{3/8''}$	60.84 cm

$$S_{max} = 0.45 \text{ m}$$

$$S_{3/8''} > S_{max}$$



Usar: $\phi 3/8'' @ 0.450 \text{ m}$

Refuerzo en la Cara Superior ($A_{s_{min}}$)

Datos para el diseño

$$\begin{aligned} \phi &= 0.90 && \text{(Por flexión)} \\ F_y &= 4,200 \text{ Kg/cm}^2 \\ F'_c &= 175 \text{ Kg/cm}^2 \\ R &= 4.0 \text{ cm} && \text{(Recubrimiento)} \end{aligned}$$

Asumiendo un refuerzo de $\phi = 1/2''$:

$$D = 1.27 \text{ cm}$$

$$d = d_1 - \left(R + \frac{\phi}{2} \right)$$

d	10.37 cm
---	----------

Refuerzo en la losa

$$A_{s_{min}} = \rho_{min} \times B \times d$$

$A_{s_{min}}$	1.762 cm ²
---------------	-----------------------

Muros: $\rho_{min} = 0.0015$

Losas: $\rho_{min} = 0.0017$

➔ Usar: $A_s = 1.762 \text{ cm}^2$

Espaciamiento del Refuerzo

$$S = \frac{100 \times A_b}{A_s}$$

$S_{1/2''}$	73.21 cm
-------------	----------

$S_{3/8''}$	40.29 cm
-------------	----------

$S_{max} = 0.45 \text{ m}$

$S_{3/8''} < S_{max}$ ➔ Usar: $\phi 3/8'' @ 0.400 \text{ m}$

Refuerzo de Reparación por Contracción y Temperatura ($A_{s^{\circ}}$)

Este refuerzo servirá para la cara superior e inferior

$$A_{s^{\circ}} = \rho_{min} \times B \times d_T$$

$A_{s^{\circ}}$	2.700 cm ²
-----------------	-----------------------

Muros: $\rho_{min^{\circ}} = 0.0025$

Losas: $\rho_{min^{\circ}} = 0.0018$

$A_{s^{\circ}} > A_{s_{min}}$ ➔ Usar: $A_{s^{\circ}} = 2.700 \text{ cm}^2$

Repartiendo en ambos sentidos

$A_{s^{\circ}}/2$	1.350 cm ²
-------------------	-----------------------

Transversal

$$A_{t^{\circ}} > A_s = 1.17 \text{ cm}^2$$

➔ Usar: $A_s = 1.350 \text{ cm}^2$

Espaciamiento del Refuerzo

$$S = \frac{100 \times A_b}{A_s}$$

$S_{1/2''}$	95.56 cm
$S_{3/8''}$	52.59 cm

$$S_{max} = 0.45 m$$

$$S_{3/8''} > S_{max} \quad \longrightarrow \quad \text{Usar: } \phi 3/8'' @ 0.450m$$

Longitudinal

$$\longrightarrow \quad \text{Usar: } A_s = 1.350 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento del Refuerzo

$$S = \frac{100 \times A_b}{A_s}$$

$S_{1/2''}$	95.56 cm
$S_{3/8''}$	52.59 cm

$$S_{max} = 0.45 cm$$

$$S_{3/8''} > S_{max} \quad \longrightarrow \quad \text{Usar: } \phi 3/8'' @ 0.450m$$

RESUMEN DEL CÁLCULO

Paredes

Cara Exterior

Vertical

$$\text{Usar: } \phi 3/8'' @ 0.375m$$

Paralelo al eje

$$\text{Usar: } \phi 3/8'' @ 0.375m$$

Piso

Cara Superior

Perpendicular al eje

$$\text{Usar: } \phi 3/8'' @ 0.450m$$

Paralelo al eje

Usar: $\phi 3/8'' @ 0.450\text{m}$

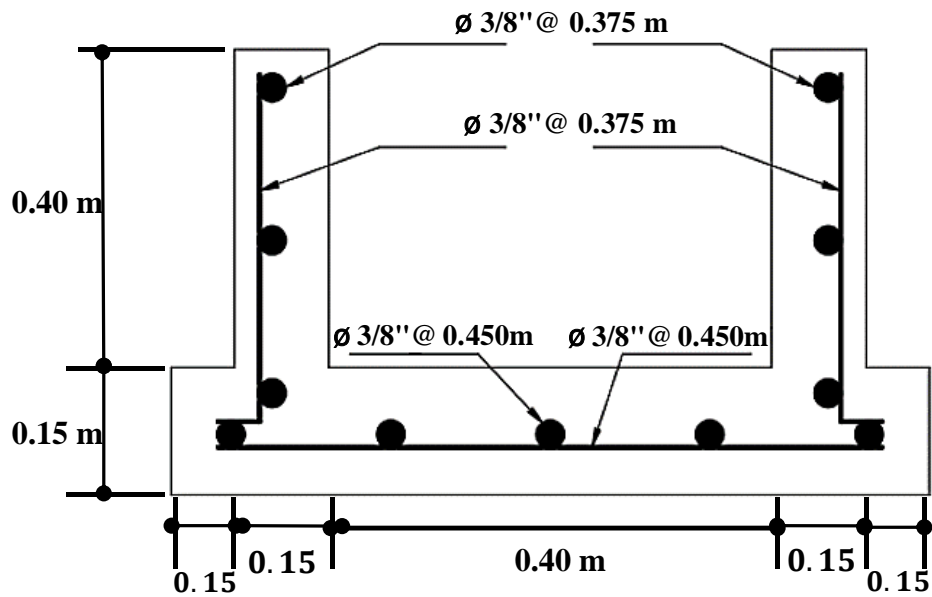


Figura 43: Distribución de acero en el Colector Secundario C-25.

Tabla 39

Especificaciones para el Diseño del Colector Secundario C-25.

Especificaciones Técnicas	
$f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$	
$f'_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$	
Recubrimientos:	
Paredes	$r = 4.0 \text{ cm}$
Losa	Cara Inferior $r = 7.5 \text{ cm}$
	Cara Superior $r = 4.0 \text{ cm}$
Capacidad Portante del Suelo Seco (σ_t)	0.48 Kg/cm^2

3.1.7.2. Diseño Estructural de Alcantarillas

Para el diseño estructural se ha determinado 02 dimensiones promedias de alcantarillas; las alcantarillas A-01 y A-26 de 0.70 x 0.60 m y 0.60 x 0.50 m, respectivamente. Se considerará como estructura vacía, los espesores a considerar son los mismos para las cunetas, teniendo en cuenta las siguientes condiciones de carga:

3.1.7.2.1. Alcantarilla A-01 (0.70 x 0.60 m) - Sector I

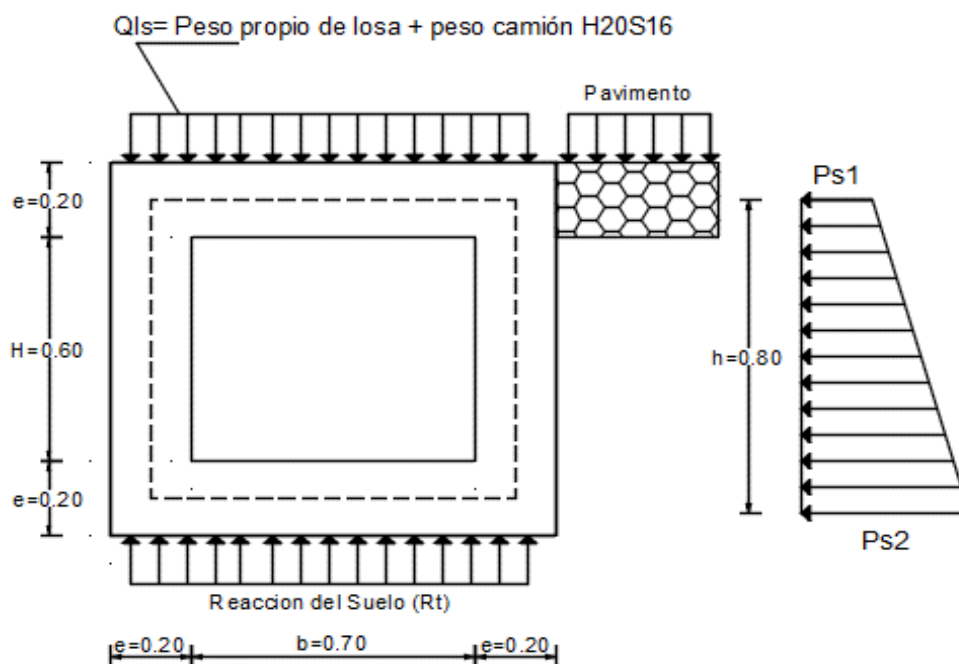


Figura 44: Sección transversal de la alcantarilla A-01 (0.70 x 0.60 m).

Predimensionamiento del Espesor de Paredes

$$e = \frac{H}{15} \text{ ó } 20 \text{ cm (El mayor de los dos)}$$

$$e = 0.04$$



$$e = 0.20 \text{ m}$$

Consideraciones adoptadas

Resist. a la compresión del C° (F'c) = 210 kg/cm²

Peso específico del C° (Y'c) = 2400 kg/m³

Ángulo interno = $\Theta = 23^\circ$

METRADO DE CARGAS**1. Carga sobre la losa superior (q1):***** Peso propio (q1):**

$$q_1 = e * b * Y'c = 0.20 * 0.70 * 2400$$

$$q_1 = 336 \text{ kg/m}$$

*** Carga Viva (qv)**

- Se considera como máximo, la carga correspondiente a un camión $H_{20}S_{16}$, donde la carga transmitida cada rueda posterior es de $PL = 8000 \text{ kg}$, Luego:

$$q_v = \frac{P_L}{(b+d_1)*1} = \frac{8000}{(0.70+0.20)*1}$$

$$q_v = 8888.89 \text{ kg/m}$$

*** Carga Total (Qls)**

$$Q_{ls} = q_1 + q_v = 336 + 8888.89$$

$$Q_{ls} = 9224.89 \text{ kg/m}$$

*** Peso de la estructura (PE):**

$$PE = Y'c [(2e + H)(2e + b) - H*b] + Pl$$

$$PE = 2400 * [(2*0.2 + 0.60)(2*0.20 + 0.70) - (0.60*0.70)] + 8000$$

$$PE = 9632 \text{ kg/m}$$

*** Reacción del terreno (RT):**

$$RT = \frac{PE}{(2e+b)*1} = \frac{9632}{(2*0.20+0.70)*1}$$

$$RT = 8756.36 \text{ kg/m}$$

*** Cargas sobre las paredes laterales:**

Coeficiente de empuje activo (k_a):

$$k_a = \text{Tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\theta}{2} \right) = k_a = \text{Tg}^2 \left(45^\circ - \frac{23}{2} \right)$$

$$K_a = 0.44$$

$$H_{s/c} = \frac{(q_s + q_p)}{Y_s}$$

$$H_{s/c} = (1000 + 400) / 1800$$

$q_s = 1000$ Peso equivalente del asfalto
 $q_p = 400$ Peso equivalente del camión
 $Y_s = 1800$ Peso equivalente del terreno

$$H_{s/c} = 0.78 \text{ m}$$

$$P_{s1} = k_a * Y_s * H_{s/c} = 0.44 * 1800 * 0.78$$

$$P_{s1} = 617.76 \text{ kg/m}$$

$$P_{s2} = k_a * Y_s (h + H_{s/c}) = 0.44 * 1800 (0.60 + 0.78)$$

$$P_{s2} = 1092.96 \text{ kg/m}$$

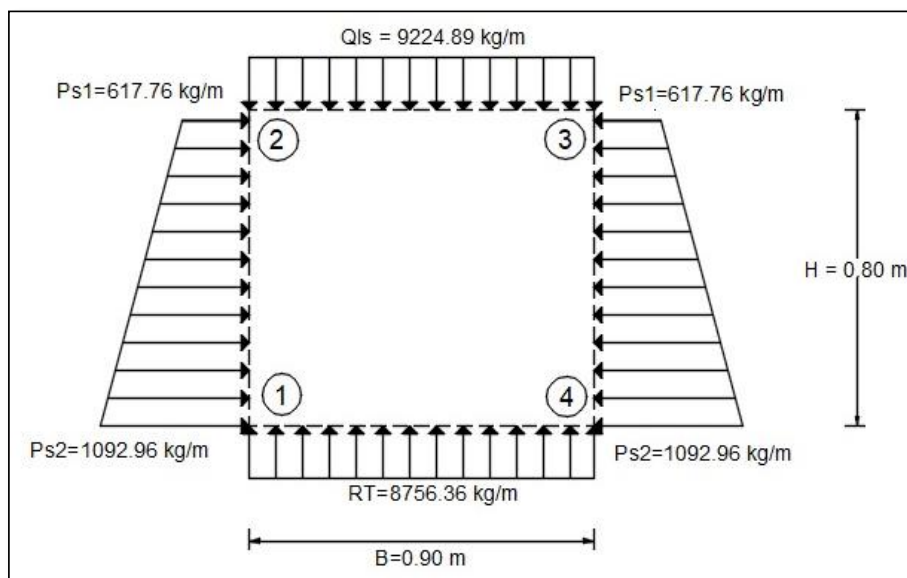


Figura 45: Distribución de esfuerzos en el marco rígido (Alcantarilla A-01 0.70 x 0.60 m).

Teniendo los valores: peso de la estructura, carga por el camión H20S16 y empuje de tierra se procede a calcular los momentos en el programa SAP2000 V20.0.0, utilizando una combinación de envolvente 1.4CM + 1.7CV.

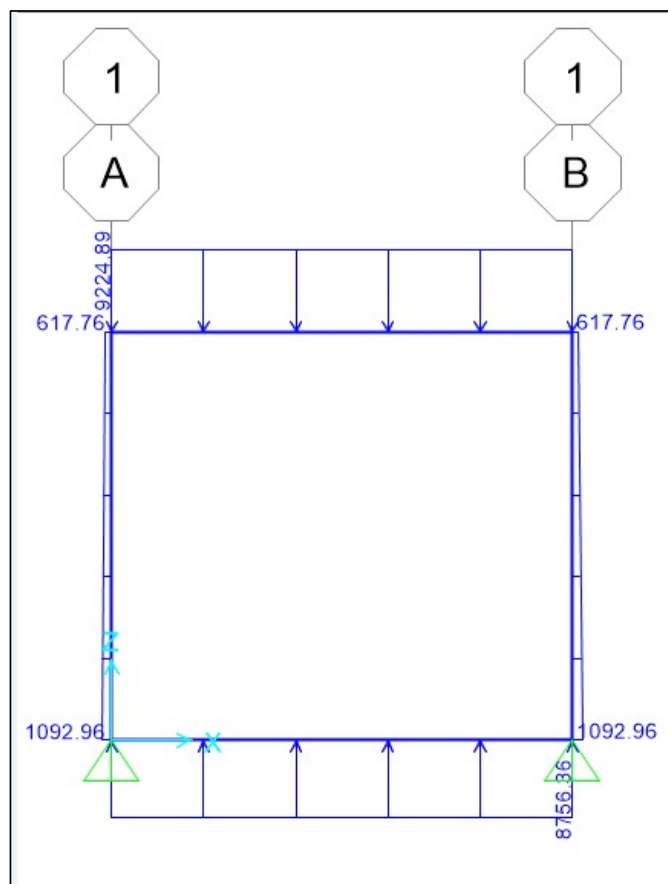


Figura 46: Cargas definidas en el programa Sap 2000 - Alcantarilla A-01 (0.70 x 0.60m).

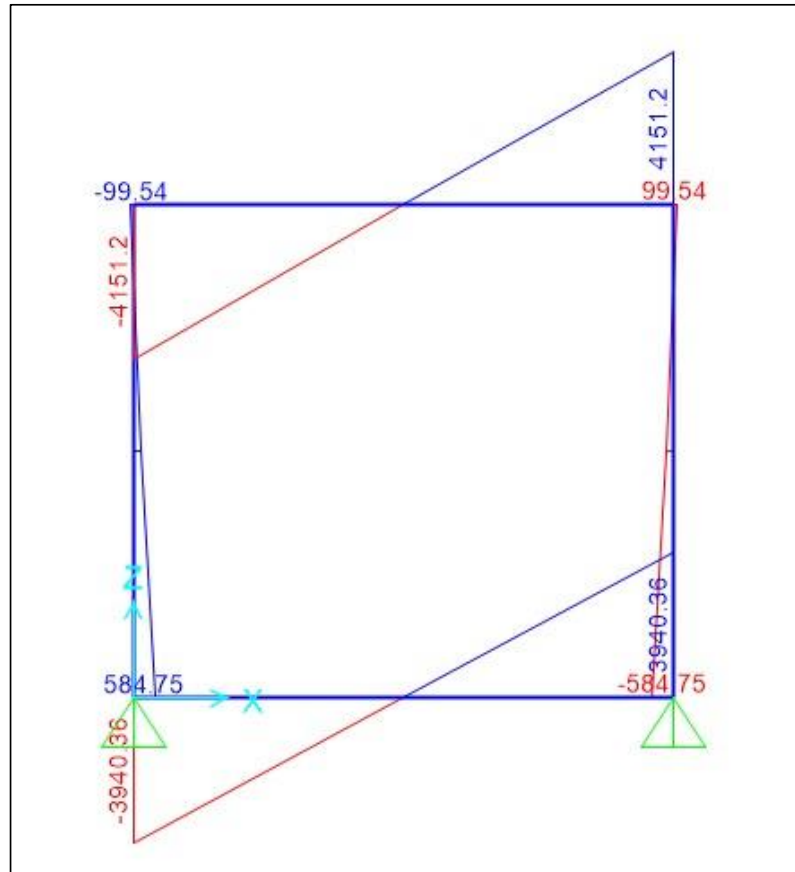


Figura 47: Diagrama de cortantes en la Alcantarilla A-01 (0.70 x 0.60 m).

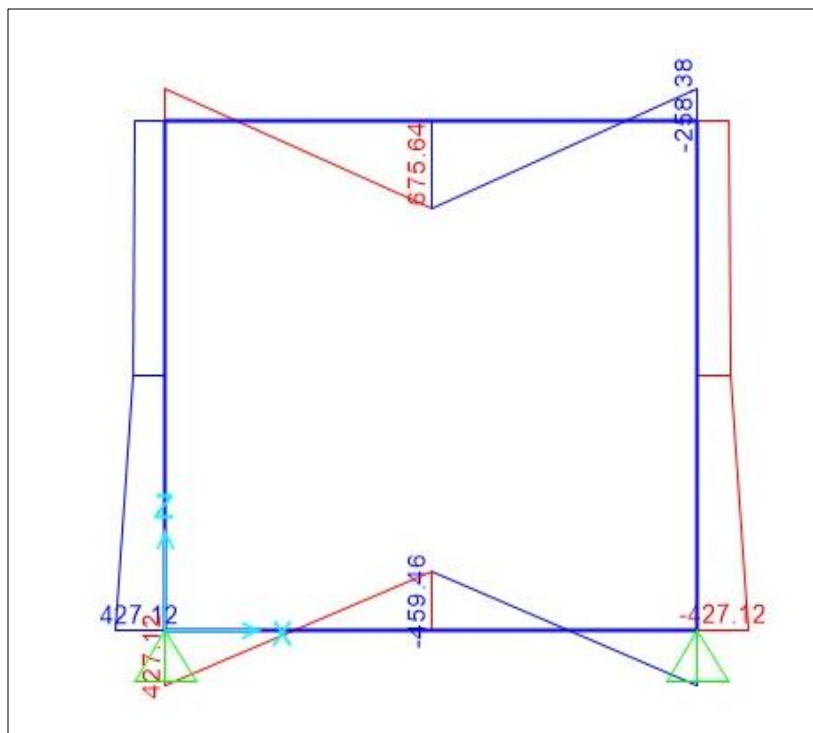


Figura 48: Diagrama de momentos en Alcantarilla A-01 (0.70 x 0.60 m)).

DISTRIBUCIÓN DE ACEROS

* Recubrimientos:

Para losa superior y paredes: 4 cm
 Para losa inferior: 7.5 cm

* Consideraciones adoptadas

$f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $Y'c = 2400 \text{ kg/m}^3$
 Ángulo interno = $\Theta = 23^\circ$

1. REFUERZO EN LA LOSA SUPERIOR:

* Verificación del Esfuerzo Cortante

Asumiendo refuerzo de 1/2" de 1.27 cm² de área:

$$d = 20 - \left(4 + \frac{1.27}{2} \right)$$

$$d = 15.37 \text{ cm}$$

$$V = 4151.20 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.8 * V_{23} = 1.8 * (4151.20)$$

$$V_u = 7472.16 \text{ kg}$$

$$T_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{7472.16}{100 * 15.37}$$

$$T_u = 4.86 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_c = 0.50 * \phi * \sqrt{f'c} = 0.5 * 0.85 * \sqrt{210}$$

$$T_c = 6.16 \text{ kg/cm}^2$$

Luego verificamos que:

$$T_u < T_c \quad \longrightarrow \quad 4.86 < 6.16 \quad \dots \text{OK}$$

Hacemos:

$$\frac{V_u}{b * d} = \frac{7472.16}{100 * d} = 4.86$$

$$d = 15.37 \text{ cm}$$

Luego el espesor (e):

$$e = d + r + \frac{1.27}{2} = 15.37 + 4 + \frac{1.27}{2}$$

$$e = 20.01 \text{ cm}$$

Entonces el nuevo espesor en la losa superior será:

$$e = 20.00 \text{ cm}$$

1.1 . Refuerzo en la cara exterior (en los nudos)

* Momento en la cara exterior mayor:

$$M_{23} = 258.38 \text{ kg- m}$$

Luego el ultimo momento es :

$$M_u = 1.8 \times M = 1.8 * 258.38 \longrightarrow M_u = 465.08 \text{ kg-m}$$

Datos para el diseño

- $\phi = 0.90$ (Por flexión)
- $F_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$
- $F'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$
- $R = 4.0 \text{ cm}$ (Recubrimiento)

Asumiendo un refuerzo de $\phi = 1/2"$:

$$d = 20 - \left(4 + \frac{1.27}{2} \right) \longrightarrow d = 15.37 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0.85 \times f'_c \times B}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \times 0.85 \times f'_c \times B}}$$

$a = 0.190 \text{ cm}$ $A_s = 0.806 \text{ cm}^2$ $a = 0.190 \text{ cm} \dots\text{OK!}$

Refuerzo mínimo (A_{smin})

$$A_{smin} = \rho_{min} \times B \times d$$

A_{smin}	2.612 cm^2
------------	----------------------

Muros: $\rho_{min} = 0.0015$

Losas: $\rho_{min} = 0.0017$

$A_s < A_{smin} \longrightarrow$ Usar: $A_s = 2.612 \text{ cm}^2$

Espaciamiento del Refuerzo

$$S = \frac{100 \times A_b}{A_s} \longrightarrow S_{max} = 0.45 \text{ cm}$$

$S_{1/2''}$	49.39 cm
-------------	----------

$S_{3/8''}$	27.18 cm
-------------	----------

$$S_{3/8''} < S_{\max} \quad \longrightarrow \quad \text{Usar: } \phi 3/8'' @ 0.270\text{m}$$

1.2. Refuerzo en la cara interior (Centro losa)

$$M_u = 1.8 \times M = 1.8 * 459.46$$

$$M_u = 827.03 \text{ kg-m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0.85 \times f'_c \times B}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \times 0.85 \times f'_c \times B}}$$

$$a = 0.339 \text{ cm}$$

$$A_s = 1.440 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.339 \text{ cm} \quad \dots\text{OK!}$$

Refuerzo mínimo ($A_{s\min}$)

$$A_{s\min} = \rho_{\min} \times B \times d$$

Muros:	$\rho_{\min} = 0.0015$
Losas:	$\rho_{\min} = 0.0017$

$A_{s\min}$	2.612 cm ²
-------------	-----------------------

$$A_s < A_{s\min} \quad \longrightarrow \quad \text{Usar: } A_s = 2.612 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento del Refuerzo

$$S = \frac{100 \times A_b}{A_s}$$

$$S_{\max} = 0.45 \text{ cm}$$

$S_{1/2''}$	49.39 cm
-------------	----------

$S_{3/8''}$	27.18 cm
-------------	----------

$$S_{3/8''} < S_{\max} \quad \longrightarrow \quad \text{Usar: } \phi 3/8'' @ 0.270\text{m}$$

2. REFUERZO EN LA LOSA INFERIOR

Verificación del esfuerzo cortante:

$$d = 20 - \left(7.5 + \frac{1.27}{2} \right) \longrightarrow \boxed{d = 11.87 \text{ cm}}$$

$$V = 3940.36 \text{ kg}$$

$$\boxed{V_u = 1.8 * V_{14} = 1.8 * (3940.36)} \longrightarrow \boxed{V_u = 7092.65 \text{ kg}}$$

$$\boxed{T_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{7092.65}{100 \times 11.87}} \longrightarrow \boxed{T_u = 5.98 \text{ kg/cm}^2}$$

$$\boxed{T_c = 0.50 \times \phi \times \sqrt{f'_c} = 0.5 \times 0.85 \times \sqrt{210}} \longrightarrow \boxed{T_c = 6.16 \text{ kg/cm}^2}$$

Luego verificamos que:

$$T_u < T_c \longrightarrow 5.98 < 6.16 \quad \dots \text{OK}$$

Hacemos:

$$\frac{V_u}{b \times d} = \frac{7092.65}{100 \times d} = 5.98 \quad \boxed{d = 11.87 \text{ cm}}$$

Luego el espesor (e):

$$e = d + r + \frac{1.27}{2} = 11.87 + 7.50 + \frac{1.27}{2} \quad d = 20.05 \text{ cm}$$

Entonces el nuevo espesor en la losa superior será $\boxed{e = 20.00 \text{ cm}}$

2.1. Refuerzo en la cara exterior (en los nudos)

* Momento en la cara exterior mayor: $M_{14} = 427.12 \text{ kg- m}$

Luego el ultimo momento es :

$$\boxed{M_u = 1.8 \times M = 1.8 * 427.12} \quad \boxed{M_u = 768.82 \text{ kg - m}}$$

Datos para el diseño

$$\begin{aligned} \phi &= 0.90 && \text{(Por flexión)} \\ F_y &= 4,200 \text{ Kg/cm}^2 \\ F'_c &= 210 \text{ Kg/cm}^2 \\ R &= 7.5 \text{ cm} && \text{(Recubrimiento)} \end{aligned}$$

Asumiendo un refuerzo de $\emptyset = 1/2"$:

$$d = 20 - \left(7.5 + \frac{1.27}{2} \right) \longrightarrow \boxed{d = 11.87 \text{ cm}}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\emptyset \times F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0.85 \times f'_c \times B}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\emptyset \times 0.85 \times f'_c \times B}}$$

$$a = 0.410 \text{ cm} \quad A_s = 1.744 \text{ cm}^2 \quad a = 0.410 \text{ cm} \quad \dots\text{OK!}$$

Refuerzo mínimo (A_{smin})

$$A_{smin} = \rho_{min} \times B \times d$$

Muros:	$\rho_{min} = 0.0015$
Losas:	$\rho_{min} = 0.0017$

A_{smin}	2.017 cm ²
------------	-----------------------

$$A_s < A_{smin} \quad \longrightarrow \quad \text{Usar: } A_s = 2.017 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento del Refuerzo

$$S = \frac{100 \times A_b}{A_s}$$

$S_{1/2"}$	63.95 cm
------------	----------

$S_{3/8"}$	35.20 cm
------------	----------

S_{max}	0.45 cm
-----------	---------

$$S_{3/8"} < S_{max} \quad \longrightarrow \quad \text{Usar: } \emptyset 3/8" @ 0.350m$$

2.2. Refuerzo en la cara interior (Centro losa)

$$M_u = 1.8 \times M = 1.8 * 459.46$$

$$\boxed{M_u = 827.03 \text{ kg-m}}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times F_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0.85 \times f'_c \times B}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \times 0.85 \times f'_c \times B}}$$

$a = 0.442 \text{ cm}$

$A_s = 1.879 \text{ cm}^2$

$a = 0.442 \text{ cm} \dots \text{OK!}$

Refuerzo mínimo (A_{smin})

$$A_{smin} = \rho_{min} \times B \times d$$

Muros:	$\rho_{min} = 0.0015$
Losas:	$\rho_{min} = 0.0017$

A_{smin}	2.017 cm ²
------------	-----------------------

$A_s < A_{smin}$



Usar: $A_s = 2.017 \text{ cm}^2$

Espaciamiento del Refuerzo

$$S = \frac{100 \times A_b}{A_s}$$

$S_{1/2"}$	63.95 cm
$S_{3/8"}$	35.20 cm

S_{max}	0.45 cm
-----------	---------

$S_{3/8"} < S_{max}$



Usar: $\phi 3/8" @ 0.350m$

2.3. Refuerzo de Reparación por Contracción y Temperatura (A_{st°)

Este refuerzo servirá para la cara superior e inferior.

$$A_{st^\circ} = \rho_{min} \times B \times d_T$$

Muros:	$\rho_{min^\circ} = 0.0025$
Losas:	$\rho_{min^\circ} = 0.0018$

A_{st°	3.60 cm ²
----------------	----------------------

$A_{st^\circ} > A_{smin}$



Usar: $A_{st^\circ} = 3.60 \text{ cm}^2$

Repartiendo en ambos sentidos

$A_{st^\circ}/2$	1.800 cm ²
------------------	-----------------------

Transversal

$$A_{st}^{\circ}/2 < A_s = 2.02 \text{ cm}^2$$

$$\longrightarrow \text{Usar: } A_s = 2.02 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento del Refuerzo

$$S = \frac{100 \times A_b}{A_s} \quad \left. \vphantom{S} \right\} S_{max} = 0.45 \text{ m}$$

$S_{1/2}$ "	63.95 cm
-------------	----------

$S_{3/8}$ "	35.20 cm
-------------	----------

$$S_{3/8} < S_{max} \quad \longrightarrow \text{Usar: } \phi 3/8" @ 0.350\text{m}$$

Longitudinal

$$\longrightarrow \text{Usar: } A_s = 1.800 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento del Refuerzo

$$S = \frac{100 \times A_b}{A_s} \quad \left. \vphantom{S} \right\} S_{max} = 0.45 \text{ cm}$$

$S_{1/2}$ "	71.67 cm
-------------	----------

$S_{3/8}$ "	39.44 cm
-------------	----------

$$S_{3/8} < S_{max} \quad \longrightarrow \text{Usar: } \phi 3/8" @ 0.390\text{m}$$

3. REFUERZO EN LAS PAREDES

Verificación del esfuerzo cortante:

$$d = 20 - \left(4 + \frac{1.27}{2} \right) \quad \longrightarrow \quad d = 15.37 \text{ cm}$$

$$V = 584.75 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.8 * V_{14} = 1.8 * (584.75) \quad \longrightarrow \quad V_u = 1052.55 \text{ kg}$$

$$T_u = \frac{V_u}{h \times d} = \frac{1052.55}{100 \times 15.37} \quad \longrightarrow \quad T_u = 0.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_c = 0.50 \times \phi \times \sqrt{f'_c} = 0.50 \times 0.85 \times \sqrt{210} \rightarrow T_c = 6.16 \text{ kg/cm}^2$$

Luego verificamos que:

$$T_u < T_c \rightarrow 0.68 < 6.16 \quad \dots \text{OK}$$

3.1. Refuerzo en el centro de las paredes

* Momento en la cara exterior mayor: $M_{14} = 258.38 \text{ kg} \cdot \text{m}$

Luego el ultimo momento es :

$$M_u = 1.8 \times M = 1.8 \times 258.38 \quad M_u = 465.08 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Asumiendo un refuerzo de $\phi = 1/2''$:

$$d = 20 - \left(4 + \frac{1.27}{2} \right) \rightarrow d = 15.37 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0.85 \times f'_c \times B}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \times 0.85 \times f'_c \times B}}$$

$$a = 0.190 \text{ cm} \quad A_s = 0.805 \text{ cm}^2 \quad a = 0.190 \text{ cm} \quad \dots \text{OK!}$$

Refuerzo mínimo (A_{smin})

$$A_{smin} = \rho_{min} \times B \times d$$

Muros:	$\rho_{min} = 0.0015$
Losas:	$\rho_{min} = 0.0017$

A_{smin}	2.613 cm ²
------------	-----------------------

$$A_s < A_{smin} \rightarrow \text{Usar: } A_s = 2.613 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento del Refuerzo

$$S = \frac{100 \times A_b}{A_s} \quad S_{max} = 0.45 \text{ cm}$$

$S_{1/2''}$	49.37 cm
-------------	----------

$S_{3/8''}$	27.17 cm
-------------	----------

$$S_{3/8''} < S_{\max} \quad \longrightarrow \quad \text{Usar: } \phi 3/8'' @ 0.270\text{m}$$

3.2. Refuerzo de Reparación por Contracción y Temperatura ($A_{st^{\circ}}$)

$A_{st^{\circ}} = \rho_{\min} \times B \times d_T$	} Muros: $\rho_{\min^{\circ}} = 0.0025$ Losas: $\rho_{\min^{\circ}} = 0.0018$
$A_{st^{\circ}}$	

$$A_{st^{\circ}} > A_{s_{\min}} \quad \longrightarrow \quad \text{Usar: } A_{st^{\circ}} = 5.000 \text{ cm}^2$$

Repartiendo en ambos sentidos

$A_{st^{\circ}}/2$	2.500 cm ²
--------------------	-----------------------

Transversal

$$A_{st^{\circ}}/2 < A_s = 2.61 \text{ cm}^2$$

$$\longrightarrow \quad \text{Usar: } A_s = 2.61 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento del Refuerzo

$S = \frac{100 \times A_b}{A_s}$	} $S_{\max} = 0.45 \text{ m}$
$S_{1/2''}$	
$S_{3/8''}$	27.17 cm

$$S_{3/8''} < S_{\max} \quad \longrightarrow \quad \text{Usar: } \phi 3/8'' @ 0.270\text{m}$$

Longitudinal

$$\longrightarrow \quad \text{Usar: } A_s = 2.613 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento del Refuerzo

$S = \frac{100 \times A_b}{A_s}$	} $S_{\max} = 0.45 \text{ cm}$

$S_{1/2''}$	49.37 cm
-------------	----------

$S_{3/8''}$	27.17 cm
-------------	----------

$S_{3/8''} < S_{\max}$ **➔ Usar: ϕ 3/8" @ 0.270m**

RESUMEN DEL CÁLCULO

1. Losa superior

1.1 Cara Exterior	3/8	@ 0.27m
1.2 Cara Interior	3/8	@ 0.27m
1.3 Refuerzo de repartición por contracción y T°:	3/8	@ 0.39m

2. Losa inferior

2.1 Cara Exterior	3/8	@ 0.35m
2.2 Cara Interior	3/8	@ 0.35m
2.3 Refuerzo de repartición por contracción y T°:	3/8	@ 0.39m

3. Paredes

3.1 Centro de la pared	3/8	@ 0.27m
3.2 Refuerzo de repartición por contracción y T°:	3/8	@ 0.27m

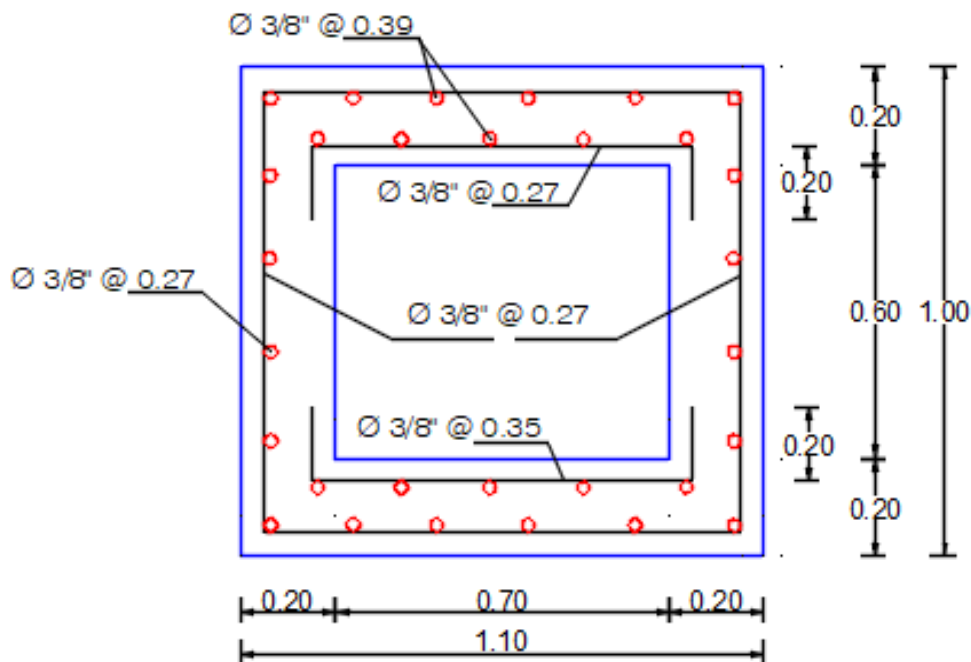


Figura 49: Distribución de acero en la alcantarilla A-01 (0.70 x 0.60 m).

3.1.7.2.2. Alcantarilla A-26 (0.60 x 0.50 m) - Sector III

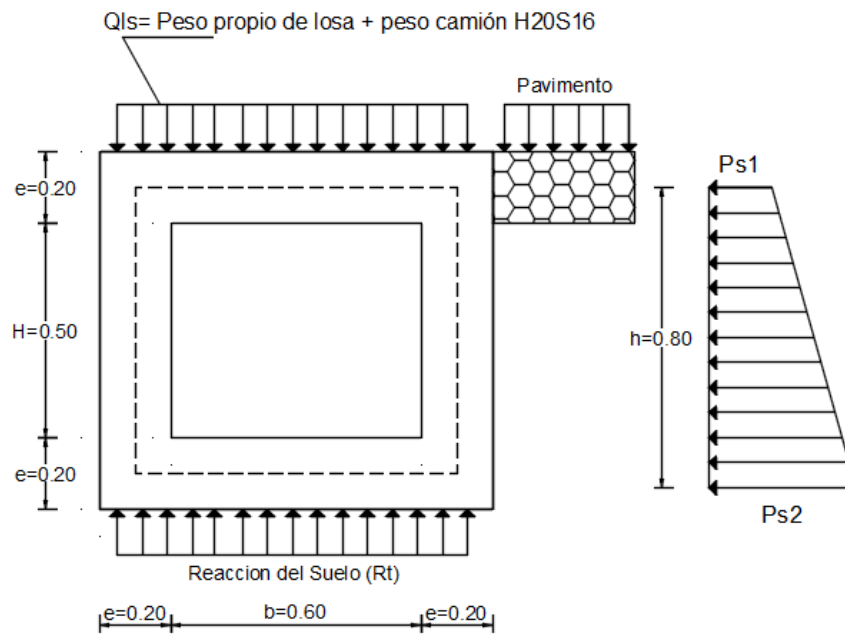


Figura 50: Sección transversal de la alcantarilla A-26 (0.60 x 0.50 m).

METRADO DE CARGAS

Predimensionamiento del Espesor de Paredes

$$e = \frac{H}{15} \text{ ó } 20 \text{ cm (El mayor de los dos)}$$

$$e = 0.04$$



$$e = 0.20 \text{ m}$$

Consideraciones adoptadas

Resist. a la compresión del C° (F'c) = 210 kg/cm²

Peso específico del C° (Y'c) = 2400 kg/m³

Ángulo interno = $\Theta = 23^\circ$

1. Carga sobre la losa superior (q1):

- Peso propio (q1):

$$q1 = e * b * Y'c = 0.20 * 0.60 * 2400$$

$$q1 = 288 \text{ kg/m}$$

- Carga Viva (qv)

Se considera como máximo, la carga correspondiente a un camión $H_{20}S_{16}$, donde la carga transmitida cada rueda posterior es de $PL = 8000$ kg, Luego:

$$q_v = \frac{P_L}{(b+d_1)*1} = \frac{8000}{(0.60+0.20)*1}$$

$$q_v = 10000 \text{ kg/m}$$

- Carga Total (Qls)

$$Q_{ls} = q_l + q_v = 288 + 10\,000$$

$$Q_{ls} = 10288.00 \text{ kg/m}$$

4. Peso de la estructura (PE):

$$PE = \gamma_c [(2e + H)(2e + b) - H*b] + P_l$$

$$PE = 2400 * [(2*0.2 + 0.50)(2*0.20 + 0.60) - (0.50*0.60)] + 8000$$

$$PE = 9440 \text{ kg/m}$$

5. Reacción del terreno (RT):

$$RT = \frac{PE}{(2e+b)*1} = \frac{9440}{(2*0.20+0.60)*1}$$

$$RT = 9440.00 \text{ kg/m}$$

6. Cargas sobre las paredes laterales:

Coefficiente de empuje activo (Ka)

$$k_a = \text{Tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\theta}{2}\right) = k_a = \text{Tg}^2 \left(45^\circ - \frac{23}{2}\right)$$

$$K_a = 0.44$$

$$H_{s/c} = \frac{(q_s + q_p)}{\gamma_s}$$

$$H_{s/c} = (1000 + 400) / 1800$$

qs = 1000 Peso equivalente del asfalto
 qp = 400 Peso equivalente del camión
 Ys = 1800 Peso equivalente del terreno

$$H_{sc} = 0.78 \text{ m}$$

$$P_{s1} = k_a * Y_s * H_s/c = 0.44 * 1800 * 0.78$$

$$P_{s1} = 617.76 \text{ kg/m}$$

$$P_{s2} = k_a * Y_s (h + H_s/c) = 0.44 * 1800 (0.50 + 0.78)$$

$$P_{s2} = 1013.76 \text{ kg/m}$$

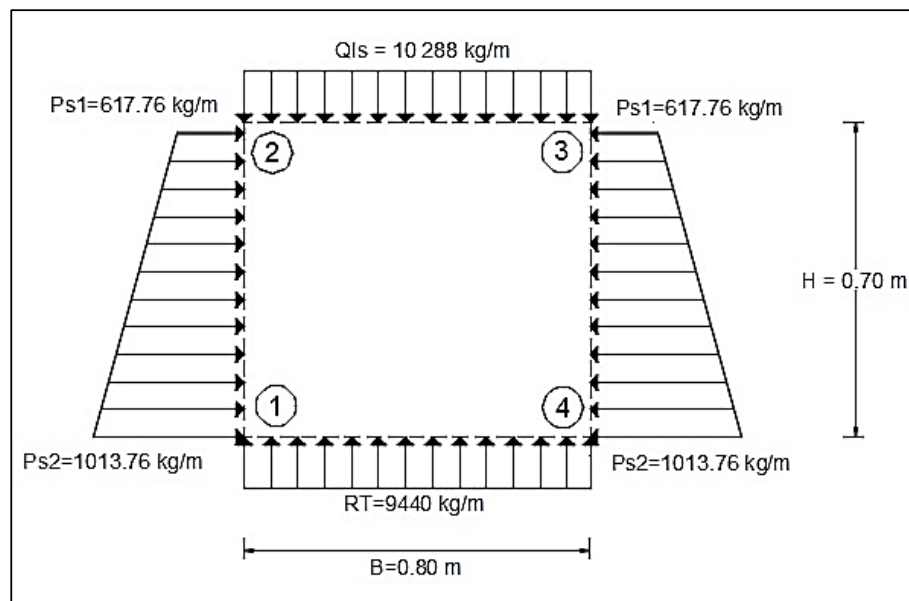


Figura 51: Distribución de esfuerzos en el marco rígido (Alcantarilla A-26 0.60 x 0.50 m).

Teniendo los valores: peso de la estructura, carga por el camión H20S16 y empuje de tierra se procede a calcular los momentos en el programa SAP2000 V20.0.0, utilizando una combinación de envolvente 1.4CM + 1.7CV.

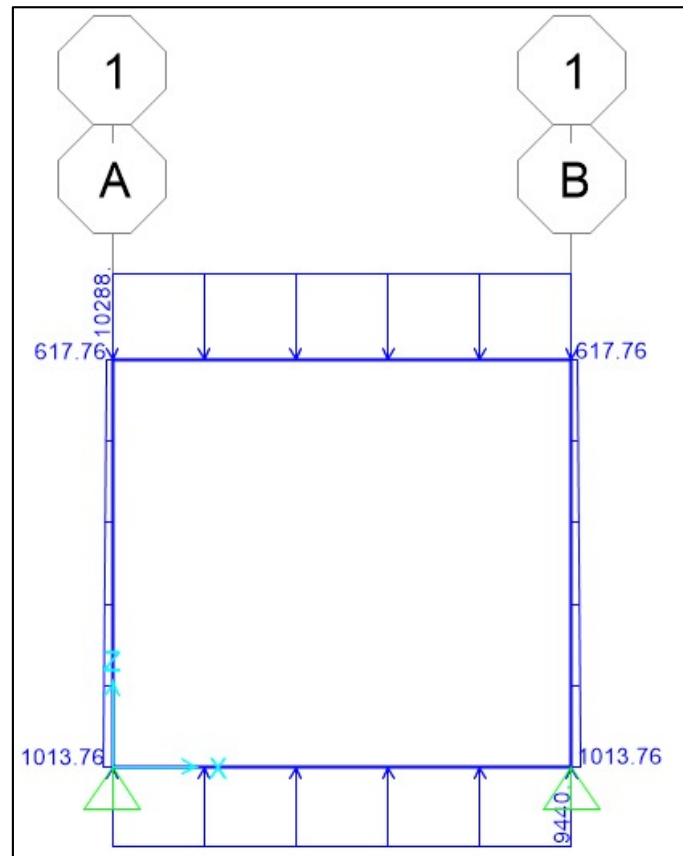


Figura 52: Cargas definidas en el programa Sap 2000 - Alcantarilla A-26 (0.60 x 0.50m).

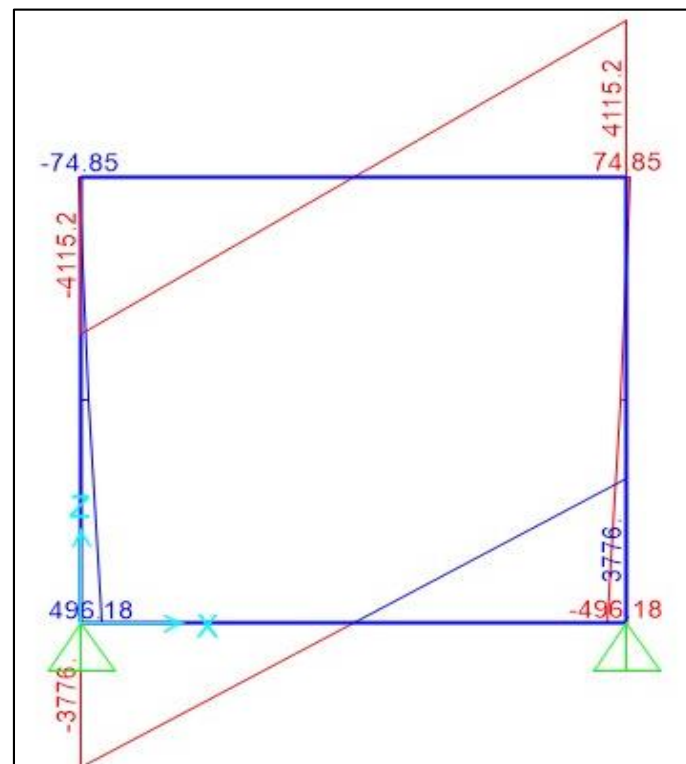


Figura 53: Cargas definidas en el programa Sap 2000 - Alcantarilla A-26 (0.60 x 0.50m).

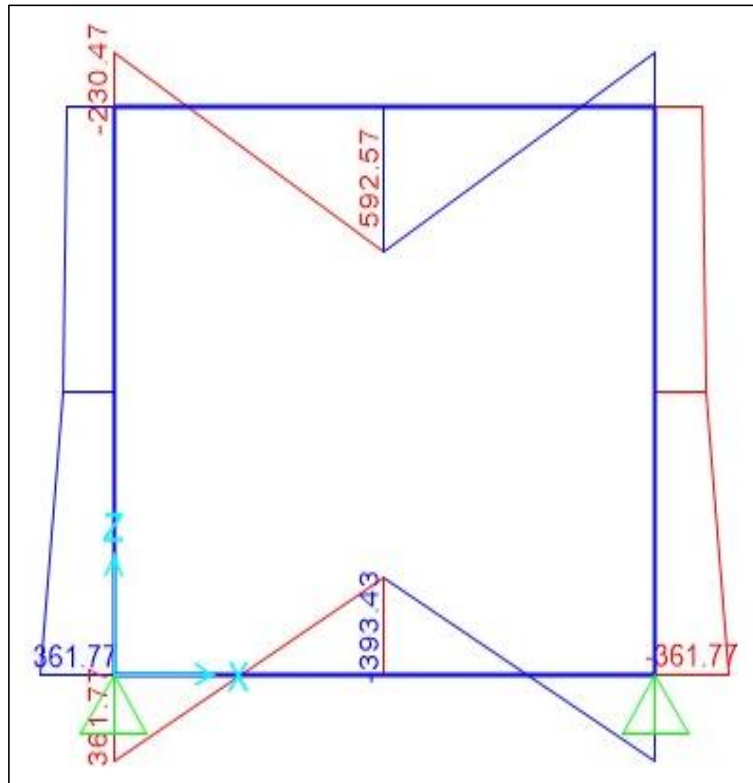


Figura 54: Diagrama de momentos en Alcantarilla A-26 (0.60 x 0.50 m)).

DISTRIBUCIÓN DE ACEROS

* Recubrimientos:

Para losa superior y paredes: 4 cm
 Para losa inferior: 7.5 cm

* Consideraciones acptadas

$F'c = 210 \text{ kg/cm}^2$
 $Y'c = 2400 \text{ kg/m}^3$
 Ángulo interno = $\Theta = 23^\circ$

1. REFUERZO EN LA LOSA SUPERIOR:

* Verificación del Esfuerzo Cortante

Asumiendo refuerzo de 1/2" de 1.27 cm de diámetro.

$$d = 20 - \left(4 + \frac{1.27}{2} \right) \longrightarrow \boxed{d = 15.37 \text{ cm}}$$

$$V = 4115.20 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.8 * V_{23} = 1.8 * (4115.20)$$

$$V_u = 7407.36 \text{ kg}$$

$$T_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{7407.36}{100 \times 15.37}$$

$$T_u = 4.82 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_c = 0.50 \times \phi \times \sqrt{f'_c} = 0.50 \times 0.85 \times \sqrt{210}$$

$$T_c = 6.16 \text{ kg/cm}^2$$

Luego verificamos que:

$$T_u < T_c$$

$$4.82 < 6.16 \quad \dots \text{OK}$$

Hacemos:

$$\frac{V_u}{b \times d} = \frac{7407.36}{100 \times d} = 4.82$$

$$d = 15.37 \text{ cm}$$

Luego el espesor (e):

$$e = d + r + \frac{1.27}{2} = 15.37 + 4 + \frac{1.27}{2}$$

$$d = 20.01 \text{ cm}$$

Entonces el nuevo espesor en la losa superior será:

$$e = 20.00 \text{ cm}$$

1.1. Refuerzo en la cara exterior (en los nudos)

* Momento en la cara exterior mayor:

$$M_{23} = 230.47 \text{ kg-m}$$

Luego el ultimo momento es :

$$M_u = 1.8 \times M = 1.8 * 230.47$$

$$M_u = 414.85 \text{ kg-m}$$

Datos para el diseño

$$\begin{aligned} \phi &= 0.90 && \text{(Por flexión)} \\ F_y &= 4,200 \text{ Kg/cm}^2 \\ F'_c &= 210 \text{ Kg/cm}^2 \\ R &= 4.0 \text{ cm} && \text{(Recubrimiento)} \end{aligned}$$

Asumiendo un refuerzo de $\phi = 1/2"$:

$$d = 20 - \left(4 + \frac{1.27}{2} \right)$$

$$d = 15.37 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0.85 \times f'_c \times B}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \times 0.85 \times f'_c \times B}}$$

$$a = 0.169 \text{ cm}$$

$$A_s = 0.718 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.169 \text{ cm} \text{OK!}$$

Refuerzo mínimo (A_{smin})

$$A_{smin} = \rho_{min} \times B \times d$$

Muros: $\rho_{min} = 0.0015$

Losas: $\rho_{min} = 0.0017$

$$A_{smin}$$

$$2.612 \text{ cm}^2$$

$$A_s < A_{smin}$$

$$\text{Usar: } A_s = 2.612 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento del Refuerzo

$$S = \frac{100 \times A_b}{A_s}$$

$$S_{max} = 0.45 \text{ cm}$$

$$S_{1/2''}$$

$$49.39 \text{ cm}$$

$$S_{3/8''}$$

$$27.18 \text{ cm}$$

$$S_{3/8''} < S_{max}$$

$$\text{Usar: } \phi 3/8'' @ 0.270 \text{ m}$$

1.2. Refuerzo en la cara interior (Centro losa)

$$M_u = 1.8 \times M = 1.8 * 592.57$$

$$M_u = 1066.63 \text{ kg-m}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0.85 \times f'_c \times B}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \times 0.85 \times f'_c \times B}}$$

$$a = 0.438 \text{ cm} \quad A_s = 1.863 \text{ cm}^2 \quad a = 0.438 \text{ cm} \quad \dots\text{OK}$$

Refuerzo mínimo (A_{smin})

$$A_{smin} = \rho_{min} \times B \times d$$

$$\text{Muros: } \rho_{min} = 0.0015$$

$$\text{Losas: } \rho_{min} = 0.0017$$

A_{smin}	2.612 cm ²
------------	-----------------------

$$A_s < A_{smin} \quad \longrightarrow \quad \text{Usar: } A_s = 2.612 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento del Refuerzo

$$S = \frac{100 \times A_b}{A_s}$$

$$S_{max} = 0.45 \text{ cm}$$

$S_{1/2''}$	49.39 cm
-------------	----------

$S_{3/8''}$	27.18 cm
-------------	----------

$$S_{3/8''} < S_{max} \quad \longrightarrow \quad \text{Usar: } \phi 3/8'' @ 0.270\text{m}$$

2. REFUERZO EN LA LOSA INFERIOR

Verificación del esfuerzo cortante:

$$d = 20 - \left(7.5 + \frac{1.27}{2} \right) \quad \longrightarrow \quad d = 11.87 \text{ cm}$$

$$V = 3776.00 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.8 * V_{14} = 1.8 * (3776.00) \quad \longrightarrow \quad V_u = 6796.80 \text{ kg}$$

$$T_u = \frac{V_u}{h \times d} = \frac{6796.80}{100 \times 11.87} \quad \longrightarrow \quad T_u = 5.73 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_c = 0.50 \times \phi \times \sqrt{f'c} = 0.5 \times 0.85 \times \sqrt{210} \quad \longrightarrow \quad T_c = 6.16 \text{ kg/cm}^2$$

Luego verificamos que:

$$T_u < T_c \quad \longrightarrow \quad 5.73 < 6.16 \quad \dots\text{OK}$$

Hacemos:

$$\frac{V_u}{b \cdot d} = \frac{6796.80}{100 \cdot d} = 5.73$$

$$d = 11.87 \text{ cm}$$

Luego el espesor (e):

$$e = d + r + \frac{1.27}{2} = 11.87 + 7.50 + \frac{1.27}{2} \quad d = 20.05 \text{ cm}$$

Entonces el nuevo espesor en la losa superior será $e = 20.00 \text{ cm}$

2.1. Refuerzo en la cara exterior (en los nudos)

* Momento en la cara exterior mayor: $M_{14} = 361.77 \text{ kg} \cdot \text{m}$

Luego el ultimo momento es :

$$M_u = 1.8 \times M = 1.8 \times 361.77$$

$$M_u = 651.19 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Datos para el diseño

$$\begin{aligned} \emptyset &= 0.90 && \text{(Por flexión)} \\ F_y &= 4,200 \text{ Kg/cm}^2 \\ F'_c &= 210 \text{ Kg/cm}^2 \\ R &= 7.5 \text{ cm} && \text{(Recubrimiento)} \end{aligned}$$

Asumiendo un refuerzo de $\emptyset = 1/2"$:

$$d = 20 - \left(7.5 + \frac{1.27}{2} \right) \longrightarrow d = 11.87 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\emptyset \times F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0.85 \times f'_c \times B}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\emptyset \times 0.85 \times f'_c \times B}}$$

$$a = 0.347 \text{ cm} \quad A_s = 1.473 \text{ cm}^2 \quad a = 0.347 \text{ cm} \quad \dots\text{OK!}$$

Refuerzo mínimo (A_{smin})

$$A_{smin} = \rho_{min} \times B \times d$$

Muros:	$\rho_{min} = 0.0015$
Losas:	$\rho_{min} = 0.0017$

A_{smin}	2.017 cm ²
------------	-----------------------

$$A_s < A_{smin} \quad \longrightarrow \quad \text{Usar: } A_s = 2.017 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento del Refuerzo

$$S = \frac{100 \times A_b}{A_s}$$

S_{max}	0.45 cm
-----------	---------

$S_{1/2''}$	63.95 cm
-------------	----------

$S_{3/8''}$	35.20 cm
-------------	----------

$$S_{3/8''} < S_{max} \quad \longrightarrow \quad \text{Usar: } \phi \text{ 3/8'' @ 0.350m}$$

2.2. Refuerzo en la cara interior (Centro losa)

$$M_u = 1.8 \times M = 1.8 * 393.43$$

$M_u = 708.17 \text{ kg-m}$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi \times F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0.85 \times f'_c \times B}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\phi \times 0.85 \times f'_c \times B}}$$

$$a = 0.378 \text{ cm}$$

$$A_s = 1.605 \text{ cm}^2$$

$$a = 0.378 \text{ cm} \quad \dots\text{OK!}$$

Refuerzo mínimo (A_{smin})

$$A_{smin} = \rho_{min} \times B \times d$$

Muros:	$\rho_{min} = 0.0015$
Losas:	$\rho_{min} = 0.0017$

A_{smin}	2.017 cm ²
------------	-----------------------

$$A_s < A_{smin} \quad \longrightarrow \quad \text{Usar: } A_s = 2.017 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento del Refuerzo

$$S = \frac{100 \times A_b}{A_s}$$

$S_{max} = 0.45 \text{ cm}$

$S_{1/2''}$	63.95 cm
$S_{3/8''}$	35.20 cm

$S_{3/8''} < S_{max}$ **➔ Usar: ϕ 3/8" @ 0.350m**

2.3. Refuerzo de Reparación por Contracción y Temperatura (A_{st°)

Este refuerzo servirá para la cara superior e inferior.

$$A_{st^\circ} = \rho_{min} \times B \times d_T$$

A_{st°	3.60 cm ²
----------------	----------------------

Muros: $\rho_{min^\circ} = 0.0025$
 Losas: $\rho_{min^\circ} = 0.0018$

$A_{st^\circ} > A_{smin}$ **➔ Usar: $A_{st^\circ} = 3.60 \text{ cm}^2$**

Repartiendo en ambos sentidos

$A_{st^\circ}/2$	1.800 cm ²
------------------	-----------------------

Transversal

$$A_{st^\circ}/2 < A_s = 2.02 \text{ cm}^2$$

➔ Usar: $A_s = 2.02 \text{ cm}^2$

Espaciamiento del Refuerzo

$$S = \frac{100 \times A_b}{A_s}$$

$S_{max} = 0.45 \text{ m}$

$S_{1/2''}$	63.95 cm
$S_{3/8''}$	35.20 cm

$S_{3/8''} < S_{max}$ **➔ Usar: ϕ 3/8" @ 0.35m**

Longitudinal

→ Usar: $A_s = 1.800 \text{ cm}^2$

Espaciamiento del Refuerzo

$$S = \frac{100 \times A_b}{A_s} \quad \left. \vphantom{S} \right\} S_{max} = 0.45 \text{ m}$$

$S_{1/2"}$	71.67 cm
$S_{3/8"}$	39.44 cm

$S_{3/8"} < S_{max}$ → Usar: $\phi 3/8" @ 0.390\text{m}$

3. REFUERZO EN LAS PAREDES

Verificación del esfuerzo cortante:

$$d = 20 - \left(4 + \frac{1.27}{2} \right) \quad \longrightarrow \quad d = 15.37 \text{ cm}$$

$$V = 496.18 \text{ kg}$$

$$V_u = 1.8 * V_{14} = 1.8 * (496.18) \quad \longrightarrow \quad V_u = 893.12 \text{ kg}$$

$$T_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{893.12}{100 \times 15.37} \quad \longrightarrow \quad T_u = 0.68 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_c = 0.50 \times \phi \times \sqrt{f'c} = 0.50 \times 0.85 \times \sqrt{210} \quad \longrightarrow \quad T_c = 6.16 \text{ kg/cm}^2$$

Luego verificamos que:

$$T_u < T_c \quad \longrightarrow \quad 0.68 < 6.16 \quad \dots \text{OK}$$

3.1. Refuerzo en el centro de las paredes

* Momento en la cara exterior mayor: $M_{14} = 230.47 \text{ kg} \cdot \text{m}$

Luego el ultimo momento es :

$$M_u = 1.8 \times M = 1.8 * 230.47 \quad \longrightarrow \quad M_u = 414.85 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Asumiendo un refuerzo de $\emptyset = 1/2"$:

$$d = 20 - \left(4 + \frac{1.27}{2} \right) \longrightarrow d = 15.37 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\emptyset \times F_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0.85 \times f'_c \times B}$$

$$a = d - \sqrt{d^2 - \frac{2M_u}{\emptyset \times 0.85 \times f'_c \times B}}$$

$$a = 0.169 \text{ cm} \quad A_s = 0.718 \text{ cm}^2 \quad a = 0.169 \text{ cm} \quad \dots\text{OK!}$$

Refuerzo mínimo (A_{smin})

$$A_{smin} = \rho_{min} \times B \times d$$

Muros:	$\rho_{min} = 0.0015$
Losas:	$\rho_{min} = 0.0017$

A_{smin}	2.613 cm ²
------------	-----------------------

$$A_s < A_{smin} \quad \longrightarrow \quad \text{Usar: } A_s = 2.613 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento del Refuerzo

$$S = \frac{100 \times A_b}{A_s}$$

$S_{1/2}"$	49.37 cm
$S_{3/8}"$	27.17 cm

$$S_{max} = 0.45 \text{ cm}$$

$$S_{3/8}" < S_{max} \quad \longrightarrow \quad \text{Usar: } \emptyset 3/8" @ 0.270\text{m}$$

3.2. Refuerzo de Reparación por Contracción y Temperatura (A_{st°)

$$A_{st^\circ} = \rho_{min} \times B \times d_T$$

Muros:	$\rho_{min^\circ} = 0.0025$
Losas:	$\rho_{min^\circ} = 0.0018$

A_{st°	5.00 cm ²
----------------	----------------------

$$A_{st}^{\circ} > A_{s_{min}} \quad \longrightarrow \quad \text{Usar: } A_{st}^{\circ} = 5.000 \text{ cm}^2$$

Repartiendo en ambos sentidos

$A_{st}^{\circ}/2$	2.500 cm ²
--------------------	-----------------------

Transversal

$$A_{st}^{\circ}/2 < A_s = 2.61 \text{ cm}^2$$

$$\longrightarrow \quad \text{Usar: } A_s = 2.61 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento del Refuerzo

$S = \frac{100 \times A_b}{A_s}$		$S_{max} = 0.45 \text{ m}$
$S_{1/2"}$	49.37 cm	
$S_{3/8"}$	27.17 cm	

$$S_{3/8"} < S_{max} \quad \longrightarrow \quad \text{Usar: } \phi 3/8" @ 0.270 \text{ m}$$

Longitudinal

$$\longrightarrow \quad \text{Usar: } A_s = 2.613 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento del Refuerzo

$S = \frac{100 \times A_b}{A_s}$		$S_{max} = 0.45 \text{ cm}$
$S_{1/2"}$	49.37 cm	
$S_{3/8"}$	27.17 cm	

$$S_{3/8"} < S_{max} \quad \longrightarrow \quad \text{Usar: } \phi 3/8" @ 0.270 \text{ m}$$

Resumen de cálculo

1. Losa superior

1.1 Cara Exterior	3/8	@ 0.27m
1.2 Cara Interior	3/8	@ 0.27m
1.3 Refuerzo de repartición por contracción y T°:	3/8	@ 0.39m

2. Losa inferior

2.1 Cara Exterior	3/8	@ 0.35m
2.2 Cara Interior	3/8	@ 0.35m
2.3 Refuerzo de repartición por contracción y T°:	3/8	@ 0.39m

3. Paredes

3.1 Centro de la pared	3/8	@ 0.27m
3.2 Refuerzo de repartición por contracción y T°:	3/8	@ 0.27m

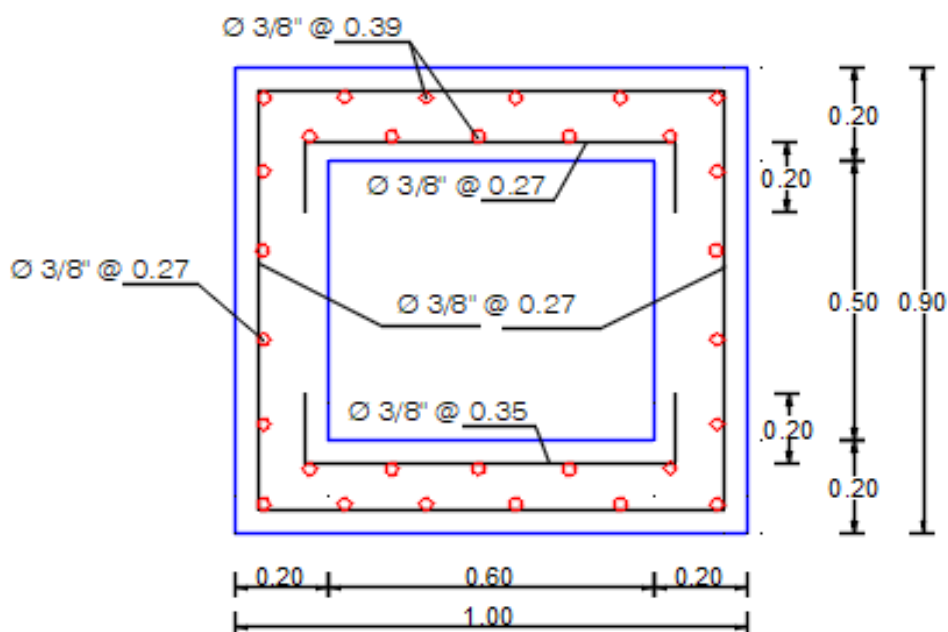


Figura 55: Distribución de acero en la alcantarilla A-26 (0.60 x 0.50 m).

Tabla 40

Especificaciones para el Diseño de las Alcantarillas A-01 y A-26.

Especificaciones Técnicas

Acero de Refuerzo : $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$

Concreto : $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

Recubrimientos :

Paredes : $r = 4.0 \text{ cm}$

Losa Superior : $r = 4.0 \text{ cm}$

Losa Inferior (Cara Inferior) : $r = 7.5 \text{ cm}$

Losa Inferior (Cara Superior) : $r = 4.0 \text{ cm}$

3.2. Discusión de Resultados

3.2.1. Análisis de Resultados

Para el análisis de los resultados de la investigación se clasificaron los datos considerados, obtenidos y procesados de acuerdo a los indicadores de los parámetros hídricos, de suelo y orográficos mencionados en la metodología de la investigación del Capítulo II, para su mayor comprensión.

3.2.1.1. Análisis Hidrológico

Inicialmente, para la selección del periodo de retorno se empleó las recomendaciones del Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje del MTC, en el que se consideró la importancia de las obras a diseñar similar a la de una alcantarilla de quebrada menor con una vida útil $n = 15$ años y con un riesgo máximo admisible de 35%, obteniéndose finalmente, mediante sencillas interpolaciones, un periodo de retorno de 40 años para el diseño del Sistema de Alcantarillado Pluvial; al realizar una comparación con lo estipulado en el proyecto de norma técnica OS0.60 del año 2014, en sus consideraciones básicas de diseño, pertenece a la evaluación y diseño de Sistemas de Drenaje Menor.

Posteriormente, se realizó el estudio demográfico actual y futuro urbano, para el que se proyecta el Sistema de Alcantarillado Pluvial, en el que, mediante el análisis del método aritmético, método del interés simple y el método del interés compuesto para el cálculo de la población urbana futura, en comparación con los datos oficiales del INEI (Censos Nacionales de Población y Vivienda de los años 1993, 2007 y 2017), se obtuvo una población de diseño de 3831 habitantes, lo que significa un incremento de 1500 habitantes aproximadamente en comparación con el último censo del año 2017, proyectado para la vida útil considerada ($n = 15$ años), el cual se tomará como válido y fiable para la investigación debido a que el área presenta un moderado crecimiento demográfico y urbanístico, el cual no deja de ser un referente importante al momento de la planificación del Sistema de Alcantarillado Pluvial, puesto que debido a la ubicación de un proyecto u otro, este valor podría aumentar o disminuir, para lo cual se debería considerar un estudio de planificación y concientización poblacional mucho más meticuloso, referente a distintas obras hidráulicas, sobre todo en la región selva.

Para el cálculo de la intensidad de precipitación de diseño del Sistema de Alcantarillado Pluvial, se procesó los datos pluviométricos de la estación automática EL PORVENIR; ubicada en el distrito de Juan Guerra (estación más cercana al área de estudio), mediante los métodos de Gumbel, Gumbel tipo I, Log Pearson tipo III y la fórmula IILA-SENAMHI-UNI, 1983, para diferentes periodos de retorno, los cuales posteriormente fueron aceptados como válidos, por estar dentro del rango de valores admisibles de las pruebas de Bondad de Ajuste Kolmogorov-Smirnov, cumpliendo así, con la condición de confiabilidad en un 95%. De la tabla 24: Resumen de los métodos de cálculo de precipitaciones máximas en 24 horas para distintos Periodos de Retorno, se observó que, para un periodo de retorno de 40 años, el resultado del método de Gumbel igual 114.35 mm, podría tomarse como la intensidad de diseño ante la carencia de datos pluviométricos, ya que su resultado es muy cercano al promedio de los cuatro métodos (115.10 mm), sin embargo, Núñez (2019) en su tesis de pregrado titulada “Cálculo de precipitaciones y caudales para el diseño de sistemas de drenaje pluvial urbano en el ámbito del distrito de Soritor, provincia de Moyobamba – San Martín, aplicando el proyecto de norma técnica OS.060 del año 2014”, discutió la desactualización de los métodos para el cálculo de dichas intensidades, pudiendo ser renovados por otros que ofrezcan un mayor factor de seguridad al diseño, es por ello, que para el desarrollo de la presente investigación se tomó el mayor valor de intensidad de precipitación en 24 horas de los cuatro métodos aplicados; $I_{\text{máx. 24 horas}} = 132.02 \text{ mm}$, siendo éste un valor poco constante en el tiempo, por lo que, se tomó la intensidad máxima para una duración de 6 horas, debido a las más críticas temporadas de lluvia en la región selva, tomándose como resultado final una Intensidad máxima de diseño de 73.93 mm/h.

3.2.1.2. Análisis Topográfico

Teniendo como principal consideración sólo el área urbana del Centro Poblado Las Palmas (margen derecha e izquierda de la Carretera Marginal Sur), el planteamiento hidráulico, se realizó en función a las curvas de nivel (pendientes del terreno) obtenidas del levantamiento topográfico, trazando los colectores en el sentido más favorable para que éstos descarguen por gravedad y en menor distancia a la quebrada Ahuashiyacu; en la zona urbana del margen izquierdo de la vía principal se proyectó colectores secundarios y principales que descarguen sus aguas en las obras de drenaje longitudinal de la carretera ya existentes, para luego ser llevadas por gravedad, una parte directamente a la quebrada Ahuashiyacu y a un pequeño canal existente, y la otra parte ser llevadas al lado derecho, mediante las alcantarillas de

cruce existentes en la vías y de ésta manera sumarse a los caudales del margen derecho y descargar sus aguas finalmente en la quebrada Ahuashiyacu.

La rasante de diseño ha sido considerada en función a las cotas de terreno, cuya información nos permitió calcular la pendiente en cada tramo de los colectores. Del resultado del cálculo de las pendientes en los tramos; Tabla 3: Pendiente de los colectores y alcantarillas, según el planteamiento hidráulico del Centro Poblado Las Palmas., tenemos como pendiente mínima un 0,012% y como pendiente máxima un 10,04 %. Al tener algunas pendientes demasiado bajas, la velocidad del agua también disminuirá, por lo que, para aumentar su velocidad se han considerado secciones mínimas de 0.30 x 0.30 m, ya que en el proyecto se ha considerado como valor una velocidad mínima de 0.6 m/seg, para evitar la sedimentación.

Las áreas colectoras de lluvias se determinaron a partir del plano catastral urbano del Centro Poblado Las Palmas y se dividieron en áreas techadas y áreas de vías (método de las bisectrices), luego se delimitaron de acuerdo al planteamiento hidráulico proyectado; cada área o suma de áreas correspondiente a un respectivo colector, siendo el área máxima igual a 0.11918 km² y en total la superficie de estudio 0.50 km². Según lo estipulado en el proyecto de norma técnica OS0.60 del año 2014, en sus consideraciones de caudales de diseño, para áreas menores a 3 km², se hará uso del Método Racional.

3.2.1.3. Análisis de Suelos

Villalobos (2014) en su tesis de pregrado titulada “Estudio de la capacidad portante de los suelos del Centro Poblado Las Palmas, Distrito de la Banda de Shilcayo”, dividió la zona urbana del Centro Poblado Las Palmas, en tres sectores, en el que realizó 04 calicatas por sector para su respectivo estudio, en los que concluyó con los siguientes resultados: En la zona de estudio, se encuentran suelos de tipo arenosos y arcillosos en su mayoría, con capacidad de carga admisibles de 0.48 y 0.58 kg/cm² para cada sector, clasificándolos en suelos de tipo medianamente permeables. A partir de los resultados, se deduce que la zona en estudio, al ser medianamente permeable, presenta suelos con propiedades y condiciones “aceptables” para la proyección, diseño y ejecución de obras de drenaje.

3.2.1.4. Análisis de Caudales de Diseño

De acuerdo al área total de superficie drenada (menor a 3 km²) se utilizó en Método Racional para el cálculo de los caudales de diseño; para lo que se determinó los coeficientes de escorrentía para un periodo de retorno de 40 años siendo: $C = 0.90$ para superficies de techo, $C = 0.80$ para superficies asfálticas y $C = 0.42$ para zonas verdes (jardines). Dentro del análisis de los caudales picos de diseño se dividió en dos tipos de colectores; los colectores secundarios que son aquellos que recolectan las aguas pluviales y las transportan a los colectores principales y/o a las quebradas o zanjas de drenaje cercanas cuyos caudales de diseño se presentan en la tabla 30: Caudales de Escurrimiento para los colectores secundarios según el planteamiento hidráulico del Centro Poblado Las Palmas; cuyo caudal máximo presente en el colector 26 es 0.2728 m³/s; lo que en términos de secciones hidráulicas no sería una sección de gran dimensión; por otro lado, se tienen a los colectores principales que son aquellos que recolectan las aguas pluviales provenientes de los colectores secundarios y los transportan hacia las quebradas, estos caudales de diseño se presentan en la tabla 31: Caudales de Escurrimiento para los colectores principales según el planteamiento hidráulico del Centro Poblado Las Palmas, cuyo caudal máximo presente en el colector 07 es 0.7241 m³/s; lo que en términos de secciones hidráulicas sería una sección de mediana dimensión por lo que estos caudales se consideran aceptables. Finalmente se tienen las alcantarillas de cruce, que son las que se encargan de dar continuidad a los colectores a través de la red de drenaje pluvial planteada; los caudales de diseño de estas alcantarillas se presentan en la tabla 32: Caudales de diseño de alcantarillas menores de cruce según el planteamiento hidráulico del Centro Poblado Las Palmas; de los cuales el caudal máximo se presenta en la primera alcantarilla A-01 siendo este 0.4612 m³/s, lo que en términos de secciones hidráulicas no sería una sección de gran dimensión.

3.2.1.5. Análisis de Diseño Hidráulico

Para el diseño hidráulico de los colectores y alcantarillas se consideró el caudal de diseño máximo correspondiente a cada colector y alcantarilla (mas no de cada tramo), teniendo en cuenta una sección de Máxima Eficiencia Hidráulica (Ejemplo del Colector Secundario C-01), y calculando cada elemento de diseño de la sección utilizando la ecuación de Manning y las consideraciones descritas en el marco teórico de la investigación.

Se planteó secciones rectangulares en todos los colectores y alcantarillas, determinando sus secciones geométricas con medidas constructivas y los caudales de cada una de las secciones en los colectores. Las secciones de los colectores varían de acuerdo al incremento de caudal por la entrega de caudal adicional a los colectores de acuerdo a la topografía del terreno. Para verificar que las dimensiones sean las correctas, se tuvo en consideración que: el caudal de la sección calculada sea mayor que el caudal de diseño, de lo contrario se aumentaría la base de la sección, y por último la verificación de la velocidad, teniendo en cuenta la velocidad máxima y mínima, la cual en algunos casos resultó ser menor que la mínima velocidad admisible, para lo cual se tomó como dimensión mínima estándar, la sección de 0.30 x 0.30 m. y la máxima de 0.80 x 0.80 m, tal como se muestra en la tabla 35: *Resumen de las secciones finales de los colectores y alcantarillas, según el planteamiento hidráulico del Centro Poblado Las Palmas.*

3.2.1.6. Análisis de Diseño Estructural

Para realizar los cálculos del diseño estructural de las secciones que se obtuvo en la tabla 35: *Resumen de las secciones finales de los colectores y alcantarillas, según el planteamiento hidráulico del Centro Poblado Las Palmas*, se optó por elegir 02 tipos de colectores secundarios (0.60 x 0.50 m y 0.40 x 0.40m), 02 tipos de colectores principales (0.80 x 0.80 m y 0.80 x 0.60m), y 02 tipos de alcantarillas (las más críticas), con la finalidad de evitar la erosión y el colapso de éstas cuando haya precipitaciones durante lapsos prolongados.

A partir de los datos de mecánicas de suelos y considerando un concreto de $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$ en colectores de concreto simple y armado, un concreto de $f'c = 210 \text{ kg/cm}^2$, para el caso de alcantarillas y un refuerzo de $f_y = 4200$ en ambos casos. Se procedió con el cálculo y análisis estructural de los colectores principales y secundarios propuestos, obteniéndose áreas de acero no tan considerables, con acero predominante en las alcantarillas y cunetas varillas de 3/8", la misma que obedece a la memoria de cálculo de dichas estructuras.

Según los resultados obtenidos de la determinación de las Áreas de acero en los colectores de sección 0.60 x 0.50 m, se optó por considerar colectores de concreto armado en su totalidad, aun teniéndose secciones menores a las diseñadas, para garantizar la resistencia de las mismas.

3.2.2. Contrastación de Hipótesis

Con el desarrollo del objetivo general y los objetivos específicos de la investigación, reflejados en los resultados obtenidos y el análisis de los mismos, en los que se muestra la gran importancia de realizar cada uno de los estudios hidrológicos, geológicos y topográficos, correspondientes al diseño de un sistema de drenaje pluvial; los cuales en ocasiones de eventos de lluvia no esperados, resultan aun mínimos, apoyándonos siempre de las normas y reglamentos de diseño y construcción que rigen en nuestro país, y basándonos en la experiencia y el juicio propio para el diseño de un sistema de drenaje pluvial, más aun tratándose de la región San Martín, con un clima de tipo lluvioso, con abundante precipitación y permanentemente húmedo, se logrará el diseño de un sistema de drenaje pluvial, no solo que mejore la calidad de vida de los pobladores, sino que garantice una obra segura y fiable, más aun ante eventos no esperados, que logran evacuar eficientemente las aguas de lluvia, siempre de la mano, con el mantenimiento de las mismas por parte de las autoridades y la población en general. Es por ello, que la hipótesis: “La relación de parámetros hídricos, suelo y orografía del Centro Poblado Las Palmas permitirá el Diseño Hidráulico y Estructural de un Sistema de Alcantarillado Pluvial Urbano que evacue eficientemente las aguas pluviales”, se está validando, mejorando la transitabilidad y creando un óptimo sistema de drenaje pluvial en el área de influencia.

CONCLUSIONES

- Los parámetros hídricos de la zona de estudio permiten realizar el análisis de la información hidrometeorológica disponible, obteniéndose una intensidad máxima de duración de 6 hrs. de 73.93 mm/h y coeficiente de escorrentía de 0.90, 0.88 y 0.42 (según superficie), para un $T = 40$ años, fundamentos básicos para estimar los caudales de diseño de las obras hidráulicas para el drenaje proyectado.
- Los parámetros orográficos de la zona de estudio, permiten conocer principalmente la topografía del terreno, presentándose pendientes desde 0.1% hasta 10%, la cual resulta ser plana en el margen derecha de la carretera y pronunciada en el margen izquierda, datos claves para el planteamiento hidráulico del sistema de drenaje; el cual evacuará sus aguas favorablemente por gravedad hacia la quebrada Ahuashiyacu y un canal cercano existente, a través de colectores y alcantarillas de secciones rectangulares no mayores a 0.80 x 0.80 m.
- Los parámetros de suelos, obtenidos de la tesis citada en el capítulo II, permite conocer las características y condiciones de los suelos de la zona de estudio, la cual nos brinda una capacidad portante “favorable” para la cimentación de obras de drenaje, proponiendo una resistencia de concreto de $f_c = 175\text{kg/cm}^2$ para cunetas y de $f_c = 210\text{kg/cm}^2$ para las alcantarillas, y un área de acero mínimo con varillas de $\varnothing 3/8$ ”, de tal forma que resulte económico y seguro.
- Es de gran importancia calcular y analizar cada uno de los parámetros básicos mencionados, correspondientes al Diseño del Sistema de Alcantarillado Pluvial, apoyándonos siempre de las normas y reglamentos de diseño y construcción que rigen en nuestro país, sin dejar de lado la experiencia y el juicio propio, para finalmente garantizar obras seguras, que logran evacuar eficientemente las aguas de lluvia, siempre de la mano del mantenimiento periódico de las mismas.
- Con el Diseño del Sistema de Alcantarillado Pluvial Urbano propuesto en el Centro Poblado Las Palmas se logra solucionar los problemas de estancamientos causados por las aguas lluvias en su totalidad, mejorando así la comodidad de los habitantes de las zonas y logrando que las calles sean transitables y cómodas en tiempos de lluvia. Al reducir el estancamiento se disminuye la proliferación de enfermedades.
- Se recalca la importancia de realizar estudios hidrológicos, hidráulicos y de mecánica de suelos de las cuencas urbanas para tener un panorama global del Sistema de Alcantarillado Pluvial Urbano.

RECOMENDACIONES

- Se recomienda a la Municipalidad Distrital de las Palmas tener en cuenta este estudio para futuras inversiones públicas de las obras de drenaje pluvial urbano.
- Se recomienda realizar el levantamiento topográfico con equipos calibrados, puesto que permitirá obtener los datos con mayor exactitud.
- Se recomienda a los nuevos investigadores que, para realizar un adecuado diseño del Sistema de Alcantarillado Pluvial, se tiene que seguir las normas técnicas necesarias que garanticen el buen funcionamiento del sistema.
- Se recomienda disminuir en lo posible las pendientes del terreno en las zonas con pendiente elevada, para disminuir las velocidades de flujo.
- Se recomienda que la ejecución de obras de drenaje pluvial se realice paralelamente con las obras de pavimentación.
- Se recomienda a todas las municipales, empresas públicas y/o privadas, interesadas en la elaboración de expedientes de obras hidráulicas en general, invertir en todos los estudios básicos para el diseño de las obras, en este caso, estudios hidrológicos, geológicos y topográficos, como mínimo, para garantizar la funcionalidad y vida útil de la obra.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Pérez Carmona, R. (2013). *Diseño y construcción de alcantarillados sanitario, pluvial y drenaje en carreteras*. Bogotá: Ecoe Ediciones.
- Chereque Morán, W. (1989). *Hidrología*. 1st. Ed. Lima: s.n
- Chow, Maidment, Ways (1994). *Hidrología Aplicada*. (Primer Edición p.577). Colombia: McGraw-Hill Interamericana.
- Villón Béjar, M. (2011). *Hidrología* (Tercera Edición). Lima: Editorial Villón.
- Morales Uchofen, N. W. (2000). *Drenaje Vial*. Ciclo de Actualización Académica UNSM/2000 - II/FIC. Tarapoto. Perú.
- Ministerio de Transportes y comunicaciones (2014). “Manual de Hidrología, Hidráulica y Drenaje”.
- SENCICO, Proyecto de Norma OS 060 Drenaje Pluvial. Lima 2014.
- Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento (2006). NORMA OS.060 Drenaje Pluvial Urbano.
- Rodríguez J. (2013). “Nuevas Tendencias en la Gestión de Drenaje Pluvial en una Cuenca Urbana”. Obtenido de: https://biblioteca.unirioja.es/tfe_e/TFE000523.pdf
- Domingos, D. (2015). “Estrategia para el diseño de redes de drenaje pluvial, empleando la modelación matemática, para su aplicación en la ciudad de Luanda”. Obtenida de: <http://blogdelagua.com/wp-content/uploads/2015/05/Tesis-Completa-Ultima.pdf>
- Noriega, J. L. (2002). “Diseño hidráulico del sistema de drenaje pluvial urbano de la ciudad de Calzada”. Obtenido de: <http://repositorio.unsm.edu.pe/handle/11458/368>
- Delgado, J.F. y Sánchez, L. (2003). “Diseño hidráulico y estructural del sistema de drenaje pluvial urbano del sector progreso margen izquierda quebrada Chocllino, en la banda de Shilcayo”. Obtenido de: <http://repositorio.unsm.edu.pe/handle/11458/335>

- Vásquez, R. M. (2016). “Diseño del Sistema de Alcantarillado Pluvial Urbano para la Urbanización Nueve de Abril y Sector los Jardines, Distrito de Tarapoto, Provincia de San Martín y Región San Martín”. Obtenido de: <http://repositorio.unsm.edu.pe/handle/11458/2436>
- Garate, J. K. y Rioja, J. (2017). “Diseño Hidráulico y Estructural del Sistema de Drenaje Pluvial Urbano del Distrito de Cacatachi, Provincia de San Martín, Región San Martín”. Obtenido de: <http://repositorio.unsm.edu.pe/handle/11458/2736>
- Mires, C. N. y Guerra, L. (2018). “Diseño Hidráulico y Estructural del Drenaje Pluvial Urbano del Centro Poblado Menor Nuevo San Juan - Distrito de El Porvenir - Provincia y Región De San Martín”. Obtenido de: <http://repositorio.unsm.edu.pe/handle/11458/3036>
- Mendoza, G. (2018). “Diseño Hidráulico del Sistema de Drenaje Pluvial en la Localidad de Sauce, Distrito de Sauce, Provincia de San Martín, Región San Martín”. Obtenido de: <http://repositorio.unsm.edu.pe/handle/11458/3216>
- Villalobos, R.A. (2014). *Estudio de la Capacidad Portante de los Suelos del Centro Poblado Las Palmas, Distrito de La Banda de Shilcayo* [en línea]. Tesis de Pre Grado. Universidad Nacional de San Martín, San Martín, Perú. [consulta: 01 de agosto del 2019]. Disponible en web: <http://repositorio.unsm.edu.pe/handle/11458/299>.

ANEXOS

Anexo A: Documentos para la solicitud de datos hidrometeorológicos de la Estación Automática "El Porvenir" al SENAMHI (Documento virtual y físico).

GERENCIA GENERAL DEL SERVICIO NACIONAL DE METEOROLOGÍA E HIDROLOGÍA
DEL PERU - SENAMHI

Presente-

GIANNY DANIELA TORRES TELLO

(Nombres y Apellidos)

JR. SARGENTO LORES N° 142 - NOBALES, SAN MARTIN SAN MARTIN

(Dirección)

con N° DNI: 73036572 Telf: 963675124 E-mail: gdt-96.gdt@gmail.com
suqypashama.s@gmail.com

Universidad/ Instituto: UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN

Carrera/ Profesión: INGENIERIA CIVIL

Ante usted me presento y expongo;

Que, (detallar el estudio, nombre del proyecto que están realizando y el motivo de solicitud de los datos)

Debiendo realizar el estudio hidrometeorológico de mi proyecto

de tesis: "RELACION DE PARÁMETROS HÍDRICOS, SUELO Y TOPOGRAFÍA DEL

CENTRO POBLADO LAS PALMAS, PARA EL DISEÑO HIDRÁULICO Y ESTRUCTURAL DE

UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL URBANO".

Solicito la siguiente información:

ESTACIÓN	PARÁMETROS	ESCALA	PERÍODOS
EL PORVENIR	PRECIPITACIÓN (mm/día)	mm/día	25 años
	Máxima en 24 horas	Mes	1994 - 2018

Por lo expuesto, agradeceré a usted atender lo solicitado.



Lima, 07 de OCTUBRE del 2019.

[Signature]
Firma del Usuario



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN-TARAPOTO
 Facultad De Ingeniería Civil Y Arquitectura
 Nueva Ley Unlversitaria N°30220



"Año de la lucha contra la corrupción y la impunidad"

Tarapoto, octubre 09 del 2019

Oficio N° 519-2019-UNSM/FICA-D-NLU

Señores.
 SENAMHI

Presente

Asunto: *Solicita información Hidrometereológica*

Es grato dirigirme a usted, para saludarle cordialmente y presentarles a las bachillers **Sugey Pashanasi Andia y Gianni Daniela Torres Tello**, quienes están realizando la tesis titulada: **"RELACIÓN DE PARAMETROS HÍDRICOS, SUELOS Y OROGRAFÍA DEL CENTRO POBLADO LAS PALMAS PARA EL DISEÑO HIDRÁULICO Y ESTRUCTURAL DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL URBANO"**, por lo que requiere información hidrometereológica.

Cuya información les servirá a las interesadas para seguir desarrollando la tesis.

Sin otro particular me suscribo de usted.


Atentamente,

UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTÍN - T
 FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL Y ARQUITECTURA



 Ing. Mg. Ramiro Vásquez Vásquez
 Decano (e)

C.C. Archivo
 IMRVV/Carroso-S

**Anexo B: Información hidrometeorológicos de la Estación Automática “El Porvenir”
brindada por el SENAMHI.**

 PERÚ		Ministerio del Ambiente		Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología del Perú - SENAMHI					Dirección Zonal 9				
ESTACION MAP "EL PORVENIR"													
Latitud : 06° 35' Longitud : 76° 19' Altura : 230 m.s.n.m.			Departamento : San Martín Provincia : San Martín Distrito : Juan Guerra										
PRECIPITACIÓN MÁXIMA EN 24 HORAS (m.m.)													
AÑO	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SET	OCT	NOV	DIC	MAXIMA
1994	24.20	7.30	19.20	56.30	18.20	65.60	59.40	14.00	40.90	34.00	87.00	49.40	87.00
1995	19.10	11.80	19.30	27.30	16.60	20.80	23.30	11.20	22.10	51.70	26.10	44.20	51.70
1996	45.60	14.90	23.20	33.70	13.10	34.40	13.10	21.80	35.10	28.30	16.80	55.50	55.50
1997	49.50	19.60	38.80	41.30	61.60	2.00	11.60	24.00	75.20	9.70	5.10	15.00	75.20
1998	24.80	30.70	16.40	61.80	62.60	55.00	7.20	4.30	36.60	19.50	52.90	29.80	62.60
1999	45.00	66.20	26.80	32.20	33.80	4.60	21.10	20.00	20.60	13.70	30.60	15.40	66.20
2000	21.20	37.30	20.30	30.70	12.00	17.80	14.70	43.20	47.20	18.90	21.30	29.50	47.20
2001	19.50	58.30	23.60	47.50	39.00	20.20	58.40	38.60	27.10	40.00	21.30	28.70	58.40
2002	18.40	28.70	13.50	25.30	30.90	42.10	43.10	10.00	10.20	29.90	22.20	21.20	43.10
2003	59.70	12.30	47.10	21.80	10.00	25.40	7.40	24.30	19.40	54.30	66.70	60.20	66.70
2004	13.60	56.20	17.20	5.90	14.50	11.90	38.70	27.40	34.90	57.60	31.80	20.70	57.60
2005	17.00	49.20	21.20	46.50	17.00	21.50	33.40	21.60	30.40	40.30	67.20	16.10	67.20
2006	20.30	52.00	26.50	40.90	43.20	24.20	84.80	16.20	7.50	45.60	58.70	18.90	84.80
2007	23.50	9.40	80.70	18.60	68.00	9.00	32.00	18.60	52.50	100.00	71.50	2.50	100.00
2008	28.70	58.00	19.50	35.20	20.50	30.70	15.00	18.20	21.00	11.80	19.80	8.80	58.00
2009	34.40	21.10	23.70	19.80	34.80	27.40	22.80	38.60	85.20	53.80	20.60	12.80	85.20
2010	23.80	37.60	14.80	32.80	14.60	24.10	3.60	22.20	21.20	42.60	24.80	24.20	42.60
2011	28.00	12.80	19.80	41.60	32.60	23.00	19.50	65.80	50.60	74.80	22.40	77.80	77.80
2012	54.60	23.60	31.30	41.20	28.30	21.80	12.60	20.30	9.00	56.80	52.60	94.60	94.60
2013	48.40	23.00	35.70	22.40	25.00	17.00	15.60	42.60	24.80	13.80	43.60	17.80	48.40
2014	23.80	35.80	37.60	46.80	26.40	15.60	55.80	54.40	42.60	27.80	23.90	26.50	55.80
2015	25.80	44.60	27.60	42.80	21.90	22.90	16.60	20.40	21.10	54.90	30.90	26.30	54.90
2016	7.60	31.20	31.60	13.90	28.60	9.90	11.20	29.40	55.60	82.50	13.40	28.90	82.50
2017	32.90	44.50	20.60	21.10	27.80	30.60	17.80	36.40	40.50	7.80	56.90	66.30	66.30
2018	47.70	64.80	30.00	85.60	21.70	24.50	14.20	34.70	30.60	29.70	21.90	30.50	85.60
NOTA: LA PRESENTE INFORMACION METEOROLÓGICA SOLO SERA EMPLEADA PARA EL PROPÓSITO DE LA SOLICITUD, QUEDANDO PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL.													

Anexo C: Solicitud de la certificación de los resultados de la tesis titulada “ESTUDIO DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS DEL CENTRO POBLADO LAS PALMAS, DISTRITO DE LA BANDA DE SHILCAYO”, realizada el año 2014.



SOLICITUD DE CERTIFICACIÓN DE LOS ENSAYOS DE UNA TESIS
ARQUITECTURA - UNSM - TARAPOTO

Tarapoto, 07 de Febrero del 2020

07 FEB. 2020
N° Exp: 158 Hora: 1:04
Firma:

SEÑOR:

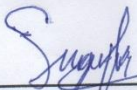
ARQ. MSc. PABLO OSWALDO BLAZ MIRANDA
DECANO DE LA FACULTAD DE INGENIERIA Y ARQUITECTURA DE LA
UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN

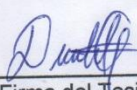
Yo *Sugey Pashanasi Andía* y *Gianny Daniela Torres Tello*, egresadas de la Escuela Académica Profesional de Ingeniería Civil, de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la UNSM, identificadas con DNI N° 76626212 y 73036572, teléfonos: 928431151 y 963675124, con domicilio en: *Jr. Jorge Chávez # 581* y *Jr. Sargento Lores # 142* respectivamente, mediante el presente nos dirigimos a usted, a fin de saludarlo cordialmente y al mismo tiempo comunicarle que:

Estando en la parte final del desarrollo de nuestra tesis titulado **“RELACIÓN DE PARÁMETROS HÍDRICOS, SUELO Y OROGRAFÍA DEL CENTRO POBLADO LAS PALMAS PARA EL DISEÑO HIDRÁULICO Y ESTRUCTURAL DE UN SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL URBANO”**, con Resolución N°047-2019-UNSM/FICACFT-NLU, para optar el Título Profesional de Ingeniería Civil, hemos utilizado algunos de los resultados de los ensayos de suelos ejecutados en la tesis titulada “ESTUDIO DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS DEL CENTRO POBLADO LAS PALMAS, DISTRITO DE LA BANDA DE SHILCAYO”, realizado en el laboratorio de Mecánica de Suelos y Pavimentos de la UNSM en el año 2014, a cargo del tesista Rodolfo Armando Villalobos Ríos, por lo que, solicitamos a su despacho pueda otorgarnos y facilitar la Certificación de los resultados de los ensayos de la tesis, antes mencionada, a fin de poder continuar con el trámite correspondiente. Agradecemos de antemano su atención prestada y esperamos una respuesta favorable a nuestra petición.

POR LO EXPUESTO:

- Adjunto formatos de los ensayos de la tesis citada y los resultados utilizados en nuestra tesis.


 Firma del Tesista
Sugey Pashanasi Andía


 Firma del Tesista
Gianny Daniela Torres Tello

Cc. Archivo

Anexo D: Certificación de los resultados de la tesis titulada “ESTUDIO DE LA CAPACIDAD PORTANTE DE LOS SUELOS DEL CENTRO POBLADO LAS PALMAS, DISTRITO DE LA BANDA DE SHILCAYO”.



UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
Laboratorio de Mecánica de Suelos y Pavimentos
 CIUDAD UNIVERSITARIA
 Jr. Amorarca 3° Cuadra Teléfono 042-52-1402
 MORALES - PERU



“Año de la universalización de la salud”
LEY UNIVERSITARIA N° 30220

Morales, 17 de Febrero del 2,020

CARTA N° 003-R.N.M. UNSM/FICA.LAB.MEC.SUELOS Y PAV. FEB 2020

Señor
ARQ. M.Sc. PABLO OSWALDO BLAZ MIRANDA
 Decano (e) FICA

Presente.-

ASUNTO: Confirmación de autenticidad de Protocolos de Ensayos de Mecánica de Suelos

REF : Certificación de los Resultados de Tesis, Proveído N° 069-2020.

Tengo el agrado de dirigirme a Usted, así mismo informarle de acuerdo a lo solicitado:

- 1.- En el documento adjunto se muestran los protocolos a certificar.
- 2.- Los protocolos presentados son del laboratorio de Ensayo de Materiales y son auténticos.

Es todo cuanto informo para los fines pertinentes.

Atentamente,



Ing. ROBERTO NAVARRO MORI
 Técnico del Laboratorio de Mecánica de Suelos y Pavimentos

FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA - UNSM - TARAPOTO

17 FEB. 2020

N° Exp: 158 Hora: 12:54

Firma: 

C.c.
Archivo
Carta N° 003-2020 ING.R.N.M.





UNIVERSIDAD NACIONAL DE SAN MARTIN
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA

Tarapoto, 05 de 03 del 2020

Proveído N° 109 UNSM/FICA

Pase: Int. records

Para: Comprobante y fees

Atentamente,


 PABLO FICA

Anexo E: Panel Fotográfico.

Ilustración 19: Se observa el escurrimiento de agua de lluvia por el Jr. Las Palmeras, generando focos de infección para la población.



Ilustración 20: Se observa la acumulación de agua de lluvia por la falta de una estructura de drenaje generando fuente de contaminación y foco infeccioso.



Ilustración 21: Se observa una cuneta natural ubicado en la Av. Las Palmas, frente al colegio, debido a la falta de estructuras de drenaje.



Ilustración 22: Se observa el desnivel del terreno en la Av. Las Palmas, lo que ocasiona que en épocas de lluvias se acumule el agua y perjudique las estructuras de las viviendas aledañas.



Ilustración 23: Se observa la formación de cunetas naturales por la falta de las estructuras de drenaje, generando focos de contaminación para la población.



Ilustración 24: Se observa la acumulación de agua en las intercepciones de las calles, la cual genera un mal estado para el tránsito vehicular y peatonal.



Ilustración 25: Se observa el escurrimiento de agua de lluvia por el Jr. Manuela Flores, generando focos de contaminación.



Ilustración 26: Se observa el escurrimiento de agua de lluvia por el Jr. Manuel Vásquez, generando focos de contaminación.



Ilustración 27: Se observa la topografía casi plana del terreno en la parte de la Plaza del Centro Poblado Las Palmas. Asimismo, se evidencia la falta de estructuras de drenaje.



Ilustración 28: Se observa la acumulación de aguas de lluvia en Jr. Manuela Flores, generando un foco de contaminación para la población.



Ilustración 29: Se observa el escurrimiento de agua de lluvia por cunetas naturales, debido a la falta de estructuras de drenaje.



Ilustración 30: Se observa la acumulación de agua de lluvia, por la falta de estructuras de drenaje, causando focos de contaminación a la población.

Anexo F: Planos.