



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



**Diseño del sistema de alcantarillado pluvial del asentamiento humano
Atumpampa – San Marcelo y Brisas del Cumbaza – distrito de Morales –
provincia de San Martín – región San Martín**

Tesis para optar al título profesional de Ingeniero Civil

AUTORES:

Jhon James Del Aguila Paredes

Hector Gonzales Alvarez

ASESOR:

Ing. Carlos Segundo Huamán Torrejón

Tarapoto-Perú

2019

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



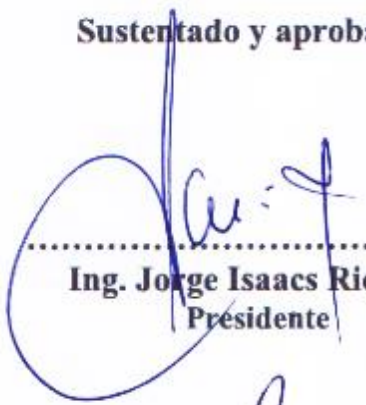
**“Diseño del sistema de alcantarillado pluvial del asentamiento humano
Atumpampa – San Marcelo y Brisas del Cumbaza – distrito de Morales –
provincia de San Martín – región San Martín”**


AUTORES:


Jhon James Del Aguila Paredes

Hector Gonzales Alvarez

Sustentado y aprobada el 29 de abril del 2019, ante el honorable jurado:


.....
Ing. Jorge Isaacs Rioja Díaz
Presidente


.....
Ing. Iván Gustavo Reátegui Acedo
Secretario


.....
Ing. Néstor Raúl Sandoval Salazar
Miembro


.....
Ing. Carlos Segundo Huamán Torrejón
Asesor

Declaratoria de autenticidad

Jhon James Del Aguila Paredes identificado con el DNI N° 46007685 y **Hector Gonzales Alvarez** con el DNI N° 77530479, egresados de la facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil, de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, con la tesis titulada: **Diseño del sistema de alcantarillado pluvial del asentamiento humano Atumpampa – San Marcelo y Brisas del Cumbaza – distrito de Morales – provincia de San Martín – región San Martín**

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 plagiada, 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 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 y 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, asumo las consecuencias y sanciones que de mi acción se deriven, sometiéndome a la normatividad vigente de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto.

Tarapoto, 29 de abril del 2019



Bach. Jhon James Del Aguila Paredes

DNI N° 46007685



Bach. Hector Gonzales Alvarez

DNI N° 77530479

Declaración jurada

Jhon James Del Aguila Paredes identificado con el DNI N° 746007685 con domicilio legal Jr San Martín N° 654 – Banda de Shilcayo y **Hector Gonzales Alvarez** identificado con el DNI N° 77530479 con domicilio legal Jr. Ramón Castilla N° 303 - Tarapoto, a efecto de cumplir con las disposiciones vigentes consideradas en el Reglamento de Grados y Titulos de la Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto, **DECLARO 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 asumo la responsabilidad que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de la información aportada, por la cual me someto a lo dispuesto en las Normas Académicas de la Universidad Nacional de San Martín – Tarapoto.

Tarapoto, 29 de abril del 2019



Bach. Jhon James Del Aguila Paredes

DNI N° 46007685



Bach. Hector Gonzales Alvarez

DNI N° 77530479

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:	Del Aguila Brecales Jhon James	
Código de alumno :	063110	Teléfono: 966233901
Correo electrónico :	Jhonjaguila@gmail.com	DNI: 46007685

(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 :	DESEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL DEL ASENTAMIENTO HUMANO ATUMPAMPA - SAN MARCELO Y BRISAS DEL CUMBAZA - DISTRITO DE MORALES - PROVINCIA DE SAN MARTÍN - REGIÓN SAN MARTÍN.
Año de publicación:	2019

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.

11 / 03 / 2024


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:	GONZALES ALVAREZ HECTOR		
Código de alumno :	123116	Teléfono:	945546131
Correo electrónico :	hector17_95@hotmail.com	DNI:	77530479

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

4. Datos del Trabajo de investigación

Título:	DISEÑO DEL SISTEMA DE ALCANTARILLADO PLUVIAL DEL ASENTAMIENTO HUMANO ATUMPAMPA - SAN MARLELO Y BRISAS DEL CUMBAZA - DISTRITO DE MORALES - PROVINCIA DE SAN MARTÍN - REGIÓN SAN MARTÍN.
Año de publicación:	2019

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.

11 / 03 / 2021



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

Dedicatoria de Jhon James del Aguila

Paredes

A Dios

Por haberme permitido cumplir este objetivo.

A mi Padre Anibal Del Aguila

Por su apoyo, comprensión y consejos en los momentos difíciles.

A mi Madre Lastenia Paredes (Q.E.P.D)

Por darme la vida, por crear en mí y porque siempre estarás en mi corazón y mis recuerdos.

Dedicatoria de Hector Gonzales Alvarez

A mis Padres, Hector Gonzales y Carmela Alvarez, que me dieron la vida y han estado conmigo en todo momento, por creer en mí, por enseñarme a enfrentar las adversidades sin perder la dignidad ni desmayar en el intento, me han guiado para lograr este objetivo, en base a su ejemplo, comprensión, constante apoyo y sacrificio.

A mis hermanas Landiz y Otiana por estar siempre presentes apoyándome en todo, son un pilar fundamental para lograr los objetivos que me propongo.

Agradecimiento

A la Universidad Nacional de San Martín, nuestra Alma Mater, por darnos la oportunidad de realizarnos, como profesionales a través de los conocimientos adquiridos durante nuestra estancia en dicha Casa Superior de Estudios.

A los Docentes de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil – Facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura, por su constante enseñanza y dedicación en la formación de los Futuros Profesionales.

Al Ing. Carlos Segundo Huamán Torrejón, por su valioso aporte a través de su asesoramiento para la culminación de la presente Tesis.

En general a todos mis amigos ahora colegas, con los cuales hemos sido partícipes de este sueño, rompiendo la idea de rivalidad para remplazarla por solidaridad, permitiendo enfrentar juntos los momentos difíciles y disfrutar los logros de cada uno.

Los autores

Índice

Dedicatoria.....	vi
Agradecimiento	vii
Índice	viii
Índice de tabla.....	x
Índice de figuras	xii
Resumen	xiv
Abstract.....	xv
Introducción.....	1
CAPÍTULO I.....	2
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	2
1.1. Exploración preliminar orientando la investigación.....	2
1.1.1.-Topografía.....	2
1.1.2.-Hidrología e hidráulica	2
1.1.3.-Estudio de Suelos.....	3
1.2. Aspectos generales del estudio.....	3
CAPÍTULO II.....	4
MARCO TEÓRICO.....	4
2.1. Antecedentes, planteamiento, delimitación y formulación del problema a resolver. 4	
2.1.1. Antecedentes del problema	4
2.1.2. Planteamiento del problema.....	4
2.1.3. Delimitación del problema.....	5
2.1.4. Formulación del problema	5
2.2. Objetivos.....	5
2.2.1. Objetivo general.....	5
2.2.2. Objetivos específicos	5
2.3. Justificación de la investigación.....	6
2.4. Delimitación de la investigación	6
2.5. Marco teórico.....	6
2.5.1. Antecedentes de la investigación	6
2.5.2. Marco o fundamentación teóricos de la investigación.....	8
2.5.3. Marco conceptual.....	31
2.5.4. Marco histórico	32

2.6. Hipótesis a demostrar	33
CAPÍTULO III	34
MATERIALES Y MÉTODOS	34
3.1. Materiales	34
3.1.1. Recursos humanos.....	34
3.1.2. Recursos materiales.....	34
3.1.3. Recursos de equipos.....	35
3.1.4. Otros recursos	35
3.2. Metodología.....	35
3.2.1. Universo, muestra población.....	35
3.2.2. Sistema de variables.....	36
3.2.3. Diseño experimental de la investigación	36
3.2.4. Diseño de instrumentos	37
3.2.5. Procesamiento de información.....	39
CAPÍTULO IV.....	166
RESULTADOS Y DISCUSIONES	166
4.1. Resultados.....	166
4.1.1. Intensidad máxima de diseño.....	166
4.1.2. Áreas colectoras de lluvias.....	166
4.1.3. Coeficiente de escorrentía.....	166
4.1.4. Caudales de escurrimiento	166
4.1.5. Dimensionamiento de colectores, cunetas y alcantarillas.....	167
4.1.6. Análisis de suelo	167
4.2. Análisis y discusión de resultados	168
4.2.1. El análisis y discusión de resultados de la presente tesis son los siguientes:	168
4.2.2. Selección de alternativa	170
4.2.3. Contrastación de hipótesis	170
CONCLUSIONES	171
RECOMENDACIONES	172
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	173
ANEXOS.....	176

Índice de tabla

Tabla 1. Valores del coeficiente de escorrentía según el método racional.....	13
Tabla 2. Valores para la determinación del coeficiente de escorrentía método Mac Math...	14
Tabla 3. Taludes recomendables según tipo de material	26
Tabla 4. Coeficiente de rugosidad según el material.....	26
Tabla 5. Ancho de solera en relación con el caudal	27
Tabla 6. Borde libre en relación del caudal	29
Tabla 7. Relación de borde libre con ancho de solera	29
Tabla 8. Velocidades máximas de erosión	30
Tabla 9. Calculo de la población futura.....	39
Tabla 10. Información topográfica de calles	41
Tabla 11. Percepcion maxima caida en 24 horas (mm).....	46
Tabla 12. Ocurrencia cronologica de la precipitacion.....	47
Tabla 13. Ordenamiento y análisis estadístico de la información pluviométrica.....	48
Tabla 14. Resumen de valores del tiempo de concentración.....	49
Tabla 15. Resumen de valores de tm (años) vs precip (mm) según Gumbel Tipo I.....	52
Tabla 16. Resumen de valores de tm (años) vs precip (mm) según Gumbel	54
Tabla 17. Comparación de intensidades de diseño.....	54
Tabla 18. Distribución porcentual de la precipitación.....	55
Tabla 19. Distribución porcentual de la precipitación.....	55
Tabla 20. Pruebas de bondad o ajuste de Smirnov - Kolmogorov	57
Tabla 21. Áreas colectoras de lluvia.....	58
Tabla 22. Determinación del coeficiente de escorrentía según el método Mac Math.....	61
Tabla 23. Caudales de escurrimiento de las cunetas proyectadas: método racional	65
Tabla 24. Caudales de escurrimiento de las cunetas proyectadas: método Mac Math.....	69
Tabla 25. Comparación de caudales de diseño según métodos aplicados.....	72
Tabla 26. Resumen del cálculo de caudal en cunetas y alcantarillas	75
Tabla 27. Dimensionamiento hidráulico de cunetas y alcantarillas.....	88
Tabla 28. Especificaciones Técnicas	106
Tabla 29. Nudo 1 de factores de distribución.....	111
Tabla 30. Nudo 2 de factores de distribución.....	111
Tabla 31. Nudo 3 de factores de distribución.....	112

Tabla 32. Nudo 4 de factores de distribución	112
Tabla 33. Especificaciones técnicas para alcantarilla.....	127
Tabla 34. Nudo 1 de factores de distribución	132
Tabla 35. Nudo 2 de factores de distribución	132
Tabla 36. Nudo 3 de factores de distribución	132
Tabla 37. Nudo 4 de factores de distribución.....	133
Tabla 38. Especificaciones técnicas para alcantarilla.....	148
Tabla 39. Nudo 1 de factores de distribución	152
Tabla 40. Nudo 2 de factores de distribución	152
Tabla 41. Nudo 3 de factores de distribución	152
Tabla 42. Nudo 4 de factores de distribución.....	153
Tabla 43. Especificaciones técnicas para alcantarilla.....	165

Índice de figuras

Figura 1. Sección típica de cuneta	16
Figura 2. Poza sin agua, terreno seco.	17
Figura 3. Poza llena hasta la cota superior de la pared lateral, terreno seco	17
Figura 4. Diagrama de momentos para el caso I y el caso II.....	19
Figura 5. Vista isométrica de una transición en un canal	25
Figura 6. Sección rectangular de un canal.....	27
Figura 7. Sección de cuneta.....	93
Figura 8. Sección transversal de la cuneta.....	94
Figura 9. Diagrama de momentos en la cuneta para el caso I	96
Figura 10. La poza está llena hasta la cota superior de la pared lateral.....	97
Figura 11. Diagrama de momentos en la cuneta para el caso II	99
Figura 12. Distribución de acero en la cuneta	106
Figura 13. Sistemas de cargas en las alcantarillas	107
Figura 14. Diagrama de esfuerzos en el marco rígido (alcantarilla)	109
Figura 15. Análisis estructural del marco rígido por el método de Hardy Cross.	112
Figura 16. Esfuerzos en el tramo 1 – 2 marco rígido.	113
Figura 17. Diagrama de esfuerzos cortantes del marco rígido.	114
Figura 18. Esfuerzos en la losa del marco rígido a una distancia “X”	115
Figura 19. Esfuerzos en las paredes del marco rígido a una distancia "X".	116
Figura 20. Diagrama de momentos del marco rígido.	117
Figura 21. Disposición del acero en la alcantarilla.....	127
Figura 22. Sistemas de cargas en las alcantarillas.....	128
Figura 23. Diagrama de esfuerzos en el marco rígido (alcantarilla).....	130
Figura 24. Análisis estructural del marco rígido por el método de Hardy Cross	133
Figura 25. Esfuerzos en el tramo 1 – 2 marco rígido	134
Figura 26. Diagrama de esfuerzos cortantes del marco rígido	135
Figura 27. Esfuerzos en la losa del marco rígido a una distancia “X”	135
Figura 28. Esfuerzos en las paredes del marco rígido a una distancia “X”	137
Figura 29. Diagrama de momentos del marco rígido.....	138
Figura 30. Disposición del acero en la alcantarilla.....	147
Figura 31. Sistema de Cargas en Alcantarilla 1.50x1.00.....	148

Figura 32. Diagrama de Esfuerzos en el Marco Rigido.....	150
Figura 33. Analisis Estructural del Marco Rigido por metodo Hardy Cross.....	153
Figura 34. Esfuerzos en el tramo 1-2 Marco Rigido.....	154
Figura 35. Diagrama de Esfuerzo Cortantes.....	155
Figura 36. Esfuerzos en la losa del marco rigido a una distancia "x".....	156
Figura 37. Esfuerzos en las paredes del marco rigido a una distancia "x".....	157
Figura 38. Diagrama de Momentos del Marco Rigido.....	159
Figura 39. Disposicion de Acero en alcantarilla de 1.50x1.00	165

Resumen

El crecimiento de las ciudades exige notables inversiones en infraestructura, porque existe un aumento de la demanda de mayores y mejores servicios públicos; entre uno de ellos el Sistema de Drena Pluvial, este desarrollo urbano ha sido poco respetuoso con la red de drenaje natural, lo que ha provocado graves problemas por la incapacidad de la red de drenaje artificial resultante.

El proyecto de tesis denominado: **Diseño del sistema de alcantarillado pluvial del asentamiento humano Atumpampa-San Marcelo y Brisas del Cumbaza-distrito de Morales-provincia San Martín-región San Martín**, busca dar un aporte técnico a la posible solución integral a los graves problemas de deterioro progresivo de las rasantes de las vías públicas, plataformas de las obras de artes existentes, que se producen en este sector del distrito de Morales, cuando se presentan precipitaciones pluviales ordinarias y extraordinarias. En el presente trabajo de tesis, se ha realizado levantamientos topográficos en la zona urbana actual (6.50 Has), información que nos permitió obtener los planos del proyecto.

Los planos topográficos (manzaneo y curvas a nivel) nos permite definir un área total a drenar de 6.50 Has, lo que ha dividido en 15 áreas colectoras, dentro de las cuales se han determinado 58 áreas tributarias, ver plano PAC Áreas colectoras. Se determinó el caudal de diseño utilizando los métodos Racional y Mac Math, en función al Coeficiente de escorrentía, áreas colectoras, pendiente del terreno, la Intensidad de diseño correspondiente a un tiempo de retomo $Tr = 25$ años. Con el caudal de diseño, pendiente y rugosidad, calculamos la geometría de las secciones de cada tramo de colector, los mismos que hacen su entrega final en estructuras proyectadas al final de las 09 (X) Obras de entregas proyectadas y ubicadas en la quebrada Amorarca, ver plano PPH.

El trabajo de Tesis "**Diseño del sistema de alcantarillado pluvial del asentamiento humano Atumpampa-San Marcelo y Brisas del Cumbaza-distrito de Morales-provincia San Martín-región San Martín**", se realizó como un aporte más para el beneplácito de la municipalidad distrital de Morales.

Palabras clave: Hidráulico, estructural, plataformas, pluviales, levantamiento topográfico.

Abstract

The growth of cities requires significant investments in infrastructure, because of the increasing demand for greater and better public services, one of them being the storm drainage system. This urban development has not been very respectful of the natural drainage network, which has caused serious problems due to the inability of the resulting artificial drainage network. The thesis project entitled: Design of the Pluvial Sewage System of the Human Settlement Atumpampa-San Marcelo and Brisas del Cumbaza-District of Morales-Province of San Martín-Region of San Martín, aims to provide a technical contribution to the possible integral solution to the serious problems of progressive deterioration of the gradients of public roads, platforms of the existing works of arts, which occur in this sector of the District of Morales, when there are ordinary and extraordinary rainfall. In the present thesis work, topographic surveys have been made in the current urban area (6.50 Has), information that allowed obtaining the maps of the project. The topographic maps (blocks and contour lines) allow us to define a total area to be drained of 6.50 Has, which has been divided into 15 collector areas, within which 58 tributary areas have been determined, see PAC map Collector areas. The design flow was determined using the Rational and Mac Math methods, based on the runoff coefficient, collector areas, slope of the land, the design intensity corresponding to a recharge time $T_r = 25$ years. With the design flow, slope and roughness, the geometry of the sections of each collector section is calculated, the same that make their final delivery in projected structures at the end of the 09 (X) projected delivery structures located in the Amorarca creek, see PPH plan. The thesis work "Design of the Pluvial Sewage System of the Human Settlement Atumpampa-San Marcelo and Brisas del Cumbaza-District of Morales-Province of San Martín-Region of San Martín", was carried out as another contribution for the benefit of the Morales District Municipality.

Keywords: Hydraulic, structural, platforms, pluvial, topographic survey.



Introducción

Es probable que los cambios en las precipitaciones que se generarán por el actual aumento del CO₂ en la atmósfera entrañen las consecuencias más graves para los seres humanos, El Perú y en general el mundo entero, se considera el calentamiento global como un factor que impulsa con más frecuencia mayores precipitaciones.

Al inicio de cada año, se produce a nivel nacional, lluvias de considerables intensidades, estas lluvias pueden causar deterioros de las vías, inundación de las viviendas, así como puede crear focos infecciosos de enfermedades debido al empozamiento de las aguas.

Existe un desarrollo urbano que surge a partir de las migraciones, que alteran sustancialmente la hidrología de las cuencas, en particular se modifica la red de drenaje y el proceso de transformación lluvia-escorrentía, disminuyendo la capacidad de desagüe de la red de drenaje de agua pluviales y el volumen de escorrentía.

El distrito de Morales, así como muchos distritos de nuestra Región, buscan tener una mejor calidad en la transitabilidad peatonal y vehicular para poder fomentar el crecimiento económico. Parte de la mejora de esta calidad de transitabilidad depende de un buen diseño de drenaje pluvial que permita discurrir de manera eficiente la escorrentía superficial, la falta de un plan piloto de catastro urbano, ha provocado en estos últimos tiempos un desorden territorial que hacen que los cursos de aguas pluviales tomen el curso guiado por las pendientes naturales que presentan.

Tras la problemática ocasionada por estos hechos, nos ha motivado, a realizar un estudio técnico que aporte criterios y contribuya a la sociedad, consciente de la problemática de la ciudad de Morales, consistiendo en una propuesta técnica que comprende el **“Diseño del sistema de alcantarillado pluvial del asentamiento humano Atumpampa-San Marcelo y Brisas del Cumbaza-districto de Morales-provincia San Martín-región San Martín”**; aportando de esta manera con las entidades pertinentes, con información técnica para en un futuro ser utilizadas en la formalización de proyectos de inversión pública para el diseño del sistema de alcantarillado pluvial en esta zona.

CAPÍTULO I

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1.1.Exploración preliminar orientando la investigación

Para comprender la investigación debemos partir de los estudios de ingeniería básica, que comprende lo siguiente:

1.1.1.-Topografía

Se realizó la exploración de campo, iniciando con el levantamiento topográfico del lugar en donde se va a desarrollar la tesis, obteniendo un plano catastral a curvas de nivel, Información cartográfica geo referenciada, correspondiente a las escalas requeridas, longitud de poligonales, puntos de control enlazados a la red geodésica nacional GPS en el sistema WGS84, estableciendo en cada uno de ellos sus coordenadas UTM. Los datos obtenidos de este estudio serán utilizados para establecer la dirección y el sentido del flujo de agua debido a las precipitaciones que se deben evacuar por las diferentes estructuras de drenaje pluvial (cunetas, alcantarillas y obras complementarias).

1.1.2.-Hidrología e hidráulica

Se adquirió los datos pluviométricos de SENAMHI de la Estación CO Tarapoto, los mismos que indican las precipitaciones ocurrida entre los años 1996 y 2015, durante un periodo de 20 años en la zona de estudio, las cuales nos permite calcular la cantidad de agua que fluye en la zona producto de las precipitaciones para luego así realizar el Diseño del Sistema de Alcantarillado Pluvial. Cumpliendo con las disposiciones del manual de carreteras: Hidrología, Hidráulica y drenaje vigente, teniendo básicamente en consideración lo siguiente:

Estudio del régimen hidráulico en los sectores previstos en los resultados obtenidos del estudio hidrológico y establecimiento de los parámetros de diseño.

Justificación técnica de las obras de drenaje superficial y subterráneas requeridas por el proyecto.

Evaluación del estado de las obras de drenaje existentes, en cuanto a su capacidad de carga, sección, condición, etc.

1.1.3.-Estudio de Suelos

Por último, se realizó la toma de muestras para el estudio de mecánica de suelos, cuyos resultados son necesarios para el diseño estructural de las obras de drenaje pluvial, tales como cunetas y alcantarillas, debiendo cumplir la normatividad vigente sobre la materia, conteniendo la memoria de cálculo, planos, según corresponda y teniendo en consideración básicamente lo siguiente:

Los criterios de diseño utilizados.

La normatividad aplicada.

La justificación técnica.

Resúmenes de los principales resultados y justificaciones.

1.2.Aspectos generales del estudio

Ubicación geográfica y política:

El proyecto se encuentra ubicado en:

Sector : Asentamiento Humano Atumpampa-San Marcelo y Brisas del Cumbaza.

Distrito : Morales.

Provincia : San Martín.

Región : San Martín.

La ciudad de Morales esta situada a 283 msnm, 3 km al norte de Tarapoto, a 6°36'15" de latitud sur y 76°10'30" de longitud oeste.

Recolección de la Información Pluviométrica

Para el desarrollo de la presente tesis se ha obtenido la información estadística de la Estación CO Tarapoto. La información está constituida por las precipitaciones pluviales máximas cada 24 horas en milímetros, desde 1996 hasta el 2015, en un intervalo de 20 años, siendo una información, extensa, confiable y segura.

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes, planteamiento, delimitación y formulación del problema a resolver

2.1.1. Antecedentes del problema

La ciudad de Morales, es un Distrito de la Provincia de San Martín, Región de San Martín, con una altitud de 283 m.s.n.m. entre 06°36'15" Latitud Sur y 76°10' 30" de longitud oeste. En la actualidad en la zona de interés el Asentamiento Humano Atumpampa-San Marcelo y Brisas del Cumbaza, Distrito de Morales, no cuenta con un Sistema de Alcantarillado Pluvial, lo cual ocasiona molestias en la población debido a la dificultad de la transitabilidad provocada por el escurrimiento superficial de agua que origina el deterioro de sus calles.

Debido a lo expuesto anteriormente, y con la finalidad de analizar e interpretar la realidad, determinando la problemática existente, enfocamos la presente Tesis para plantear una propuesta técnica como alternativa de solución a los problemas que presenta las condiciones actuales de este lugar, mediante el Diseño del Sistema de Alcantarillado Pluvial, utilizando todos los lineamientos técnicos necesarios para presentar un soporte de los cálculos, de tal manera contribuir aportando de esta manera con las entidades pertinentes que buscan mejorar la calidad de vida de la población.

2.1.2. Planteamiento del problema

En la actualidad teniendo en cuenta la realidad económica y social en la que se vive en la Provincia de San Martín, en especial el Distrito de Morales, en los últimos años ha logrado un crecimiento demográfico y económico ascendente, que debe de ir en equilibrio con la correcta cobertura de los diferentes servicios básicos. tales como electricidad, agua potable, pavimentos, sistemas de alcantarillado y tránsito, lo cual es muy importante y necesario para el desarrollo sostenible de esta población.

Las intensas precipitaciones que existen en esta parte de la región, provocan deterioros de las vías, inundación de las viviendas, así como el origen de focos infecciosos de enfermedades, debido al empozamiento de las aguas., produciendo malestar en la población. Es necesario levantar información técnica respecto a esta problemática, ya que actualmente no existe un proyecto que busque solucionar este problema en esta zona de interés. Es por ello que resulta relevante desarrollar la presente tesis y sentar la base técnica para un futuro proyecto de inversión pública.

2.1.3. Delimitación del problema

La presente tesis, se realizará en el Asentamiento Humano Atumpampa-San Marcelo y Brisas del Cumbaza, Distrito de Morales, Provincia y Región San Martín, contando con una población beneficiada de 2000 habitantes aproximadamente y un área de influencia de 6.50 Ha, donde se efectuará los trabajos de topografía, mecánica de suelos y el respectivo planteamiento del sistema de alcantarillado pluvial.

2.1.4. Formulación del problema

Hoy en día el crecimiento de los asentamientos humanos durante los últimos años ha sido en forma ascendente y desordenada, sin una planificación, orientación de desarrollo planificado y sostenible en el tiempo, que claro se refleja en el drenaje superficial ante las precipitaciones que se presentan en forma periódica en la zona. En ese sentido es convergente realizar la presente investigación que sucita con la siguiente interrogante:

¿De qué manera el diseño del sistema de alcantarillado pluvial contribuirá como un aporte técnico para a la solución de la escorrentía superficial que se presenta en forma desordenada en la población del asentamiento humano Atumpampa – San Marcelo y Brisas de Cumbaza, distrito de Morales, provincia y región San Martín?

2.2. Objetivos

La presente investigación presenta los siguientes objetivos:

2.2.1. Objetivo general

Desarrollar el **diseño del sistema de alcantarillado pluvial del asentamiento humano Atumpampa – San Marcelo y Brisas de Cumbaza, distrito de Morales, provincia y región San Martín**, para contribuir como un aporte técnico de solución de la escorrentía superficial del área de calles y veredas.

2.2.2. Objetivos específicos

Realizar el planteamiento hidráulico del sistema.

Ejecutar estudios topográficos, levantamiento catastral a curvas a nivel.

Elaborar el estudio hidrológico e hidráulico con proyección a 20 años.

Estimar los caudales de diseño de las obras de drenaje pluvial.

Hacer estudios de mecánica de suelos.

Efectuar el análisis estructural del sistema de drenaje pluvial.

2.3. Justificación de la investigación

La tesis se plantea como consecuencia de la necesidad de conseguir el encausamiento y evacuación inmediata de las aguas pluviales a través de obras de drenaje al presentarse la caída de precipitaciones. De esta manera se busca garantizar y brindar seguridad ciudadana, buena calidad de vida, salubridad, evitar inundaciones y colapso de viviendas por erosión y/o sobre humedecimiento de los cimientos y en casos mayores se produce desbordes, inundaciones en las viviendas, por esta y todas las razones ya mencionadas consideramos justificable el presente trabajo de tesis.

2.4. Delimitación de la investigación

El área de estudio de la presente tesis, es el Asentamiento Humano de Atumpampa-San Marcelo y Brisas del Cumbaza, del distrito de Morales, provincia y región San Martín. Contando con población beneficiada de 2000 habitantes aproximadamente.

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. Los datos hidrológicos serán utilizados para estimar el caudal que circula por las obras de drenaje utilizando el Método Racional y Mac Math. Los parámetros del estudio de suelo contribuirán con el diseño estructural de las obras.

2.5. Marco teórico

2.5.1. Antecedentes de la investigación

Según Dolz Ripolles, José y Gómez, Manuel (1994), realizaron un estudio denominado “problemática del drenaje de aguas pluviales en zonas urbanas y del estudio hidráulico de las redes de colectores”, explica que:

El desarrollo urbano altera de una forma notable la hidrología de las cuencas donde tiene lugar. 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 escorrentía. Estos fenómenos están muy presentes en diferentes zonas de España y en particular en el litoral mediterráneo donde, además de una urbanización intensiva no respetuosa con la hidrología, se presentan con relativa frecuencia precipitaciones de elevada intensidad.

Según Martínez Martínez, Sergio Ignacio (2002), realizó una investigación denominada "Diseño Hidrológico e Hidráulico del Drenaje Pluvial de Cubiertas de Edificaciones", cuyo objetivo fue proponer un método sistemático de diseño que sea más exacto que los criterios utilizados actualmente. Se supone que un refinamiento de los modelos que representan el comportamiento de la precipitación, del flujo sobre las cubiertas y de las estructuras de desfogue puede llevar, en la mayoría de los casos prácticos, a obtener mejores diseños de las instalaciones pluviales de los edificios.

Según, Gálvez Álvarez, Hugo Alejandro (2004), en su tesis de investigación sobre "planificación y diseño de los sistemas de drenaje sanitario y pluvial de la cabecera municipal de pasaco, Jutiapa", esta tesis manifiesta que para poder diseñar y construir deben tomarse en cuenta todos los factores humanos y los posibles impactos ambientales que puedan existir; esto implica gran responsabilidad al realizar proyectos de infraestructura en las comunidades, comenzando con llenar sus necesidades sin afectar otros aspectos y que las normas de diseño de instituciones públicas que se dedican a diseñar drenajes, se pudo establecer que es preferible la construcción de sistemas separativos de alcantarillado, con el propósito de facilitar el tratamiento de las aguas servidas, hasta un determinado nivel, tal que al verterlas a ríos o drenes naturales no causen contaminación.

Según, Beltran Juárez, José Rafael (2010), en su tesis de investigación sobre "propuesta de mejoramiento del drenaje pluvial de la planta de tratamiento de aguas residuales", esta tesis trata sobre la planta de tratamiento Ingeniero Arturo Pazos Sosa de la Escuela Regional de Ingeniería Sanitaria y Recursos Hidráulicos brinda el servicio de sanear las aguas residuales domésticas de la población de la colonia Aurora II. Tiene como fines permitir a los estudiantes de la maestría efectuar ensayos de tratamiento, comparar los diferentes procesos y capacitar a los operadores de otras plantas, asimismo esta planta presenta un problema, debido a la gran intensidad de las precipitaciones, el drenaje pluvial no es capaz de drenar toda el agua, lo que causa la erosión del suelo y pone en peligro las estructuras de los diferentes tratamientos para las aguas residuales. Para solucionar este problema se debe realizar un estudio y verificar la capacidad del sistema de drenar el agua y hacer un nuevo diseño, además incorporar obras para disipar la energía del flujo y proteger los taludes.

Según, De León Acosta, Erik Braulio (2009), en su tesis de investigación sobre "proyecto para la rehabilitación del drenaje pluvial en motozintla Chiapas", esta tesis tiene como

objetivo incrementar la colocación de tuberías de agua potable y la construcción de alcantarillado de aguas pluviales ya que la falta de estos servicios es una problemática existente en el municipio. Esto se pretende hacer mejorando la administración de sus órganos operativos a nivel municipal y cuidando la infraestructura existente. Motozintla- Chiapas-Mexico-2009.

Según, Antonio Carpio, Henry (2011), en su tesis sobre 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-San Salvador; en este trabajo se presenta una propuesta de diseño del alcantarillado sanitario, alcantarillado pluvial y una planta de tratamiento para las aguas residuales

Según, Granda Acha, Rudy Rolandy (2013), “tesis en análisis numérico de la red de drenaje pluvial de la urb. Angamos”, la presente tesis plantea el análisis de una red de drenaje en particular de la ciudad de Piura a través de uno de los modelos numéricos, la cual hace referencia a la evolución del concepto de drenaje urbano y a una de las principales causas de inundaciones urbanas en la actualidad como es la mala gestión del desarrollo urbano y hace una descripción general de la modelación numérica en hidráulica, así como del modelo numérico de drenaje urbano empleado para la simulación y análisis de la red propuesta en este trabajo.

2.5.2. Marco o fundamentación teóricos de la investigación

2.5.2.1. Climatología

Según Chereque Moran, Wendor, son numerosas las definiciones que existen del clima, pero todas ellas aluden al estado medio de la atmosfera. Para la organización Meteorológica Mundial, el clima es el conjunto fluctuante de condiciones atmosféricas caracterizado por los estados 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.

Los factores que condicionan el clima son: la latitud, la altitud y la continentalidad. La latitud determina la intensidad de la radiación solar, la altitud de termina la temperatura. La continentalidad se refiere a la mayor o menor proximidad de un lugar a los mares. Muchas veces juegan papel importante en el condicionamiento del clima de las corrientes marinas.

Otros factores de importancia eventual son la orientación, los vientos dominantes, la naturaleza del terreno y la vegetación.

2.5.2.2.Hidrología

Según Cahuana Andía, Agustin, & Yugar Morales, Weimar, 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, 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.

Generalmente los proyectos hidráulicos son de dos tipos: los proyectos que se refieren al uso de agua y los que se refieren a la defensa contra los daños que ocasiona el agua, tomando estos principios se define: 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. La hidrología aplicada moderna exige conocimientos avanzados de matemáticas, tales como la estadística, planteamientos y resoluciones analíticas del comportamiento del ciclo hidrológico que es muy complejo.

La hidrología se subdivide en muchas otras ciencias, entre ellas la Hidrogeología, Hidrología superficial, Hidrología Subterránea, Hidrología Estadística, Hidrología Determinista, etc. En este libro se desarrollará la hidrología superficial.

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. Los proyectos de ingeniería civil típicos de explotación y uso de los recursos hídricos (agua) son:

Abastecimiento de agua potable,
 Irrigación (riego tecnificado y riego por inundación)
 Aprovechamiento hidroeléctrico (centrales hidroeléctricas)
 Suministro de agua para múltiples usos
 Navegación
 Recreación entre otros.

Los proyectos de ingeniería civil típicos para la protección contra los daños que ocasiona el agua son:

Drenaje urbano (drenajes fluviales, 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 y a los asentamientos humanos; drenaje subsuperficial, para la eliminación de aguas perjudiciales para la agricultura y para las instalaciones técnicas)
 Encauzamientos de ríos
 Defensa contra inundaciones
 Determinación de llanuras de inundación
 Control de la erosión en cuencas
 Dimensionamiento y operación de embalses

Como base para la realización de tales tareas, el ingeniero debe conocer los elementos básicos del ciclo hidrológico, los medios y métodos de medida de estos, las técnicas de tratamiento de datos y su interpretación. Además, debe saber establecerse adecuadamente las relaciones cuantitativas y cualitativas entre parámetros importantes, mediante la ayuda del análisis de sistemas, la estadística matemática, etc.

2.5.2.3.Precipitación

Según Chereque Moran, Wendor, la precipitación en general es el término que se refiere a toda la forma de humedad emanadas de la atmósfera y depositadas en la superficie terrestre, tales como lluvia, granizo, rocío, neblina, nieve o helada.

La formación de las gotas de lluvia se produce dentro de la masa de la nube. Pero esto quiere decir que las gotas allí formadas llegaran a la superficie terrestre. Dicho en otras palabras, el volumen de agua contenida en las nubes no va a ser igual al volumen de agua llovida.

Mediciones realizadas demuestran que lo normal es que el agua de lluvia que cae a tierra sea mucho mayor al contenida en la nube; la explicación es la siguiente: es que las nubes se condensan continuamente durante el proceso mismo de la precipitación lo que significa una alimentación constante a partir del vapor de agua que se ubica alrededor de la nube y esto se produce simplemente por:

Cuando exista una turbulencia dentro de la misma nube que provoca y facilita la renovación del vapor de agua.

Cuando hay movimiento de aire húmedo desde las partes bajas, es decir un movimiento vertical ascendente que transporta las nubes de la parte baja hacia la parte alta.

Por interferencia de tormentas que se presentan en cuencas vecinas próximas a las líneas divisoria de aguas

Formación de las precipitaciones

Los elementos necesarios para la formación de las precipitaciones son las siguientes:

Humedad atmosférica

Radiación solar

Mecanismo de enfriamiento de aire

Presencia de núcleos giroscópicos para que haya condensación.

Mecanismo de crecimiento de las partículas.

El proceso de la formación de la precipitación es la siguiente:

El aire húmedo de los estratos bajos es calentado por conducción.

El aire húmedo, entonces, se torna más leve que el de las vecindades y experimenta una ascensión adiabática.

El aire húmedo, entonces, se expande y se enfría a razón de 1°C por cada 100 m (expansión adiabática seca) hasta llegar a una condición de saturación, para llegar a su nivel de condensación.

A partir de ese nivel, con núcleos giroscópicos, el vapor de agua se condensa formando minúsculas gotas a lo largo de dichos núcleos.

Dichas gotas se mantienen en suspensión hasta que, por un proceso de crecimiento, alcanzan el tamaño suficiente para precipitar.

2.5.2.4.Escorrentía superficial

Según Villón Bejar, Máximo, “es aquel que proviene de la precipitación no infiltrada y que escurre sobre la superficie del suelo. El efecto sobre el escurrimiento total es inmediato, y existirá durante la tormenta e inmediatamente después de que esta termine”.

La parte de la precipitación total que da lugar a este escurrimiento, se denomina precipitación en exceso.

2.5.2.5.Evaporación

Según Chereque Moran, Wendor, “la evaporación es una etapa permanente del ciclo hidrológico. Hay evaporación en todo momento y desde toda superficie húmeda. Considerada como un fenómeno puramente físico, la evaporación es el pasaje del agua al estado de vapor; sin embargo, hay otra evaporación, la provocada por la actividad de las plantas y que recibe el nombre de transpiración”.

De modo general, la evaporación se puede estudiar por separado, a partir de las superficies libres del agua (lagos, embalses, ríos, charcas), a partir de la nieve, a partir del suelo y a partir de las plantas (transpiración). O bien se puede estudiar la evaporación total en una cuenca, sin tomar en cuenta las formas particulares que adopta; a esta evaporación total se llama evapotranspiración.

2.5.2.6.Coeficiente de escorrentía

Según Sandoval Salazar, Néstor Raúl, 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.

El diseñador puede tomar en cuenta otros efectos que considere apreciables como la proximidad del nivel freático, porosidad del subsuelo, almacenamiento por depresiones del terreno, etc.

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:

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

Conjunto de factores que permiten a la hidrología la obtención de la escorrentía superficial que corresponde a una determinada lluvia, en un lugar específico; conocido como el término "C" y para evaluarlo han sido sugeridas varias tablas, de las que se citan de acuerdo a los métodos a utilizar.

En las tablas 01 y 02 se dan algunas guías para la selección del coeficiente de escorrentía según la norma para el alcantarillado.

Tabla 1

Valores del coeficiente de escorrentía según el método racional.

Tipo de área drenada	Coficiente "C"
Áreas Comerciales	
Céntricas	0.7 – 0.95
Vecindarios	0.5 – 0.7
Áreas Residenciales	
Familiares Simples	0.30 – 0.50
Multifamiliares Separadas	0.40 – 0.60
Multifamiliares Concentrados	0.60 – 0.75
Semi-Urbanos	0.25 – 0.40
Casas DE Habitación	0.50 – 0.70
Áreas Industriales	
Densas	0.60 – 0.90
Espaciadas	0.50 – 0.80
Parques, Cementerios	0.10 – 0.25
Campos de Juego	0.10 – 0.35
Pacios de Ferrocarril	0.20 – 0.40
Zonas de Almacenamiento	0.10 – 0.20
Calles	
Asfaltadas	0.70 – 0.95
De Concreto Hidráulico	0.80 – 0.95
Adoquinadas	0.70 – 0.85
Estacionamientos	0.75 – 0.85
Techados.	0.75 – 0.95

Fuente: Villón Béjar, Máximo. "Hidrología", pág.258.

Tabla 2

Valores para la determinación del coeficiente de escorrentía según el método Mac Math.

Vegetación Cobertura 100%	C1	Suelo Textura	c2	Topografía Pendiente %	C3
100	0.80	Arenosa	0.08	0.0 - 0.20	0.04
80 - 100	0.12	Ligera	0.12	0.20 - 0.50	0.06
50 - 80	0.16	Media	0.16	0.50 - 2.00	0.06
20 - 50	0.22	Fina	0.22	2.00 - 5.00	0.10
0 - 20	0.30	Pesada	0.30	5.00 - 10.00	0.15

Fuente: Morales Uchofen, Walter, "Drenaje Vial", Ciclo de Actualización Académica UNSM/2000-IIFC – Tarapoto - Perú.

2.5.2.7.Caudal de diseño

Según, Chereque Moran, Wendor, para llegar a conocer los recursos hidráulicos de una cuenca es necesario averiguar el caudal, diariamente, a la misma hora, y durante el mayor número posible de años. Así es como se llega a conocer el régimen de los ríos. Todos los países cuidan de organizar este servicio, estableciendo estaciones de aforo y publicando los resultados. En el Perú esta labor la realiza principalmente Senamhi.

Los términos caudales, gasto y descarga son sinónimos. Aforar significa medir caudales. El principal método para aforar corrientes naturales es el del correntómetro.

2.5.2.8.Medición de caudales

Según, Chereque Moran, Wendor, de los varios métodos disponibles para aforar corrientes naturales el principal es con correntómetro. De estos aparatos hay dos tipos, de hélice y de rueda de copas. Instalar el correntómetro significa ubicar la hélice en el punto (P) donde se va a medir la velocidad del agua. Tomar lectura significa anotar el número de revoluciones (R) de la hélice en el tiempo arbitrario (t) en segundo.

$$V = a * n + b$$

Dónde:

V..... velocidad en el punto

n..... numero de revoluciones por seg.= R/t

a,b..... constante de calibración

2.5.2.9.Cunetas

Según Sandoval Salazar, Néstor Raúl, son estructuras de drenaje pluvial de caminos y/o sistemas de drenaje de drenaje urbano, que se construyen en todos los tramos en ladera, corte cerrado, al pie de talud de corte, poblados con mucha precipitación pluvial y se utilizan para evacuar el agua de la zona de la vía, se ubican paralelas al eje del camino y de las viviendas.

La cuneta debe ser revestido cuando el suelo sea deleznable y la rasante de la cuneta sea igual o mayor que 4%, también puede ser revestida en rasantes leves, para reducir la rugosidad y asegurar el escurrimiento de las aguas.

Generalmente las cunetas descargan en una alcantarilla o aliviadero que puede ser establecido de acuerdo con la longitud de la cuneta, sus dimensiones y el caudal máximo que puede soportar la sección que presenta.

Generalmente, en los poblados que cuentan con desagüe pluvial lo más conveniente es tener cunetas anchas de poca profundidad que una angosta en forma de V. la erosión en cunetas superficiales anchas es menor, debido a que el agua se distribuye sobre una mayor superficie en espesores delgados, en lugar de concentrarse formando una profunda corriente angosta. Sin embargo, el costo de construcción de una cuneta ancha es considerable, de modo que en los tramos accidentados se podrá aceptar por economía, cunetas más angostas que las mínimas especificadas.

La pendiente de una cuneta no es necesariamente paralela a la pendiente del camino. Años de experiencia han demostrado que el agua no fluirá fácilmente en cunetas que tengan una pendiente longitudinal de menos 0.5%, especialmente si se permite que crezca con ellos césped suficientemente alto. Todas las cunetas deberán tener por consiguiente, gradientes de por lo menos 0.50%.

Las dimensiones mínimas de las cunetas serán fijadas de acuerdo a las consideraciones pluviométricas de la zona y el correspondiente diseño hidráulico.

Se presenta a continuación algunas consideraciones ambientales, que se deberán tomar en cuenta:

Las cunetas necesitan mantenerse limpias y protegidas de la erosión, ya sea con empedrados, vegetación, emboquillado de piedras o concreto.

El revestimiento de las cunetas es importante, debido a que el agua pueda infiltrarse de regreso hacia la base del camino, causando el deterioro de las viviendas y la superficie del camino.

Es necesario limitar la pendiente de la cuneta de un 2% a un 5%, cuando sea necesario hacer cunetas con pendientes mayores de 5%, se deberá reducir la velocidad del agua con diques de contención o se debe revestir.

Si en el mantenimiento se constata que las cunetas no tienen suficiente capacidad para la intensidad pluvial local, se deberá agregar desfuegos intermedios entre las alcantarillas existentes.

2.5.2.10. Diseño estructural de cunetas

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

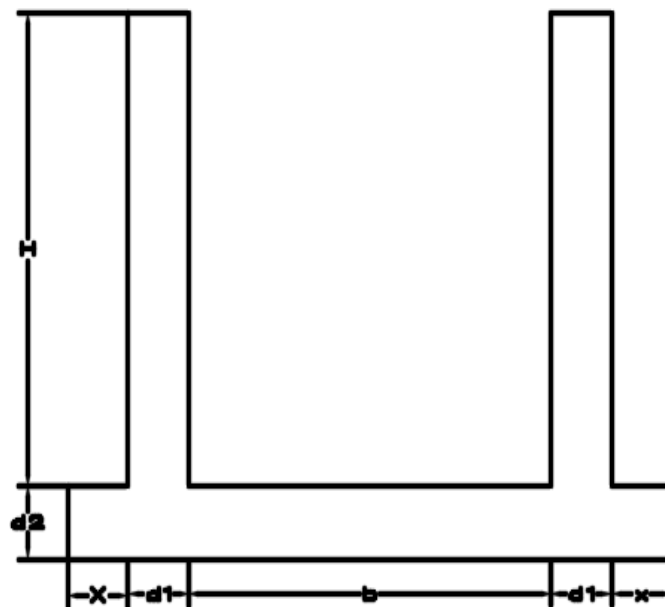


Figura 1. Sección típica de cuneta (Fuente: Walter Morales Uchofen)

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, una sobrecarga equivalente del camión de diseño H20 S16 ($q_s = 1000\text{Kg/m}^2$), y sobre carga del pavimento $q_p = 400\text{Kg/m}^2$ tal como se muestra en el siguiente gráfico.

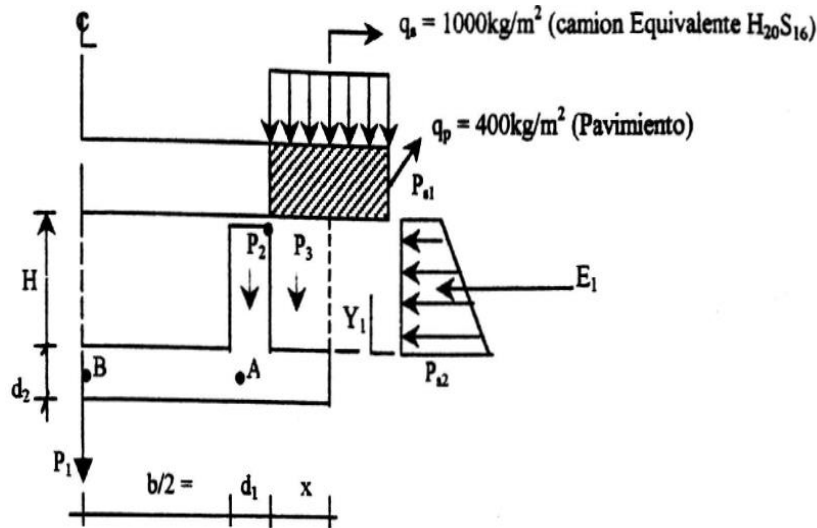


Figura 2.. Poza sin agua, terreno seco. (Fuente: Walter Morales Uchofen)

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.

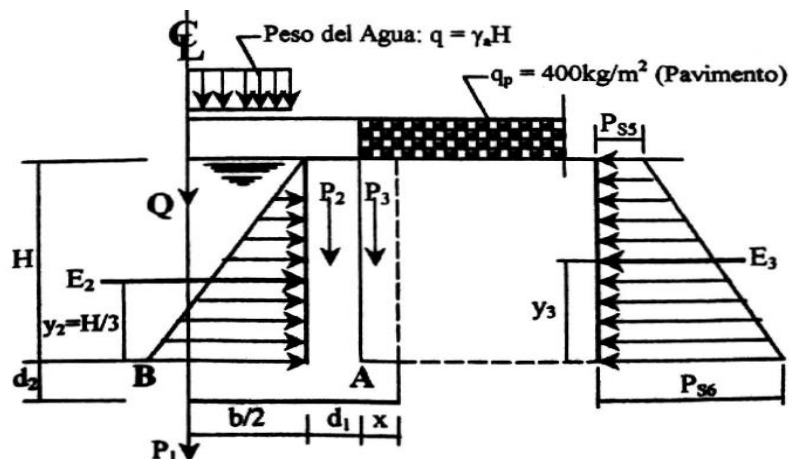


Figura 3. Poza llena hasta la cota superior de la pared lateral, terreno seco

(Fuente: Walter Morales Uchofen)

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 $d_{min} = 0.15\text{cm}$, o sea:

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

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.

Caso I.

El momento en el punto “A” (ver figura N° 04) se genera por las presiones.

Las expresiones de los esfuerzos que se generan son las siguientes:

$$K_a = \text{Tg}^2 (45^\circ - \phi / 2) \dots\dots\dots (01)$$

$$P_{s1} = K_a \gamma_s h_{s/c} = K_a \frac{(q_s + q_p)}{\gamma_s} = K_a(q_s + q_p) \dots(02)$$

$$h_{s/c} = \dots\dots\dots (03)$$

$$P_{s2} = K_a \gamma_s [H + h_{s/c}] \dots\dots\dots (04)$$

$$M_A = E_1 Y_1 \dots\dots\dots (05)$$

Dònde:

K_a = Coeficiente de empuje activo.

P_{si} = Presiones debido a los empujes correspondientes (Kg/m2).

Φ = Angulo de fricción interna en grados sexagesimales.

γ_s = Peso específico del suelo (Kg/m3).

$h_{s/c}$ = altura equivalente en metros debido a la sobre carga del camión. H20 S16 (q_s), y del pavimento (q_p).

γ_a = Peso específico del agua (1000Kg/m3).

Ei = Empujes activos (Kg/m).

Yi = 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)

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

El momento en el punto "B"

Se calcula tomando en cuenta MA y sub – presión "q" (Kg/m2).

$$q = \gamma_a (h + d_2) \dots\dots\dots (06)$$

Luego según la ecuación siguiente se obtiene:

$$M_B = M_A - \frac{1}{8} q (b + d_1)^2 \dots\dots\dots (07)$$

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):

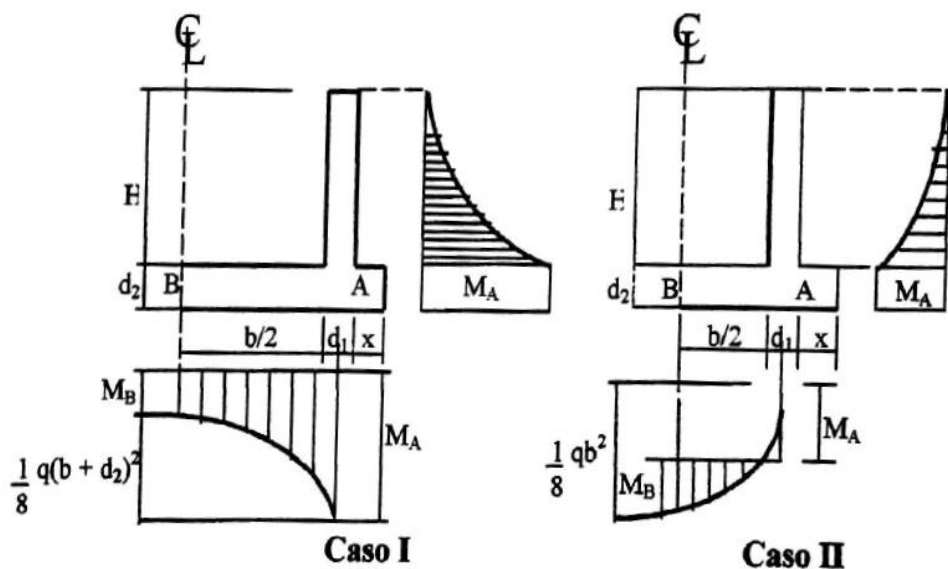


Figura 4. Diagrama de momentos para el caso I y el caso II (Fuente: Walter Morales Uchofen)

Seguridad contra la Sub – presión (ver figura N° 04):

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

$$P_1 = (b + 2d_1 + 2x) d_2 \gamma_c \dots\dots\dots (08)$$

$$P_2 = d_1 H \gamma_c \dots\dots\dots (09)$$

$$P_3 = \gamma_s H x \dots\dots\dots (10)$$

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

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

$$Q = q (b + 2d_1 + 2x) \dots\dots\dots (11)$$

Presión de la estructura sobre el terreno.

La presión de la estructura sobre el terreno es:

$$\sigma_r = \frac{P_1 + 2p_2 + 2p_3 - Q}{(b + 2d_1 + 2x) 1000g} \dots\dots\dots (12)$$

Luego debe cumplirse que:

$$F = \frac{\sigma_l}{\sigma_T} \geq 2 \dots\dots\dots (13)$$

Donde:

σ_T = Presión de la estructura sobre el terreno (Kg/cm^2)

σ_t = Capacidad portante del suelo (Kg/cm^2)

Caso II.

El momento en el punto “A” se calcula según LA figura N° 04, de donde se obtiene las siguientes ecuaciones:

$$h' = \frac{q_p}{\gamma_s} \dots\dots\dots (14)$$

$$Y_5 = \frac{H^3 - 3H h'}{3 (H + 2h')} \dots\dots\dots (15)$$

Empuje del agua “E4” (Kg/m)

$$E_4 = \frac{1}{2} \gamma_a H^2 \dots\dots\dots (16)$$

$$E_5 = \frac{1}{2} K_a \gamma_s (H + 2h') H \dots\dots\dots (17)$$

El momento en el

punto “A”

$$M_A = \frac{1}{3} H E_4 - E_5 Y_5 \dots\dots\dots (18)$$

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

$$M_B = -M_A + \frac{1}{2}qb^2 \dots\dots\dots (19)$$

Donde:

$$q = \gamma_a H \dots\dots\dots (20)$$

Presión de la estructura sobre el terreno (σ_T)

Para esto se tiene en cuenta, las siguientes ecuaciones obtenidas (las Ec. 8,9 y 10)

$$P_1 = (b + 2d_1 + 2x) d_2 \gamma_c \dots\dots\dots (08)$$

$$P_2 = d_1 H \gamma_c \dots\dots\dots (09)$$

$$P_3 = \gamma_s H x \dots\dots\dots (10)$$

$$Q = \gamma_a H b \dots\dots\dots (21)$$

Entonces:

$$\sigma_T = \frac{P_1 + 2P_2 + 2P_3 + Q}{(b + 2d_1 + 2x) 10000} \dots\dots\dots (22)$$

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:

Cuantías mínimas que usar, serán: $0.45 \text{ m} > S < 5d \dots\dots\dots (23)$

$\rho = A_{st} / A_c$ (24)
Para: muros $P_{min}^{\circ} = 0.0025 \dots\dots\dots (25)$

Losas $P_{min}^{\circ} = 0.0018 \dots\dots\dots (26)$

Luego las áreas de refuerzo por temperatura “Ast°”, serán:

$$\begin{array}{ll} \text{Para:} & \text{muros} & A_{s \text{ } r^{\circ}} = 0.0025 b d_T \\ & \text{Losas} & A_{s \text{ } r^{\circ}} = 0.0018 b d_T \end{array}$$

Donde:

S = Espaciamiento entre barras de acero, distribuidos en un metro de ancho.

dT = Altura total o espesor total del elemento en (cm).

AS = Área total del refuerzo (cm²)

b = Ancho del elemento, para nuestro caso b = 100 cm.

Refuerzo mínimo de elementos sujetos a tracción (Asmin)

Las cuantías mínimas que usar fy = 4200 Kg/cm², serán:

$$\begin{array}{ll} \text{Para:} & \text{Losas} & P_{\text{min } r^{\circ}} = 0.0017 \\ & \text{Muros} & P_{\text{min } r^{\circ}} = 0.0015 \end{array}$$

Luego las áreas del refuerzo mínimo “Asmin”, serán:

$$\begin{array}{ll} \text{Para:} & \text{Muros } A_{s_{\text{min}}} = 0.0015 b d \dots (27) \\ & \text{Losas } A_{s_{\text{min}}} = 0.0017 b d \dots (28) \end{array}$$

Dònde:

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(Φ5/8”) 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(Φ1/2”) 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:

$$A_s = \frac{M_u}{\phi f_y \left[d - \frac{a}{2} \right]} \dots\dots\dots (29)$$

$$A = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \dots\dots\dots (30)$$

Dónde:

A_s = Área del refuerzo en tracción (cm²).

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 (P) de refuerzo no excederá de 0.75 de la cuantía balanceada (P_b), que produce la condición de falla balanceada, ósea debe cumplirse:

$$P = \frac{A_s}{b d} < 0.75 P_b \dots\dots\dots (31)$$

$$P_b = \frac{0.85 \beta f'_c}{f_y} \cdot \frac{6100}{6100 + f_y} \dots\dots\dots (32)$$

Donde:

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

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

Resistencia a la Rotura por Fuerza Cortante (T_u)

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \dots\dots\dots (33)$$

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

$$\tau_c = 0.50 \phi \sqrt{f'_c} \dots\dots\dots (34)$$

Donde:

$$V_u = 1.8 V \dots\dots\dots (35)$$

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:

$$\tau_u < \tau_c \text{ (ok)} \dots\dots\dots (36)$$

2.5.2.11. Alcantarillas

Según Villón Béjar, Máximo, las alcantarillas son estructuras de cruce, que sirven para conducir agua de un canal o un dren, por debajo de un camino u otro canal). Generalmente, la alcantarilla disminuye la sección transversal del cauce de la corriente, ocasionando un represamiento del agua a su entrada y un aumento de su velocidad dentro del conducto y a la salida.

El éxito del diseño hidráulico radica, por consiguiente, en proveer una estructura con capacidad de descargar, económicamente una cierta cantidad de agua dentro de los límites establecidos de elevación del nivel de las aguas y de velocidad. Cuando la altura y la descarga han sido determinadas, la finalidad del diseño es proporcionar la alcantarilla más económica, la cual será la que con menor sección transversal satisfaga los requerimientos de diseño.

2.5.2.11.1. Consideraciones hidráulicas

Según Villón Béjar, Máximo, el escurrimiento a través de una alcantarilla generalmente queda regulado por los siguientes factores:

Pendiente del lecho de la corriente aguas arriba y aguas abajo del lugar

Pendiente del fondo de la alcantarilla

Altura de ahogamiento permitido a la entrada

Tipo de entrada

Rugosidad de las paredes de la alcantarilla

Altura del remanso de salida

Todos los factores se combinan para determinar las características del flujo a través de la alcantarilla.

2.5.2.12. Transiciones

Según Villón Béjar, Máximo, la transición (figura 1), es una estructura que se usa para ir modificando en forma gradual la sección transversal de un canal, cuando se tiene que unir dos tramos con diferentes formas de sección transversal, pendiente o dirección.

La finalidad de la transición es evitar que el paso de una sección a la siguiente, de dimensiones y características diferentes, se realice de un modo brusco, reduciendo de ese modo, las pérdidas de carga en el canal.

Las transiciones se diseñan a la entrada y/o salida de diferentes estructuras tales como: tomas, rápidas, caídas, desarenadores, puentes canales, alcantarillas, sifones invertidos, etc.

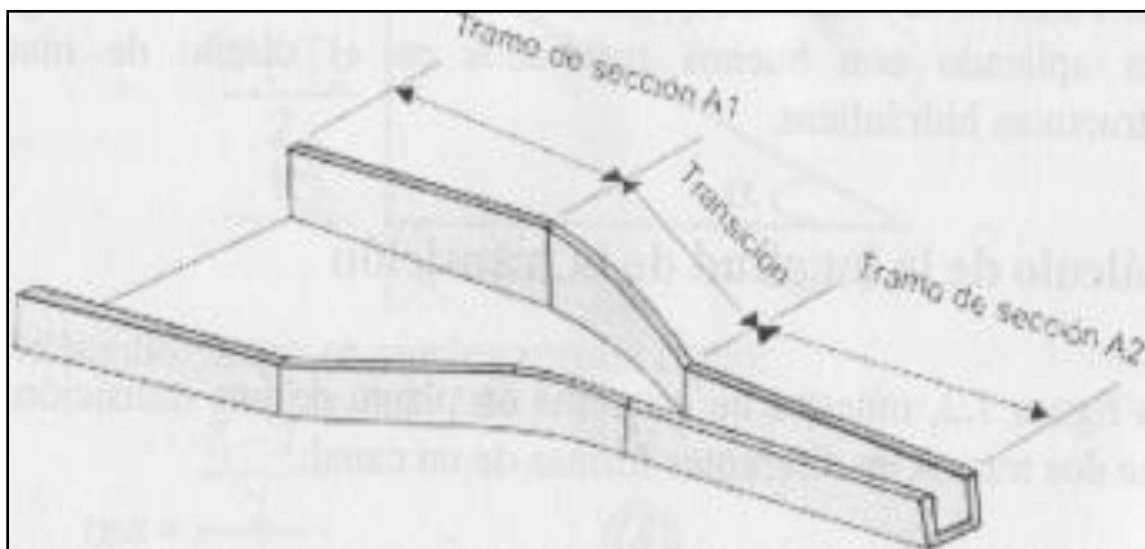


Figura 5. Vista isométrica de una transición en un canal (Fuente: Villón Béjar, Máximo. “Diseño de estructuras hidráulicas”, pág.13.)

2.5.2.13. Taludes en cunetas (z)

Según Morales Uchofen, Walter, 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.

Mientras más inestable sea el material, menor será el ángulo de inclinación de los taludes. Los taludes más recomendables según el tipo de material son:

Tabla 3

Taludes recomendables según tipo de material

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

Fuente: Morales Uchofen, Walter, “Drenaje Vial”, Ciclo de Actualización Académica UNSM/2000-IIFC – Tarapoto – Perú

2.5.2.14. Coeficiente de rugosidad (n)

Según Merrit, Frederick, la rugosidad es el grado de resistencia al paso del flujo de agua que ofrecen las paredes de la cuneta. En forma práctica, los valores del coeficiente de rugosidad que se usan para el diseño de cunetas alojadas en tierra están comprendidas entre 0.025 y 0.030, y para cunetas revestidas están entre 0.013 y 0.017 tal como se muestra en el siguiente cuadro de los coeficientes de rugosidad de Manning:

Tabla 4

Coeficiente de rugosidad según el material

Tipo de material de la cuneta	Rugosidad
Tierra: alineada y uniforme	0.25
Roca: lisos y uniformes	0.033
Roca: con salientes	0.040
Dragados de tierra	0.028
Tierra con taludes ásperos	0.030
Mampostería con piedra labrada	0.018
Mampostería con piedra de cantera	0.017
Hormigón y concreto	0.016

Fuente: Ricardo Alfredo López Cualla, “Diseño de Acueductos y Alcantarillados”, Pág. 281.

2.5.2.15. Ancho de solera (b)

Según Morales Uchofen, Walter, 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. Está en función del caudal que transportará:

Tabla 5

Ancho de solera en relación con el caudal

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

Fuente: Walter Morales Uchofen, "Infraestructura de Riego", Pág. 46

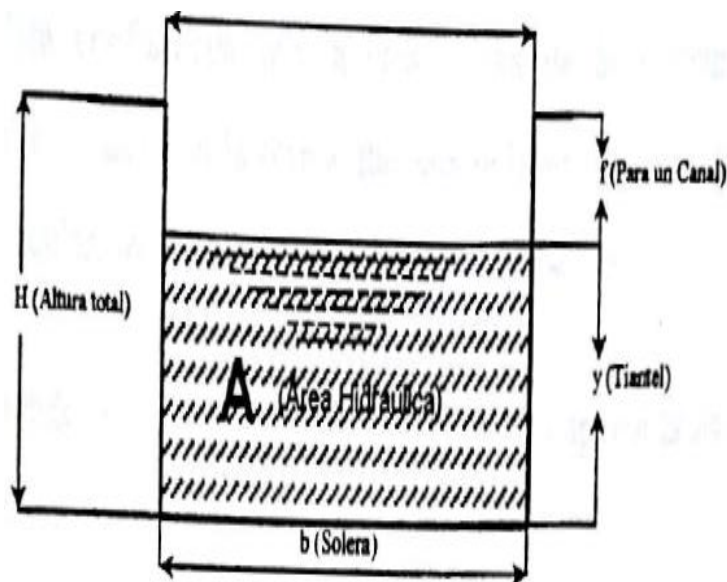


Figura 6. Sección rectangular de un canal (Fuente: Walter Morales Uchofen, "Infraestructura de Riego")

2.5.2.16. Tirante (y)

Según Morales Uchofen, Walter, 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:

$$y = 1/2(A)^{(1/2)}$$

Donde:

y = Tirante hidráulico en m.

A = Área de la sección transversal en m².

Otras fuentes establecen:

$$y = b/3$$

Donde:

b = Ancho de solera o base en m.

También se puede usar la relación:

Selección de Máxima Eficiencia Hidráulica

$$B/y = 2 \operatorname{Tg}(\theta/2)$$

2.5.2.17. Área Hidráulica (A)

Según Morales Uchofen, Walter, 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.

Siendo los más comunes las formas trapezoidales que se obtiene usando la relación geométrica:

$$A = (b + Zy)y$$

Una vez calculado el ancho de la solera, talud y el tirante, o la ecuación de continuidad:

$$A = Q/v$$

Donde:

Q = Caudal en m³/seg.

Z = Talud

2.5.2.18. Borde libre (bl)

Según Morales Uchofen, Walter, 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:

$$BL=(1/3)(y)$$

Existen también otros criterios prácticos para designar el valor del borde libre

Tabla 6

Borde libre en relación del caudal

Caudal m3/seg	Borde libre m
Menor que 0.50	0.30
Mayores que 0.50	0.40

Fuente: Walter Morales Uchofen, "Infraestructura de Riego", Pág. 46

Tabla 7

Relación de borde libre con ancho de solera

Ancho de la solera (m)	Borde libre (m)
Hasta 0.80	0.40
De 0.80 a 1.50	0.50
De 1.50 a 3.00	0.60
De 3.00 a 20.00	1.00

Fuente: Walter Morales Uchofen, "Infraestructura de Riego", Pág. 47

2.5.2.19. Profundidad total de cunetas (h)

Según Morales Uchufen, Walter, 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.

2.5.2.20. Velocidad (v)

Según Morales Uchofen, Walter, en el diseño de canales, la velocidad es un parámetro que es necesario verificar de tal manera que estén en un rango cuyos límites son los que se muestra en las tablas siguientes:

2.5.2.20.1. Velocidad Mínima (vmim)

Según Marín, Carlos; Menjivar, Máximo & Zavaleta, José, 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.

2.5.2.20.2. Velocidad Máxima de Erosión (vmax)

Según Rojas Rubio, Hugo, 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. En la Tabla N°08 se dan las velocidades admisibles límites en función de los suelos y el tipo de revestimiento en los cuales discurre el agua. Verificar que las velocidades de diseño estén comprendidas entre los límites indicados.

Tabla 8

Velocidades máximas de erosión

Características del suelo o del revestimiento del canal	Velocidad en m/s
- Suelo Limoso, Turba descompuesta	0.25-0.50
- Arena Arcillosa suelta, arcillas blandas	0.70-0.80
- Turba Fibrosa poca descompuesta	0.70-1.00
- Arcilla arenosa madias y compactas	1.00-1.20
- Arcillas duras	1.20-1.80
- Encespedado	0.80-1.00
- Conglomerado	1.80-2.40
- Madera cepillada	6.00-6.50
- Concreto f'c 140 Kg/cm ²	3.80-4.40
- Concreto f'c 210 Kg/cm ²	6.60-7.40
- Plancha de acero	12.00-30.00

Fuente: Rojas Rubio, Hugo, "Manual del Curso de Irrigación y Drenaje", pág. 24

2.5.2.21. Revestimientos en cunetas

Según Morales Uchofen, Walter, 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.

El revestimiento de las cunetas debe de satisfacer con los siguientes requerimientos:

Disminuir las pérdidas por infiltración.

Protección contra la erosión.

Permite el flujo a mayor velocidad, permitiendo reducir la sección y por lo tanto más economía en su construcción

La capacidad de transporte de la cuneta es mayor, debido a un valor bajo del coeficiente de rugosidad.

Evita el derrumbamiento de los taludes por humedecimiento

Evita el crecimiento de plantas acuáticas.

Reduce considerablemente los costos por mantenimiento. Por lo tanto, un buen revestimiento debe de ser impermeable, resistente a la erosión, bajo costo de construcción y mantenimiento, resistente a acciones de agentes atmosféricos, plantas y animales.

2.5.3. Marco conceptual

Drenaje urbano. - Drenaje de poblados y ciudades siguiendo criterios urbanísticos.

Duración de la lluvia. - Es el intervalo de tiempo que media entre el principio y el final de la lluvia y se expresa en minutos.

Intensidad de la lluvia. - Es el caudal de la precipitación pluvial en una superficie por unidad de tiempo. Se mide en milímetros por hora (mm/hora) y también en litros por segundo por hectárea (ls / Ha).

Hidrología urbana. -Es la disciplina científica del medio ambiente que tiene por objeto el estudio del agua y de sus relaciones entre el manejo de las aguas de superficie y el desarrollo

del espacio en medio urbano. La hidrología urbana está estrechamente ligada a una técnica urbana en particular, al drenaje.

Tiempo de concentración. - Es definido como el tiempo requerido para que una gota de agua caída en el extremo más alejado de la cuenca fluya hasta los primeros sumideros y de allí a través de los conductos hasta el punto considerado.

Caudal. - Es el volumen de líquido que circula a través de una tubería, en una unidad de tiempo determinado.

Pendiente longitudinal. - Es la inclinación que tiene el conducto con respecto a su eje longitudinal.

Rasante. - Nivel de fondo terminado de un conducto del sistema de drenaje.

Revestimiento. - Recubrimiento de espesor variable que se coloca en la superficie interior de un conducto para resistir la acción abrasiva de los materiales sólidos arrastrados por el agua y/o neutralizar las acciones químicas de los ácidos y grasas que pueden contener los desechos acarreados por el agua.

Alcantarillado pluvial. - Un sistema de alcantarillado de aguas lluvias es una red de tuberías utilizada para conducir la escorrentía de una tormenta a través de una ciudad.

2.5.4. Marco histórico

En la última década, el Asentamiento Humano- Atumpampa-San Marcelo y Brisas del Cumbaza, ubicado a 50 metros orillas del río Cumbaza y dentro de la jurisdicción del Distrito de Morales, ha experimentado un desarrollo urbano producto de las migraciones, que han alterado sustancialmente la red de drenaje y el proceso de transformación lluvia-escorrentía, disminuyendo la capacidad de desagüe de drenaje de agua pluviales y el volumen de escorrentía.

Actualmente, la Municipalidad Distrital de Morales, está ejecutando el proyecto del Sistema de Alcantarillado de la Quebrada Amorarca, el mismo que al inicio de la presente tesis, no existía, por lo que no se tomara en cuenta ni influirá en los cálculos del mismo, solo se acoplara como punto de descarga.

Han pasado los años y el flujo económico en la zona ha mejorado, teniendo como centro económico al Distrito de Morales, por lo, tanto es de vital importancia dar las condiciones básicas de calidad de vida a la población de esta zona.

2.6. Hipótesis a demostrar

El diseño del sistema de alcantarillado pluvial, **contribuirá como un aporte técnico alternativo para la solución de la escorrentía superficial que se presenta en forma desordenada en la población del Asentamiento Humano Atumpampa – San Marcelo y Brisas de Cumbaza, Distrito de Morales, Provincia y Región San Martín.**

CAPÍTULO III

MATERIALES Y MÉTODOS

3.1. Materiales

Los materiales y equipos utilizados para la elaboración de la presente tesis, son los siguientes:

3.1.1. Recursos humanos

3.1.1.1. Tesistas

Los encargados de llevar a cabo la ejecución de la presente tesis, en coordinación con el Asesor y con el apoyo del topógrafo y técnico de laboratorio de suelos de R&R Consultores Estudios de Proyectos y Geotecnia-TARAPOTO.

3.1.1.2. Asesor

Es la persona encargada de supervisar la correcta ejecución de la presente tesis y al mismo tiempo brindar los conocimientos necesarios para que el trabajo de investigación se realice con total normalidad.

3.1.1.3. Topógrafo

Se ha visto conveniente contar con el apoyo de un topógrafo para realizar el levantamiento topográfico del lugar en donde se realiza la presente tesis.

3.1.1.4. Técnico de laboratorio de suelos

Se contó con el apoyo del técnico de Laboratorio R&R Consultores Estudio de Proyectos y Geotecnia, para llevar a cabo los ensayos respectivos para la presente tesis.

3.1.2. Recursos materiales

Son todos los materiales que se utilizaron en todas las fases de la presente tesis:

3.1.2.1. Estudio hidrológico

Se ha utilizado los datos recopilados por SENAMHI.

3.1.2.2. Estudio topográfico

Prisma

Trípode

Wincha de 50m
Pintura esmalte
Libreta de campo

3.1.2.3. Estudio de mecánica de suelos

Juego de Tamices
Espátula de hoja Flexible
Recipientes, etc.

3.1.3. Recursos de equipos

Son todos los equipos que se utilizaron en todas las fases de la presente tesis:

3.1.3.1. Estudio topográfico

Estación Total
GPS

3.1.3.2. Estudio de mecánica de suelos

Equipo para Ensayo de Corte Directo.
Estufa
Balanza de Precisión 0.01 gr
Tamizador Electrónico.

3.1.4. Otros recursos

Se utilizó materiales adicionales como son:
Laptop – Planos - Papel Bond A4, etc.

3.2. Metodología

3.2.1. Universo, muestra población

3.2.1.1. Universo

Distrito de Morales.

3.2.1.2.Muestra población

Asentamiento Humano Atumpampa-San Marcelo y Brisas del Cumbaza, y población que la conforma.

3.2.2. Sistema de variables

3.2.2.1.Variable independiente

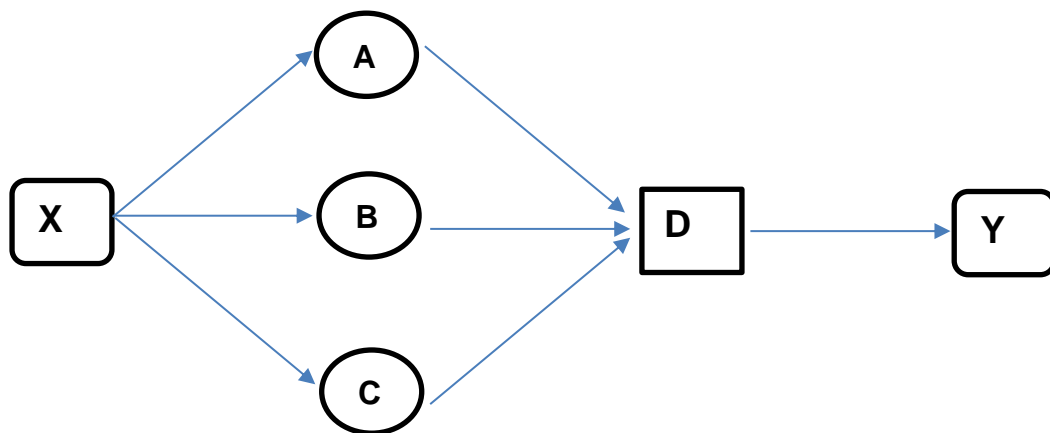
Diseño del Sistema de Alcantarillado del Asentamiento Humano Atumpampa-San Marcelo y Brisas del Cumbaza, Distrito de Morales, Provincia y Región de San Martín.

3.2.2.2.Variable dependiente

Contribuye como un aporte técnico para a la solución de la escorrentía superficial que se presenta en forma desordenada en la población del Asentamiento Humano Atumpampa – San Marcelo y Brisas de Cumbaza, Distrito de Morales, Provincia y Región San Martín.

3.2.3.Diseño experimental de la investigación

Teniendo en cuenta las consideraciones de las expresiones de las variables del estudio, se considera el siguiente esquema de investigación:



X = Drenaje Superficial pluvial deficiente del asentamiento humano Atumpampa - San Marcelo y Brisas del Cumbaza.

A = Efectuar estudios topográficos.

B = Recopilación de datos Hidrológicos.

C = Realizar estudio de mecánica de suelos

D = Contribuye como un aporte técnico para a la solución de la escorrentía superficial que se presenta en forma desordenada en la población del Asentamiento Humano Atumpampa – San Marcelo y Brisas de Cumbaza, Distrito de Morales, Provincia y Región San Martín.

Y = Resultado de la investigación, presenta la validación de la hipótesis obteniendo el diseño del sistema de alcantarillado pluvial.

3.2.4. Diseño de instrumentos

A continuación, describimos el diseño de instrumentos desarrollados para la satisfactoria culminación de la presente Tesis:

3.2.4.1. Trabajos de campo

Para la ejecución de la presente Tesis se han desarrollado diferentes trabajos de campo así podemos citar:

Reconocimiento del área de estudio y calles adyacentes, analizando los trabajos a realizar. Se determinó los Puntos BM con el apoyo del GPS (BM 01 = 253.08 msnm. y BM 02 = 259.36 msnm), las mismas que se encuentra ubicados en la intersección del Jr. pasaje Miguel Grau C-01 – pasaje las Gaviotas C-01 y la intersección de Circunvalación Cumbaza C-09 con Jr. América C-01.

Se procedió a realizar el levantamiento topográfico del área en estudio, tanto planimétrico como altimétrico, logrando de esta manera tener una visión real de la topografía del terreno.

3.2.4.2. Recopilación de información

Luego del inicio de los trabajos de campo se ha procedido a la recopilación de información de las diferentes instituciones públicas y privadas para que cruzando dichas informaciones se obtenga una información consistente.

La información obtenida es la siguiente:

Información Estadística. – Se ha recopilado los datos de población del **INEI** y de la Municipalidad Distrital de Morales.

Información Topográfica. – Se obtuvo el Plano Catastral Urbano de Morales a escala 1/1,000, y se elaboró el Plano Topográfico de detalle a escala 1/1,000.

Información Meteorológica. - Intensidades máximas en 24 horas, obtenida del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología San Martín, (SENAMHI) de la Estación CO Tarapoto.

3.2.4.3. Trabajos de gabinete

Con ayuda de la información recopilada y luego de obtener una información consistente, se procede al desarrollo del trabajo de gabinete.

3.2.4.3.1. Información estadística

Con los datos de población del INEI y la Municipalidad Distrital de Morales, se procedió al cálculo de población futura por el método Aritmético.

3.2.4.3.2. Información topográfica

Se ha procesado la información obtenida en el levantamiento topográfico del área en estudio, utilizando nivel de Ingeniero y teodolito convencional, luego se ha elaborado los planos de planta y perfil longitudinal del área sobre el cual se han proyectado las obras que conforman el Proyecto de la presente Tesis.

3.2.4.3.3. Información estadística

Basándose en la información obtenida de la estación CO Tarapoto "Intensidades Máximas en 24 horas", se ha desarrollado el cálculo de la Intensidad Máxima de Precipitación obtenidos por métodos hidrológicos: Gumbell y Gumbell Tipo I.

3.2.4.3.4. Diseño hidráulico

Contando con los elementos fundamentales del análisis de una tormenta, tales como: Intensidad, duración, frecuencia, tiempo de concentración, período de retomo, se procedió al cálculo de los caudales respectivos que permitió el mencionado diseño.

3.2.5. Procesamiento de información

El procesamiento de la información para la elaboración de la presente tesis es la siguiente:

3.2.5.1. Información básica requerida

3.2.5.1.1. Estadística

La población futura se calculará para un periodo de Diseño de 20 años por lo que la población estimada será para el año de 2035.

Año	Población
2000	656
2007	1200
2015	1950

Fuente: Instituto Nacional de Estadística y Municipalidad Distrital de Morales

Método aritmético para el cálculo de la población futura

$Pf = P_0 + r(t - t_0)$	$Pf = P_0 + r(t - t_0)$	$r = ((Pf - P_0) / ((t - t_0))) = \Delta P / \Delta t$
-------------------------	-------------------------	--

Donde:

Pf: población futura

P₀: población actual

r: razón del crecimiento

t: tiempo en el instante para el cual se calcula la población

t₀: tiempo en el instante se determina la población actual

Tabla 9

Cálculo de la población futura

Año	Población	AP	AT	r
2000	656	544	7	77.71
2007	1200	750	8	93.75
2015	1950			
			$\Sigma =$	174.46

Fuente: Instituto Nacional de Estadística y Municipalidad Distrital de Morales

R (Promedio) = 87.23

La población futura en el 2035 será:

$$P_{2035} = 1950 + 87.23 \quad (20)$$

$$P_{2035} = 3695$$

$$P_f = 3695 \text{ hab.}$$

2. Método Geométrico para el Cálculo de la Población Futura

$$P_f = P_0 \cdot r^{(t - t_0)}$$

$$P = P_0 \times r^{((t - t_0))}$$

$$r = \sqrt[(t - t_0)]{(P_{i+1}) / P_i}$$

$$r_{\text{promedio}} = \sqrt[n]{r_i \times r_{(i+1)} \times r_{(i+2)} \times r_{(i+3)} \times \dots \times r_n}$$

Donde :

P_f : población futura

P₀ : población actual

r : razón de crecimiento

t : tiempo en el instante en el que se calcula la población

t₀ : tiempo en el instante se determina la población actual

AÑO	POBLACIÓN	Δt	r
2000	656	7	1.090
2007	1200	8	1.063
2015	1950		

$$r(\text{Promedio}) = \bar{r} = 1.01$$

La población futura en el 2035 será:

$$P_{2035} = 1950 \times (1.02)^{20}$$

$$P_{2035} = 2258.70$$

$$P_f = 2259 \text{ hab.}$$

1. Método Aritmético	3695
2. Método Geométrico	2259
Total	5934
Promedio	2962

La población futura para el 2035 será: 2962 Habitantes.

Resumen:

AÑO	POBLACIÓN
2000	656
2007	1200
2015	1950

3.2.5.1.2. Topografía

A partir de la información topográfica se ha definido las cotas absolutas de los puntos, corrida desde el punto de nivel absoluto (BM) ubicado en las intersecciones del Jr. Circunvalación Cumbaza C-09- Jr. America.

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:

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

A continuación, se presenta en la Tabla N° 10 conteniendo información topográfica básica como longitud de calles, cotas de terreno, pendientes y desniveles:

Tabla 10

Información topográfica de calles

COLECTOR	TRAMO	CALLE	LONGITUD	COTA TERRENO		DESNIVEL m	PENDIENTE %
				INICIO	FINAL		
Colector N°1	01-02	Pasaje Los Halcones	95.09	258.800	255.600	3.2	3.37
Alcantarilla	02-13	Pasaje Los Halcones	5.84	255.600	255.300	0.3	5.14
Colector N°1	13-14	Pasaje Los Halcones	79.70	255.300	253.000	2.3	2.89
Alcantarilla	14-25	Pasaje Los Halcones	5.02	253.000	252.800	0.2	3.98
Colector N°1	25-26	Pasaje Los Halcones	45.91	252.800	251.930	0.87	1.90

Alcantarilla	26-33	Pasaje Los Halcones	7.21	251.930	251.500	0.43	5.96
Colector N°2	06-07	Jr. Los Flamencos	79.09	259.000	255.850	3.15	3.98
Alcantarilla	07-18	Jr. Los Flamencos	5.60	255.850	255.600	0.25	4.46
Colector N°2	18-22	Jr. Los Flamencos	79.83	255.600	253.200	2.4	3.01
Alcantarilla	22-32	Jr. Los Flamencos	4.00	253.200	253.100	0.1	2.50
Colector N°2	32-28	Jr. Los Flamencos	43.76	253.100	252.570	0.53	1.21
Alcantarilla	28-38	Jr. Los Flamencos	7.38	252.570	252.400	0.17	2.30
Colector N°2	38-39	Jr. Los Flamencos	61.20	252.400	252.270	0.13	0.21
Alcantarilla	39-43	Jr. Los Flamencos	6.07	252.270	252.180	0.09	1.48
Colector N°2	43-44	Jr. Los Flamencos	79.98	252.180	252.000	0.18	0.23
Colector N°2	44-34	Jr. Los Flamencos	49.97	252.000	251.700	0.3	0.60
Cuneta N°1	05-01	Jr. América	48.15	259.050	258.800	0.25	0.52
Cuneta N°2	04-03	Jr. Los Flamencos	77.45	259.100	255.790	3.31	4.27
Cuneta N°2	03-02	Pasaje las Lechuzas	42.34	255.790	255.600	0.19	0.45
Cuneta N°3	17-13	Pasaje las Lechuzas	40.21	255.650	255.300	0.35	0.87
Cuneta N°4	16-15	Jr. Los Flamencos	77.50	255.620	253.120	2.50	3.23
Cuneta N°4	15-14	Pasaje las Palomas	38.57	253.120	253.000	0.12	0.31
Cuneta N°5	24-25	Pasaje las Palomas	35.67	253.060	252.800	0.26	0.73
Cuneta N°6	23-27	Jr. Los Flamencos	43.69	253.040	252.500	0.54	1.24
Cuneta N°6	27-26	Pasaje las Aguilas	36.77	252.500	251.930	0.57	1.55
Cuneta N°7	36-33	Pasaje las Aguilas	34.10	252.240	251.500	0.74	2.17
Cuneta N°8	37-35	Jr. Los Flamencos	145.30	252.400	252.050	0.35	0.24
Cuneta N°9	11-12	Jr. América	127.18	259.400	258.420	0.98	0.77
Cuneta N°10	10-06	Jr. América	74.50	259.220	259.000	0.22	0.30
Cuneta N°11	09-08	Jr. Los Picafloros	70.39	259.100	257.650	1.45	2.06
Cuneta N°11	08-07	Pasaje las Lechuzas	50.65	257.650	255.850	1.80	3.55
Cuneta N°12	19-18	Pasaje las Lechuzas	43.79	257.320	255.600	1.72	3.93
Cuneta N°13	20-21	Jr. Los Picafloros	76.71	257.370	253.900	3.47	4.52
Cuneta N°13	21-22	Pasaje las Palomas	47.03	253.900	253.200	0.7	1.49
Cuneta N°14	31-32	Pasaje las Palomas	41.77	253.650	253.100	0.55	1.32
Cuneta N°15	30-29	Jr. Los Picafloros	42.29	253.700	253.200	0.5	1.18
Cuneta N°15	29-28	Pasaje las Aguilas	41.75	253.200	252.570	0.63	1.51
Cuneta N°16	42-38	Pasaje las Aguilas	37.94	253.520	252.400	1.12	2.95
Cuneta N°17	41-40	Jr. Los Picafloros	47.24	253.600	252.400	1.2	2.54
Cuneta N°17	40-39	Pasaje las Gaviotas	23.50	252.400	252.270	0.13	0.55
Cuneta N°18	47-43	Pasaje las Gaviotas	37.37	252.250	252.180	0.07	0.19

Fuente: Elaboración propia

Tabla 10*Información topográfica de calles*

COLECTOR	TRAMO	CALLE	LONGITUD	COTA TERRENO		DESNIVEL m	PENDIENTE %
				INICIO	FINAL		
Cuneta N°19	46-45	Psje. Leoncio Prado	90.10	252.650	252.380	0.27	0.30
Cuneta N°19	45-44	Jr. Malecón Las Palmeras	47.96	252.380	252.000	0.38	0.79
Cuneta N°20	69-70	Jr. Los Picafloros	61.91	256.900	254.000	2.9	4.68
Alcantarilla	70-63	Jr. Los Picafloros	4.00	254.000	253.900	0.1	2.50
Cuneta N°21	69-68	Prol. Circunvalación Cumbaza	111.20	256.900	255.400	1.5	1.35
Cuneta N°21	67-70	Pasaje las Palomas	85.06	255.300	254.000	1.3	1.53
Cuneta N°22	64-63	Pasaje las Palomas	90.92	255.350	253.550	1.8	1.98
Cuneta N°22	63-62	Jr. Los Picafloros	43.10	253.900	253.820	0.08	0.19
Cuneta N°23	65-66	Prol. Circunvalación Cumbaza	116.93	255.450	254.600	0.85	0.73
Cuneta N°23	66-58	Jr. Malecón Las Palmeras	69.02	254.600	253.080	1.52	2.20
Cuneta N°23	58-59	Psje. Miguel Grau	73.37	253.080	252.860	0.22	0.30
Alcantarilla	59-57	Psje. Miguel Grau	6.17	252.860	252.800	0.06	0.97
Cuneta N°24	59-60	Pasaje las Aguilas	52.10	254.100	252.870	1.23	2.36
Cuneta N°24	61-60	Pasaje las Aguilas	33.54	254.820	254.100	0.72	2.15
Cuneta N°24	61-62	Pasaje las Aguilas	31.92	254.820	253.820	1	3.13
Alcantarilla	62-71	Jr. Los Picafloros	6.10	253.820	253.800	0.02	0.33
Cuneta N°26	72-73	Pasaje las Aguilas	44.23	254.820	252.900	1.92	4.34
Cuneta N°25	72-71	Pasaje las Aguilas	27.54	254.820	253.800	1.02	3.70
Cuneta N°25	71-74	Jr. Los Picafloros	49.07	253.800	252.600	1.2	2.45
Alcantarilla	74-40	Jr. Los Picafloros	6.20	252.600	252.400	0.2	3.23
Cuneta N°26	73-74	Pasaje las Gaviotas	73.43	252.900	252.600	0.3	0.41
Cuneta N°27	52-48	Pasaje las Gaviotas	40.17	252.700	252.600	0.1	0.25
Cuneta N°28	49-48	Psje. Leoncio Prado	93.43	252.600	252.400	0.2	0.21
Cuneta N°28	50-49	Jr. Malecón Las Palmeras	38.73	252.600	252.400	0.2	0.52
Cuneta N°27	51-52	Psje. Simón Bolívar	90.20	252.820	252.500	0.32	0.35
Cuneta N°30	54-53	Psje. Simón Bolívar	90.42	252.950	252.740	0.21	0.23
Alcantarilla	53-52	Pasaje las Gaviotas	6.00	252.740	252.500	0.24	4.00

Cuneta N°29	57-53	Pasaje las Gaviotas	42.06	252.800	252.500	0.3	0.71
Cuneta N°29	56-57	Psje. Miguel Grau	75.50	253.100	252.800	0.3	0.40
Cuneta N°30	55-54	Jr. Malecón Las Palmeras	39.12	253.050	252.950	0.1	0.26
Cuneta N°19	46-45	Psje. Leoncio Prado	90.10	252.650	252.380	0.27	0.30
Cuneta N°19	45-44	Jr. Malecón Las Palmeras	47.96	252.380	252.000	0.38	0.79
Cuneta N°20	69-70	Jr. Los Picafloros	61.91	256.900	254.000	2.9	4.68
Alcantarilla	70-63	Jr. Los Picafloros	4.00	254.000	253.900	0.1	2.50
Cuneta N°21	69-68	Prol. Circunvalación Cumbaza	111.20	256.900	255.400	1.5	1.35
Cuneta N°21	67-70	Pasaje las Palomas	85.06	255.300	254.000	1.3	1.53
Cuneta N°22	64-63	Pasaje las Palomas	90.92	255.350	253.550	1.8	1.98
Cuneta N°22	63-62	Jr. Los Picafloros	43.10	253.900	253.820	0.08	0.19
Cuneta N°23	65-66	Prol. Circunvalación Cumbaza	116.93	255.450	254.600	0.85	0.73
Cuneta N°23	66-58	Jr. Malecón Las Palmeras	69.02	254.600	253.080	1.52	2.20
Cuneta N°23	58-59	Psje. Miguel Grau	73.37	253.080	252.860	0.22	0.30

Fuente: Elaboración propia

3.2.5.1.3. Hidrología

La hidrología es la ciencia geográfica que estudia la distribución, espacial y temporal, y las propiedades del agua presente en la atmosfera y en la corteza terrestre, así como su relación en la vida con el hombre y el medio ambiente.

Es así como existen Proyectos hidráulicos de dos tipos; los proyectos que se refieren al uso del agua y los que refieren a la defensa contra los daños que ocasiona el agua. Los proyectos típicos de uso del agua son los abastecimientos de agua potable, los de irrigación y los de aprovechamiento hidráulico; los proyectos típicos de defensa son las obras de drenaje urbano (tema de la presente Tesis) drenaje vial y drenaje agrícola, además encauzamientos de ríos, defensa contra inundaciones, y otros.

En el Perú el ciclo hidrológico es irregular, una muestra de ello son los periodos de inundaciones y sequías a los que estamos sometidos, es por ello que el hombre se previene

ante estas irregularidades quedando a criterio del Ingeniero los métodos a emplear, ayudado siempre de los estudios de nuestros recursos hidrológicos realizados, así como de la información recopilada por instituciones como el SENAMHI, IGN, etc.

3.2.5.1.3.1.Precipitación

Las precipitaciones son toda forma de humedad que originándose en las nubes llega a la superficie terrestre según el levantamiento del aire que favorece el enfriamiento necesario para dar lugar a las tormentas. A estos últimos se les define como el conjunto de lluvias que obedece a una misma perturbación meteorológica y características bien definidas, puede durar de escasos minutos a días enteros y puede abarcar desde una zona pequeña hasta una región.

En la presente Tesis se trabajará con un periodo de registro de 20 años de precipitación máxima en 24 horas. (mm). Los registros se presentan en la Tabla N°11.

Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología - SENAMHI

Dirección Regional San Martín

Estación: CO Tarapoto

Latitud: 06°28'00''S

Longitud: 76°22'00''W

Altitud: 356 m.s.n.m.

Departamento: San Martín

Provincia: San Martín

Distrito: Tarapoto

Tabla 11

Percepción máxima caída en 24 horas (mm)

Año	Enero	Febrero	Marzo	Abril	Mayo	Junio	Julio	Agosto	Septiembre	Octubre	Noviembre	Diciembre
1996	65.0	15.0	42.0	19.0	25.0	15.0	10.0	21.0	14.0	16.0	26.0	77.0
1997	25.0	35.0	34.0	20.0	47.0	8.0	15.0	36.0	40.0	10.0	20.0	53.0
1998	26.0	29.0	39.3	72.0	48.0	49.0	10.0	15.0	60.0	37.0	10.6	32.3
1999	79.3	42.5	15.6	16.9	54.5	17.5	27.9	23.0	11.3	17.3	48.8	46.5
2000	27.5	34.2	35.0	34.7	30.2	12.6	17.5	52.6	82.5	19.4	24.2	30.3
2001	16.2	32.0	14.8	75.9	40.3	13.8	40.6	21.3	24.3	61.0	30.0	42.2
2002	9.3	30.0	54.0	39.8	12.5	43.6	36.3	7.1	5.8	32.3	27.5	20.7
2003	74.0	37.0	54.6	33.1	37.6	27.5	17.8	18.0	18.0	84.5	40.2	52.2
2004	15.8	64.2	24.0	26.2	48.1	30.7	25.7	25.6	28.2	33.2	16.2	59.9
2005	15.9	33.7	48.8	44.0	22.4	26.8	16.3	15.5	26.0	45.0	71.0	9.3
2006	38.5	44.5	41.5	52.0	39.0	17.3	113.3	7.0	18.5	39.2	74.0	28.0
2007	37.0	7.5	48.0	21.0	45.4	16.5	60.0	46.2	45.2	37.8	63.5	18.5
2008	25.6	91.0	27.5	51.0	25.6	24.0	9.3	10.4	38.0	17.4	18.0	15.3
2009	29.4	49.0	28.0	35.5	36.5	47.0	9.1	25.0	31.5	18.4	25.5	42.0
2010	32.2	62.4	17.6	72.8	31.6	40.6	6.1	44.5	23.9	27.7	98.4	47.8
2011	42.4	11.8	63.2	51.9	31.5	65.2	49.2	14.5	21.6	24.6	49.2	61.8
2012	71.7	35.6	53.1	100.5	40.8	28.8	20.0	8.3	31.2	40.2	15.6	82.4
2013	71.7	32.7	45.3	27.4	32.1	20.1	15.0	49.0	41.8	27.0	64.5	28.4
2014	33.4	29.5	60.3	37.6	32.1	13.2	32.5	22.4	28.2	89.5	46.1	26.0
2015	28.4	40.9	16.4	43.7	34.4	40.2	12.8	34.6	13.7	32.9	64.2	60.3

Fuente: SENAMHI – San Martín

3.2.5.1.3.2. Análisis estadístico de la precipitación máxima en 24 horas

De la información pluviométrica obtenida de la Oficina del SENAMHI, tomamos los valores de precipitación máxima y ordenamos los valores de la siguiente manera (Tabla N° 12).

Tabla 12

Ocurrencia cronológica de la precipitación

Año	Precipitación (mm)
1996	77.0
1997	53.0
1998	72.0
1999	79.3
2000	82.5
2001	75.9
2002	54.0
2003	84.5
2004	64.2
2005	71.0
2006	113.3
2007	63.5
2008	91.0
2009	49.0
2010	98.4
2011	65.2
2012	100.5
2013	71.7
2014	89.5
2015	64.2

Fuente: SENAMHI – San Martín

Luego procedemos a ordenar el valor de las precipitaciones en orden decreciente. Para obtener los datos del período de retomo se procede de la siguiente manera:

$$P(x) = m/(n+1)$$

Donde:

m = Número de orden y

n = Número de datos.

Así tenemos:

$$P(x) = 1/(20+1)$$

$$P(x) = 0.0476$$

Además, se calculará la medida aritmética mediante la siguiente fórmula:

$$\bar{Y} = \frac{1470.70}{20} = 73.54$$

Reemplazando este valor en la expresión en la expresión siguiente:

$$(Y_i - \bar{Y})^2$$

Luego estos valores son trabajados independientemente con cada valor y son compilados y presentados en la Tabla N°13.

Tabla 13

Ordenamiento y análisis estadístico de la información pluviométrica

N° DE ORDEN	PRECIPITACION EN ORDEN DECRECIENTE	FRECUENCIA	PERIODO DE	$(Y_i - \bar{y})^2$
		$m/(n+1)$	$(n+1)/m$	
1	113.30	0.0476	21.00	1581.26
2	100.50	0.0952	10.50	727.11
3	98.40	0.1429	7.00	618.27
4	91.00	0.1905	5.25	305.03
5	89.50	0.2381	4.20	254.88
6	84.50	0.2857	3.50	120.23
7	82.50	0.3333	3.00	80.37
8	79.30	0.3810	2.63	33.24
9	77.00	0.4286	2.33	12.01
10	75.90	0.4762	2.10	5.59
11	72.00	0.5238	1.91	2.36
12	71.70	0.5714	1.75	3.37
13	71.00	0.6190	1.62	6.43
14	65.20	0.6667	1.50	69.47
15	64.20	0.7143	1.40	87.14
16	64.20	0.7619	1.31	87.14
17	63.50	0.8095	1.24	100.70
18	54.00	0.8571	1.17	381.62
19	53.00	0.9048	1.11	421.69
20	49.00	0.9524	1.05	601.97
Σ	1470.70			5499.88

Fuente: SENAMHI – San Martin

3.2.5.1.3.3. Cálculo del tiempo de concentración

Empleando la fórmula siguiente:

$$T_c = \left| \frac{0.871L^3}{H} \right|^{0.385} \times 60$$

Donde:

T_c: Tiempo de concentración (min)

L: Longitud de recorrido (Km)

H: Diferencia de niveles (m)

Se ha calculado el tiempo de concentración para cada colector y los resultados se muestran en la Tabla N° 14.

Tabla 14

Resumen de valores del tiempo de concentración

Colector	Longitud km	Desnivel m	Tiempo de concentración (min)
Colector N°1	0.25	7.3	5.221
Colector N°2	0.42	7.3	9.634
Cuneta N°3	0.05	0.25	2.909
Cuneta N°4	0.12	3.5	3.005
Cuneta N°5	0.04	0.35	2.070
Cuneta N°6	0.12	2.62	3.262
Cuneta N°7	0.04	0.26	1.989
Cuneta N°8	0.08	1.11	2.975
Cuneta N°9	0.03	0.74	1.290
Cuneta N°10	0.15	0.35	9.184
Cuneta N°11	0.13	0.98	5.297
Cuneta N°12	0.07	0.22	5.077
Cuneta N°13	0.12	3.25	3.152
Cuneta N°14	0.04	1.72	1.245
Cuneta N°15	0.12	4.17	2.939
Cuneta N°16	0.04	0.55	1.829
Cuneta N°17	0.08	1.13	3.107
Cuneta N°18	0.38	1.12	17.781
Cuneta N°19	0.07	0.13	5.855
Cuneta N°20	0.04	0.07	3.556
Cuneta N°21	0.14	0.65	6.821
Cuneta N°22	0.06	2.9	1.519
Cuneta N°23	0.20	2.9	5.758
Cuneta N°24	0.13	1.53	4.741
Cuneta N°25	0.26	2.59	8.297
Cuneta N°26	0.12	0.28	7.835
Cuneta N°27	0.08	2.22	2.153
Cuneta N°28	0.12	2.22	3.534
Cuneta N°29	0.13	0.2	10.051
Cuneta N°30	0.13	0.2	10.210

Cuneta N°31	0.12	0.6	5.843
Cuneta N°32	0.04	0.1	3.268

Fuente: Elaboración propia

Observamos que el tiempo de concentración máximo es menor a una hora, y como la intensidad de lluvia no es constante para un registro diario, de manera que se ha comprobado estadísticamente, que se distribuya en porcentajes en función del 100% del tiempo de duración como observamos en el siguiente ítem.

Duración en horas	Porcentaje de precipitación
6	75
12	85
24	100

Fuente: Morales Uchofen, Walter, "Drenaje Vial". Año 2000

3.2.5.1.3.4. Cálculo de la intensidad máxima de diseño

Para el cálculo de la intensidad máxima se han aplicado los métodos Gumbel tipo I y Gumbel propiamente dicho que se desarrolla a continuación

Método de Gumbel tipo I

Aplicando F(G) calculamos las intensidades para períodos de retomo.

$$F(G) = e^{-e^{-\delta i}} \dots (a)$$

$$F(G) = 1 - 1/TR \dots (b)$$

Igualando (a) con (b) obtenemos

Formula General

$$e^{-e^{-\delta(i)}} = 1 - 1/TR$$

Donde:

TR es el tiempo de retomo en años.

A continuación, procedemos a calcular valores de parámetros que interviene en la fórmula.

Desviación estándar(s)

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

Reemplazando valores tenemos:

$$S = \sqrt{\frac{5499.88}{19}}$$

$$S = 17.01 \text{ m. m.}$$

Parámetro de dispersión (α)

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

$$\alpha = \sqrt{6} \times \frac{17.01}{\pi}$$

$$\alpha = 13.27 \text{ m. m.}$$

Moda de distribución (μ)

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

$$\mu = 73.54 - 0.45 * 17.01$$

$$\mu = 65.88 \text{ m. m.}$$

Empleando la fórmula para un período de retomo de 25 años (TR = 25 años), el mismo procedimiento, se desarrolla para los demás tiempos de retomo.

$$e^{-e^{-\delta(i)}} = 1 - 1/TR$$

$$e^{-e^{-\delta(i)}} = 1 - 1/25$$

$$\ln(e^{-e^{-\delta(i)}}) = \ln(0.96)$$

$$\ln(-e^{-\delta(i)}) = -0.04082$$

$$\delta(i)_{25} = 3.1985 \quad (\text{a})$$

$$\delta(i)_5 = 1.4999$$

$$\delta(i)_{10} = 2.2504$$

$$\delta(i)_{15} = 2.6738$$

$$\delta(i)_{20} = 2.9702$$

$$\delta(i)_{50} = 3.9019$$

$$\delta(i)_{100} = 4.6001$$

Reemplazando en la fórmula Variable reducida (δ) y conociendo los valores de las variables δ , μ , α , calculadas anteriormente, se procede a reemplazar y despejar Y.

$$\delta = (Y - \mu)/\alpha$$

$$3.1985 = (Y - 65.88)/13.27$$

$$Y_{25} = 108.32 \text{ m. m.}$$

Tabla 15

Resumen de valores de Periodo de Retorno t_m (años) vs Precipitación (mm).

Periodo de retorno T_m (años)	Precipitación (mm)
5	85.784
10	95.743
15	101.361
20	105.295
25	108.324
50	117.658
100	126.923

Fuente: Método Gumbel tipo I

Método de Gumbel

Aplicando la fórmula que servirá para calcular la intensidad de diseño para cualquier período de retomo.

$$\psi = \bar{y} - \frac{S_y}{G_n} \left\{ y_n + \ln \cdot \ln \left(\frac{T_m}{T_m - 1} \right) \right\}$$

Donde:

Ψ : Precipitación de diseño (mm)

T_m : Período de retoño (años)

G_n, y_n : Desviación estándar y media en función del tamaño de la muestra.

Luego de la Tabla N° 02 del anexo considerando para $n = 20$

$$y_n = 0.52$$

$$G_n = 1.06$$

Además, conociendo los valores de la media aritmética y desviación estándar procedemos a reemplazar en la fórmula 01.

$$\bar{Y} = 73.54 \text{ m. m}$$

$$S_y = 17.01 \text{ m. m.}$$

$$\Psi = 73.54 - \frac{17.01}{1.06} \left[0.52 + \ln. \ln \left(\frac{Tm}{Tm - 1} \right) \right]$$

$$\Psi_{20} = 112.86 \text{ mm.}$$

Empleando la fórmula para un periodo de retomo de 25 dos ($Tm = 25$)

$$\Psi = 73.54 - \frac{17.01}{1.085} \left[0.53 + \ln. \ln \left(\frac{Tm}{Tm - 1} \right) \right]$$

$$\Psi_{25} = 115.38 \text{ mm.}$$

De la misma manera calculamos la precipitación de diseño para periodos (Tm) de retomo reemplazando de 10, 15, 50, 100 años cuyos valores se presentan en la Tabla N° 16 que a continuación se detalla:

$$\Psi_{10} = 104.88 \text{ mm.}$$

$$\Psi_{15} = 109.98 \text{ mm.}$$

$$\Psi_{50} = 122.69 \text{ mm.}$$

$$\Psi_{100} = 126.93 \text{ mm.}$$

Tabla 16*Resumen de valores de t_m (años) vs precip.(mm) según Gumbel*

Periodo de retorno Tm (años)	Precipitación (mm)
10	104.88
15	109.98
20	112.86
25	115.38
50	122.69
100	126.93

Fuente: Método Gumbel

A continuación, se presenta los valores obtenidos por ambos métodos (Método Gumbel y Gumbel Tipo I), podemos observar además que para un período de 25 años, obtenemos dos valores distintos de los cuales tomaremos el más crítico, que numéricamente es el de 115.38 mm.

Tabla 17*Comparación de intensidades de diseño.*

Periodo de retorno Tm (años)	Precipitación de diseño Precio. (mm)		
	Método Gumbel	Método Gumbel tipo I	Diseño
5		85.78	85.78
10	104.88	95.74	104.88
15	109.98	101.36	109.98
20	112.86	105.30	112.86
25	115.38	108.32	115.38
50	122.69	117.66	122.69
100	126.93	126.92	126.93

Fuente: Método Gumbel

Como los tiempos de concentración es menor a una hora y como la intensidad de lluvia no es constante para un registro diario, de manera que se ha comprobado estadísticamente que se distribuye según el cuadro.

Tabla 18*Distribución porcentual de la precipitación*

Duración en horas	Porcentaje de precipitación	Precipitación (mm)
6	75	86.54
12	85	98.07
24	100	115.38

Fuente: Morales Uchofen, Walter, "Drenaje Vial". Año 2000

Asimismo, este porcentaje se divide para cada hora, suponiendo una precipitación durante 6 horas seguidas.

Tabla 19*Distribución porcentual de la precipitación.*

Duración en horas	Porcentaje de precipitación	Precipitación (mm)
6	100	86.54
5	92	79.62
4	84	72.69
3	75	64.91
2	64	55.39
1	49	42.40

Fuente: Morales uchofen, walter, "drenaje vial". Año 2000

Por lo tanto:

Observamos que para una hora la precipitación de diseño es 42.40 mm/hr.

Nota: Teniendo en consideración que el **Tiempo de concentración máxima**, para la red de drenaje establecida es de 17.78 min., y siendo éste menor de una hora se tomará como intensidad de diseño. $I_{Max} = 42.40$ mm/h., con el cual se realizará el dimensionamiento hidráulico de la red.

$$I_{Diseño} = 42.40 \text{ mm/hr}$$

Pruebas de bondad o ajuste de Smirnov - Kolmogorov

Aplicando el método de prueba de bondad se procede a formar un cuadro con los máximos valores anuales de precipitación, además contando con los valores de:

Precipitaciones anuales

Desviación estándar $S_y = 17.01$ mm

Parámetro de dispersión $\alpha = 13.27$ mm

Moda de dispersión $\mu = 65.88$ mm

Estos valores se reemplazan en la fórmula de la variable reducida:

$$\delta = \frac{(Y - \mu)}{\alpha}$$

$$\delta = \frac{89.50 - 65.88}{13.27}$$

$$\delta = \mathbf{1.78}$$

Reemplazando el valor δ en la siguiente fórmula:

$$F(G) = e^{-e^{-\delta i}}$$

$$F(G) = e^{-e^{-0.5772}}$$

$$F(G) = e^{-0.5615}$$

$$F(G) = 0.8448$$

$$F(G) - P(x) = \mathbf{0.8448 - 0.7619}$$

$$F(G) - P(x) = -0.0829$$

$$\Delta_{\text{máx}} = |F(G) - P(x)|$$

$$\Delta_{\text{máx}} = \mathbf{0.0829}$$

Cálculo del valor teórico:

De la tabla N° 01 del anexo encontramos valores del nivel teórico del estadístico Smirnov Kolmogorov para varios valores del nivel teórico en función a los valores de "n" y niveles de significancia " α ".

Para $\alpha = 0.05$ (Por teoría)

$n = 20$ (Número datos)

$$\Delta_0 = \mathbf{0.29}$$

Una vez obtenidos los valores del nivel teórico y del nivel máximo se procede a comparar:

$$\Delta_{\text{calculado}} = \mathbf{0.083} < \Delta_{\text{tabla}} = \mathbf{0.29}$$

Podemos observar que el Δ calculado es menor que el Δ teórico, que nos indica que la información meteorológica de Precipitación Máxima de 24 Horas es confiable ajustándose a una distribución normal con probabilidad del 95%.

Los resultados se presentan en la Tabla N° 20.

Tabla 20

Pruebas de bondad o ajuste de Smirnov - Kolmogorov

N° DE ORDEN	PRECIPITACION MÁX. CRECIENTE (Y)	$P(x) = \frac{m}{n+1}$	$\delta = \frac{Y - \mu}{\alpha}$	$F(G) = e^{-e^{-\delta_i}}$	$ F(G) - P(x) / \Delta_{max}$
1	49.00	0.0476	-1.2724	0.0285	-0.0192
2	53.00	0.0952	-0.9708	0.0718	-0.0234
3	54.00	0.1429	-0.8955	0.0869	0.0559
4	63.50	0.1905	-0.1793	0.3028	-0.1123
5	64.20	0.2381	-0.1266	0.3219	-0.0839
6	64.20	0.2857	-0.1266	0.3219	-0.0362
7	65.20	0.3333	-0.0512	0.3495	-0.0162
8	71.00	0.3810	0.3861	0.5070	-0.1261
9	71.70	0.4286	0.4388	0.5250	0.0964
10	72.00	0.4762	0.4614	0.5326	0.0564
11	75.90	0.5238	0.7554	0.6252	-0.1014
12	77.00	0.5714	0.8384	0.6490	-0.0776
13	79.30	0.6190	1.0117	0.6952	-0.0761
14	82.50	0.6667	1.2530	0.7515	-0.0848
15	84.50	0.7143	1.4037	0.7821	-0.0678
16	89.50	0.7619	1.7806	0.8448	-0.0829
17	91.00	0.8095	1.8937	0.8601	-0.0506
18	98.40	0.8571	2.4516	0.9173	0.0602
19	100.50	0.9048	2.6099	0.9290	0.0242
20	113.30	0.9524	3.5748	0.9723	0.0199

Fuente: Smirnov – Kolmogorov

3.2.5.1.3.5. Determinación del área drenada

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

Áreas colectoras de lluvia

Para la determinación de las áreas colectoras se utilizó el método de las bisectrices que divide a las manzanas de una manera equivalente, y el área de las calles se consideran muy aparte; 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 semiperímetro.

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

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

Donde:

A = Área del triángulo.

S = Semi perímetro.

a, b, e = Lados del triángulo

Tabla 21

Áreas colectoras de lluvia

Manzana	Sector	Área influencia techo (m2)	Área influencia pavimento (m2)
1	1	725.178	413.458
	2	637.939	524.285
	3	712.328	473.476
	4	798.796	356.835
2	1	786.314	419.746
	2	791.847	345.837
	3	809.344	508.648
	4	839.367	259.315
3	1	968.304	485.389
	2	897.916	399.113
	3	635.221	325.648
	4	746.852	212.807

4	1	1146.624	844.121
	2	1509.462	336.016
	3	1407.169	0
	4	853.200	150.683
5	1	263.813	326.084
	2	197.159	89.117
	3	407.377	222.646
	4	517.563	299.095
6	1	370.512	297.881
	2	357.076	197.969
	3	396.542	308.629
	4	411.349	114.022
7	1	348.698	288.995
	2	339.019	186.597
	3	348.661	96.435
	4	389.273	111.483
8	1	891.385	603.093
	2	775.412	145.289
	3	733.331	431.334
	4	761.916	170.796
9	1	746.875	383.456
	2	652.997	160.218
	3	692.697	356.612
	4	707.044	136.443
10	1	723.289	749.602
	2	749.715	165.598
	3	740.034	417.180
	4	597.258	428.203

Fuente: Elaboración propia

Tabla 21

Áreas colectoras de lluvia

Manzana	Sector	Área influencia techo (m ²)	Área influencia pavimento (m ²)
11	1	736.162	388.507
	2	750.125	158.296
	3	951.259	743.708
	4	665.6	348.195
12	1	1160.382	258.828
	2	1072.016	197.173
	3	680.659	485.043
	4	736.162	388.507
13	1	1390.059	290.471
	2	1577.626	245.983

	3	856.276	342.209
	4	1044.188	296.3
13	5	1813.389	424.319
	6	1158.145	495.224
	7	1703.439	635.367
14	1	543.733	392.561
	2	607.627	392.899
	3	492.907	257.538
15	1	4405.447	993.75

Fuente: Elaboración propia

Cabe precisar que el área a drenar del pavimento se calculó por separado, tal como se muestra en la Tabla N°21.

3.2.5.1.3.6.Determinación del coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía "C" varía según las características físicas y topográficas de la cuenca además del tipo de cubierta vegetal que existe en la zona.

Para el cálculo del coeficiente de escorrentía se hizo uso de los métodos Racional y Mac Math, con los cuales se ha calculado los caudales de diseño y se ha tomado el más crítico.

Método Racional

Considerando que existen pérdidas por infiltración evaporación y otras causas, el valor de "C" es menor que 1, por lo tanto, se toma la tabla considerada en el ítem 2.5.2.6 y se ha determinado un coeficiente de 0.75, que corresponde a zonas multifamiliares concentradas y 0.95 que corresponde a calles asfaltadas.

Método de Mac Math

Se determinará el coeficiente "C" de acuerdo con las características del terreno, que es calculado por la suma de tres valores asignados según sus características topográficas tales como: porcentaje de cobertura (C1), textura del terreno (C2), pendiente del terreno (C3).

Se ha considerado coeficiente de escorrentía para cada tramo, puesto que este método permite evaluar de esta manera

En la Tabla 22 se puede observar los resultados de valores del coeficiente de escorrentía (C)

Tabla 22*Determinación del coeficiente de escorrentía según el método Mac Math*

Colector	Tramo	Calle	Coeficientes De Escorrentia "C"							
			Area Tributaria De Mz				Área Tributaria De Calle			
			C1	C2	C3	C	C1	C2	C3	C
Colector N°1	01-02	Jr. Los Halcones	0.30	0.16	0.1	0.56	0.30	0.16	0.1	0.56
Colector N°1	13-14	Jr. Los Halcones	0.30	0.16	0.1	0.56	0.30	0.16	0.1	0.56
Colector N°1	25-26	Jr. Los Halcones	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Colector N°2	06-07	Jr. Los Flamencos	0.30	0.16	0.1	0.56	0.30	0.16	0.1	0.56
Colector N°2	18-22	Jr. Los Flamencos	0.30	0.16	0.1	0.56	0.30	0.16	0.1	0.56
Colector N°2	32-28	Jr. Los Flamencos	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Colector N°2	38-39	Jr. Los Flamencos	0.30	0.16	0.05	0.51	0.30	0.16	0.05	0.51
Colector N°2	43-44	Jr. Los Flamencos	0.30	0.16	0.05	0.51	0.30	0.16	0.05	0.51
Colector N°2	35-34	Psje. Leoncio Prado	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Cuneta N°3	05-01	Jr. América	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Cuneta N°4	04-03	Jr. Los Flamencos	0.30	0.16	0.1	0.56	0.30	0.16	0.1	0.56
Cuneta N°4	03-02	Psje Las Lechuzas	0.30	0.16	0.05	0.51	0.30	0.16	0.05	0.51
Cuneta N°5	17-13	Psje Las Lechuzas	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Cuneta N°6	16-15	Jr. Los Flamencos	0.30	0.16	0.1	0.56	0.30	0.16	0.1	0.56
Cuneta N°6	15-14	Psje Las Palomas	0.30	0.16	0.05	0.51	0.30	0.16	0.05	0.51
Cuneta N°7	24-25	Psje Las Palomas	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Cuneta N°8	23-27	Jr. Los Flamencos	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Cuneta N°8	27-26	Psje Las Aguilas	0.16	0.16	0.06	0.38	0.30	0.16	0.06	0.52
Cuneta N°9	36-33	Psje Las Aguilas	0.30	0.16	0.1	0.56	0.30	0.16	0.1	0.56
Cuneta N°10	37-35	Jr. Los Flamencos	0.30	0.16	0.05	0.51	0.30	0.16	0.05	0.51
Cuneta N°11	11-12	Jr. América	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Cuneta N°12	10-06	Jr. América	0.30	0.16	0.05	0.51	0.30	0.16	0.05	0.51
Cuneta N°13	09-08	Jr. Los Picaflones	0.30	0.16	0.1	0.56	0.30	0.16	0.1	0.56

Cuneta N°13	08-07	Psje Las Lechuzas	0.30	0.16	0.1	0.56	0.30	0.16	0.1	0.56
Cuneta N°14	19-18	Psje Las Lechuzas	0.30	0.16	0.1	0.56	0.30	0.16	0.1	0.56
Cuneta N°15	20-21	Jr. Los Picaflores	0.30	0.16	0.1	0.56	0.30	0.16	0.1	0.56
Cuneta N°15	21-22	Psje Las Palomas	0.16	0.16	0.06	0.38	0.30	0.16	0.06	0.52
Cuneta N°16	31-32	Psje Las Palomas	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Cuneta N°17	30-29	Jr. Los Picaflores	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Cuneta N°17	29-28	Psje Las Aguilas	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Cuneta N°18	42-38	Psje Las Aguilas	0.30	0.16	0.1	0.56	0.30	0.16	0.1	0.56
Cuneta N°19	41-40	Jr. Los Picaflores	0.30	0.16	0.1	0.56	0.30	0.16	0.1	0.56
Cuneta N°19	40-39	Psje Las Gaviotas	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Cuneta N°20	47-43	Psje Las Gaviotas	0.30	0.16	0.04	0.5	0.30	0.16	0.04	0.5

Fuente: Elaboración propia

Tabla 22

Determinación del coeficiente de escorrentía según el método Mac Math

Colector	Tramo	Calle	Coeficientes De Escorrentia "C"							
			Area Tributaria De Mz				Área Tributaria De Calle			
			C1	C2	C3	C	C1	C2	C3	C
Cuneta N°21	46-45	Psje. Leoncio Prado	0.3	0.16	0.05	0.51	0.3	0.16	0.05	0.51
Colector N°21	45-44	Jr. Malecón Las Palmeras	0.3	0.16	0.06	0.52	0.3	0.16	0.06	0.52
Cuneta N°22	69-70	Jr. Los Picaflores Prol.	0.3	0.16	0.1	0.56	0.3	0.16	0.1	0.56
Cuneta N°23	68-67	Circunvalación Cumbaza	0.3	0.16	0.06	0.52	0.3	0.16	0.06	0.52
Cuneta N°23	67-70	Psje Las Palomas	0.3	0.16	0.06	0.52	0.3	0.16	0.06	0.52
Cuneta N°24	64-63	Psje Las Palomas	0.3	0.16	0.06	0.52	0.3	0.16	0.06	0.52
Cuneta N°24	63-62	Jr. Los Picaflores Prol.	0.3	0.16	0.04	0.5	0.3	0.16	0.04	0.5
Cuneta N°25	65-66	Circunvalación Cumbaza	0.3	0.16	0.06	0.52	0.3	0.16	0.06	0.52
Cuneta N°25	66-58	Jr. Malecón Las Palmeras	0.3	0.16	0.1	0.56	0.3	0.16	0.1	0.56

Cuneta N°25	58-59	Psje. Miguel Grau	0.3	0.16	0.05	0.51	0.3	0.16	0.05	0.51
Cuneta N°26	59-60	Psje Las Aguilas	0.3	0.16	0.1	0.56	0.3	0.16	0.1	0.56
Cuneta N°26	62-60	Psje Las Aguilas	0.3	0.16	0.1	0.56	0.3	0.16	0.1	0.56
Cuneta N°28	71-73	Psje Las Aguilas	0.3	0.16	0.1	0.56	0.3	0.16	0.1	0.56
Cuneta N°27	71-74	Jr. Los Picaflones	0.3	0.16	0.1	0.56	0.3	0.16	0.1	0.56
Cuneta N°28	73-74	Psje Las Gaviotas	0.8	0.16	0.05	1.01	0.3	0.16	0.05	0.51
Cuneta N°29	52-48	Psje Las Gaviotas	0.8	0.16	0.05	1.01	0.3	0.16	0.05	0.51
Cuneta N°30	49-48	Psje. Leoncio Prado	0.3	0.16	0.05	0.51	0.3	0.16	0.05	0.51
Cuneta N°30	50-49	Jr. Malecón Las Palmeras	0.3	0.16	0.06	0.52	0.3	0.16	0.06	0.52
Cuneta N°29	51-52	Psje. Simón Bolívar	0.3	0.16	0.05	0.51	0.3	0.16	0.05	0.51
Cuneta N°32	54-53	Psje. Simón Bolívar	0.3	0.16	0.05	0.51	0.3	0.16	0.05	0.51
Cuneta N°31	57-53	Psje Las Gaviotas	0.16	0.16	0.06	0.38	0.3	0.16	0.06	0.52
Cuneta N°31	56-57	Psje. Miguel Grau	0.3	0.16	0.05	0.51	0.3	0.16	0.05	0.51
Cuneta N°32	55-54	Jr. Malecón Las Palmeras	0.3	0.16	0.05	0.51	0.3	0.16	0.05	0.51

Fuente: Elaboración propia

3.2.5.2. Caudal de escurrimiento

Este parámetro nos permitirá conocer el volumen de agua que discurre por las cunetas, alcantarillas y demás obras de arte.

3.2.5.2.1. Cálculo del caudal de diseño

Para el adecuado drenaje de las aguas pluviales caídas en una determinada cuenca, es necesario conocer, en un punto dado o a la salida de ella el caudal disponible a partir de la o las lluvias que lo originan.

La aplicación exitosa de los diversos métodos dependerá del tamaño de la cuenca, así como de sus características fisiográficas, tipos, usos y cobertura del suelo. Luego de analizar los métodos existentes se seleccionó dos métodos:

Método Racional.

Método de Mac - Math.

3.2.5.2.2. Método racional

Aplicable en general a pequeñas cuencas, entendiéndose como tales a aquellas no mayores de 120 Has, calculando el caudal de escurrimiento "Q" mediante la aplicación de la siguiente fórmula:

$$Q=(CIA)/360$$

- Q : Caudal máximo de escorrentía en m³/seg.
 C : Coeficiente de escorrentía
 A : Área de interés en la cuenca en hectáreas
 I : Intensidad de la lluvia generadora del caudal.

Para continuar con el desarrollo del método es necesario tener en claro el concepto, tiempo de concentración Tc de una cuenca, que es el tiempo empleado por una gota de agua que cae en el punto hidrológicamente más alejado de la cuenca para llegar a la salida de esta o cualquier otro punto de interés. De acuerdo a esta definición el caudal pico Qp en la salida de la cuenca debe alcanzarse después de un lapso igual al del tiempo de concentración Tc.

Para la determinación de los valores de los caudales de escurrimiento mediante este método, se procede tal como se describe a continuación:

Determinar la porción de cuenca interesada y calcular su área.

Determinar el tiempo de concentración.

Determinar el periodo de retomo, que para nuestro caso es de 25 años.

Determinar la intensidad de lluvia de diseño.

Seleccionar el coeficiente de escorrentía "C"

Todos estos valores han sido calculados y seleccionados anteriormente, los mismos que han sido reemplazados en la fórmula descrita, cuyos resultados se muestra en la Tabla 23.

Tabla 23*Caudales de escurrimiento de las cunetas proyectadas: método racional*

Descripción	Colector	Tramo	Calle	Variables			Caudal q(m ³ /s)	
				C	I(mm/h)	A(ha.)	Sub-total	Total
Mz Calle	Colector N°1	01-02	Psje Los Halcones	0.75 0.95	42.40	0.0951 0.0744	0.0084 0.0083	0.0167
Mz Calle	Colector N°1	13-14	Psje Los Halcones	0.75 0.95	42.40	0.0693 0.0357	0.0061 0.0040	0.0101
Mz Calle	Colector N°2	25-26	Psje Los Halcones	0.75 0.95	42.40	0.0349 0.0096	0.0031 0.0011	0.0042
Mz Calle	Colector N°2	06-07	Jr. Los Flamencos	0.75 0.95	42.40	0.0740 0.0417	0.0065 0.0047	0.0112
Mz Calle	Colector N°2	18-22	Jr. Los Flamencos	0.75 0.95	42.40	0.0733 0.0431	0.0065 0.0048	0.0113
Mz Calle	Colector N°2	32-28	Jr. Los Flamencos	0.75 0.95	42.40	0.0397 0.0309	0.0035 0.0035	0.0070
Mz Calle	Colector N°2	38-39	Jr. Los Flamencos	0.75 0.95	42.40	0.0407 0.0223	0.0036 0.0025	0.0061
Mz Calle	Colector N°1	43-44	Jr. Los Flamencos	0.75 0.95	42.40	0.0635 0.0326	0.0056 0.0036	0.0093
Mz Calle	Colector N°2	35-34	Jr. Los Flamencos	0.75 0.95	42.40	0.1509 0.0336	0.0133 0.0038	0.0171
Mz Calle	Cuneta N°3	05-01	Jr. América	0.75 0.95	42.40	0.0693 0.0357	0.0061 0.0040	0.0101
Mz Calle	Cuneta N°4	04-03	Jr. Los Flamencos	0.75 0.95	42.40	0.0736 0.0389	0.0065 0.0043	0.0109
Mz Calle	Cuneta N°4	03-02	Psje Las Lechuzas	0.35 0.95	42.40	0.0750 0.0158	0.0031 0.0018	0.0049
Mz Calle	Cuneta N°5	17-13	Psje Las Lechuzas	0.75 0.95	42.40	0.0707 0.0136	0.0062 0.0015	0.0078
Mz Calle	Cuneta N°6	16-15	Jr. Los Flamencos	0.25 0.95	42.40	0.0747 0.0383	0.0022 0.0043	0.0065
Mz Calle	Cuneta N°6	15-14	Psje Las Palomas	0.75 0.95	42.40	0.0653 0.0160	0.0058 0.0018	0.0076
Mz Calle	Cuneta N°7	24-25	Psje Las Palomas	0.75 0.95	42.40	0.0389 0.0111	0.0034 0.0012	0.0047
Mz Calle	Cuneta N°8	23-27	Jr. Los Flamencos	0.75 0.95	42.40	0.0349 0.0289	0.0031 0.0032	0.0063
Mz Calle	Cuneta N°8	27-26	Psje Las Aguilas	0.75 0.95	42.40	0.0339 0.0187	0.0030 0.0021	0.0051
Mz Calle	Cuneta N°9	36-33	Psje Las Aguilas	0.75 0.95	42.40	0.0853 0.0151	0.0075 0.0017	0.0092
Mz Calle	Cuneta N°10	37-35	Jr. Los Flamencos	0.75 0.95	42.40	0.1147 0.0844	0.0101 0.0094	0.0196

Fuente: Elaboración propia

Tabla 23*Caudales de escurrimiento de las cunetas proyectadas: método racional*

Descripción	Colector	Tramo	Calle	Variables			Caudal q(m ³ /s)	
				C	I(mm/h)	A(Ha.)	Sub-total	Total
Mz	Cuneta	11-12	Jr. América	0.75	42.40	0.4405	0.0389	0.0500
Calle	N°11			0.95		0.0994	0.0111	
Mz	Cuneta	10-06	Jr. América	0.75	42.40	0.0597	0.0053	0.0101
Calle	N°12			0.95		0.0428	0.0048	
Mz	Cuneta	09-08	Jr. Los	0.75	42.40	0.0723	0.0064	0.0148
Calle	N°13		Picaflores	0.95		0.0750	0.0084	
Mz	Cuneta	08-07	Psje Las	0.75	42.40	0.0750	0.0066	0.0085
Calle	N°13		Lechuzas	0.95		0.0166	0.0019	
Mz	Cuneta	19-18	Psje Las	0.75	42.40	0.0762	0.0067	0.0086
Calle	N°14		Lechuzas	0.95		0.0171	0.0019	
Mz	Cuneta	20-21	Jr. Los	0.75	42.40	0.0891	0.0079	0.0146
Calle	N°15		Picaflores	0.95		0.0603	0.0067	
Mz	Cuneta	21-22	Psje Las	0.75	42.40	0.0775	0.0068	0.0085
Calle	N°15		Palomas	0.95		0.0145	0.0016	
Mz	Cuneta	31-32	Psje Las	0.75	42.40	0.0411	0.0036	0.0049
Calle	N°16		Palomas	0.95		0.0114	0.0013	
Mz	Cuneta	30-29	Jr. Los	0.75	42.40	0.0371	0.0033	0.0066
Calle	N°17		Picaflores	0.95		0.0298	0.0033	
Mz	Cuneta	29-28	Psje Las	0.75	42.40	0.0357	0.0032	0.0054
Calle	N°17		Aguilas	0.95		0.0198	0.0022	
Mz	Cuneta	42-38	Psje Las	0.75	42.40	0.0518	0.0046	0.0079
Calle	N°18		Aguilas	0.95		0.0299	0.0033	
Mz	Cuneta	41-40	Jr. Los	0.25	42.40	0.0264	0.0008	0.0044
Calle	N°19		Picaflores	0.95		0.0326	0.0036	
Mz	Cuneta	40-39	Psje Las	0.75	42.40	0.0197	0.0017	0.0027
Calle	N°19		Gaviotas	0.95		0.0089	0.0010	
Mz	Cuneta	47-43	Psje Las	0.75	42.40	0.0747	0.0066	0.0090
Calle	N°20		Gaviotas	0.95		0.0213	0.0024	
Mz	Cuneta	46-45	Psje. Leoncio	0.75	42.40	0.0968	0.0086	0.0140
Calle	N°21		Prado	0.95		0.0485	0.0054	
Mz	Cuneta	45-44	Jr. Malecón	0.75	42.40	0.0898	0.0079	0.0124
Calle	N°21		Las Palmeras	0.95		0.0399	0.0045	
Mz	Cuneta	69-70	Jr. Los	0.75	42.40	0.0681	0.0060	0.0114
Calle	N°22		Picaflores	0.95		0.0485	0.0054	
Mz	Cuneta	68-67	Prol.	0.75	42.40	0.1160	0.0103	0.0131
Calle	N°23		Circunvalación Cumbaza	0.95		0.0259	0.0029	
Mz	Cuneta	67-70	Psje Las	0.75	42.40	0.1072	0.0095	0.0117
Calle	N°23		Palomas	0.95		0.0197	0.0022	
Mz	Cuneta	64-63	Psje Las	0.75	42.40	0.1390	0.0123	0.0155
Calle	N°24		Palomas	0.95		0.0290	0.0033	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 23*Caudales de escurrimiento de las cunetas proyectadas: método racional*

Descripción	Colector	Tramo	Calle	Variables			Caudal q(m ³ /s)	
				C	I(mm/h)	A(ha.)	Sub-total	Total
Mz	Cuneta n°15	19 - 18	Jr. Los Picaflones	0.75	42.40	0.1578	0.0139	0.0167
Calle				0.95			0.0246	
Mz	Cuneta n°16	17 - 18	Prol. Circunvalación Cumbaza	0.75	42.40	0.1158	0.0102	0.0158
Calle				0.95			0.0495	
Mz	Cuneta n°17	33 - 34	Jr. Malecón Las Palmeras	0.75	42.40	0.1703	0.0150	0.0222
Calle				0.95			0.0635	
Mz	Cuneta n°18	33 - 36	Psje. Miguel Grau	0.75	42.40	0.0662	0.0058	0.0101
Calle				0.95			0.0382	
Mz	Cuneta n°18	36 - 35	Psje Las Aguilas	0.75	42.40	0.1813	0.0160	0.0208
Calle				0.95			0.0424	

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 23*Caudales de escurrimiento de las cunetas proyectadas: método racional*

Descripción	Colector	Tramo	Calle	Variables			Caudal q(m ³ /s)	
				C	I(mm/h)	A(ha.)	Sub-total	Total
Mz	Cuneta N°26	62-60	Psje Las Aguilas	0.75	42.40	0.0856	0.0076	0.0114
Calle				0.95			0.0342	
Mz	Cuneta N°28	71-73	Psje Las Aguilas	0.75	42.40	0.0607	0.0054	0.0098
Calle				0.95			0.0393	
Mz	Cuneta N°27	71-74	Jr. Los Picaflones	0.75	42.40	0.0493	0.0044	0.0072
Calle				0.95			0.0258	
Mz	Cuneta N°28	73-74	Psje Las Gaviotas	0.75	42.40	0.0544	0.0048	0.0092
Calle				0.95			0.0393	
Mz	Cuneta N°29	52-48	Psje Las Gaviotas	0.75	42.40	0.0839	0.0074	0.0103
Calle				0.95			0.0259	
Mz	Cuneta N°30	49-48	Psje. Leoncio Prado	0.75	42.40	0.0809	0.0071	0.0128
Calle				0.95			0.0509	
Mz	Cuneta N°30	50-49	Jr. Malecón Las Palmeras	0.75	42.40	0.0792	0.0070	0.0109
Calle				0.95			0.0346	
Mz	Cuneta N°29	51-52	Psje. Simón Bolívar	0.75	42.40	0.0786	0.0069	0.0116
Calle				0.95			0.0420	
Mz	Cuneta N°32	54-53	Psje. Simón Bolívar	0.75	42.40	0.0712	0.0063	0.0116
Calle				0.95			0.0473	
Mz	Cuneta N°31	57-53	Psje Las Gaviotas	0.75	42.40	0.0799	0.0071	0.0110
Calle				0.95			0.0357	
Mz	Cuneta N°31	56-57	Psje. Miguel Grau	0.75	42.40	0.0725	0.0064	0.0110
Calle				0.95			0.0413	
Mz		55-54		0.20	42.40	0.0638	0.0015	0.0074

Calle	Cuneta N°32	Jr. Malecón Las Palmeras	0.95	0.0524	0.0059
-------	----------------	-----------------------------	------	--------	--------

Fuente: Elaboración propia

3.2.5.2.2.1. Método de Mac Math

Método aplicable para determinar el caudal de escurrimiento Q en una determinada cuenca, este método proporciona mayor confiabilidad de resultados puesto que contempla a la pendiente como parámetro de cálculo.

La ecuación de la fórmula está determinada por la siguiente relación:

$$Q = 0.36 * C * I * S^{1/5} * A^{4/5} \dots\dots\dots (*)$$

(*) Máximo Villon Bejar ,”Hidrología”. Pág. 261

- Q : Caudal de Diseño.
- C : Coeficiente de Escorrentía
- I : Intensidades en mm/h
- S : Pendiente del terreno en m/m.
- A : Área de la cuenca en Km²

Para la determinación de los valores de los caudales de escurrimiento mediante este método, se procede tal como se describe a continuación:

Determinar la pendiente de cada tramo.

Determinar la intensidad de lluvia de diseño.

Seleccionar el coeficiente "C" teniendo en cuenta, la cobertura de la vegetación, textura del terreno y pendiente del mismo.

Con los datos anteriormente obtenidos se procede a calcular el caudal de diseño Q, aplicando la fórmula establecida.

Todos estos valores han sido calculados y seleccionados anteriormente, los mismos que serán reemplazados en la fórmula descrita, cuyos resultados se muestra en la Tabla 24.

Tabla 24*Caudales de escurrimiento de las cunetas proyectadas: método Mac Math*

Descripción	Colector	Tramo	Calle	Variables			Caudal Q(M3/S)		
				C	I(mm/h)	A(Km2)	S(m/m)	Sub-Total	Total
Mz Calle	Colector N°1	01-02	Psje Los Halcones	0.56 0.56	42.40	0.00095 0.00074	0.0337	0.0166 0.0136	0.0302
Mz Calle	Colector N°1	13-14	Psje Los Halcones	0.56 0.56	42.40	0.00069 0.00036	0.0289	0.0125 0.0073	0.0198
Mz Calle	Colector N°1	25-26	Psje Los Halcones	0.52 0.52	42.40	0.00035 0.00010	0.0190	0.0062 0.0022	0.0084
Mz Calle	Colector N°2	06-07	Jr. Los Flamencos	0.56 0.56	42.40	0.00074 0.00042	0.0398	0.0140 0.0089	0.0229
Mz Calle	Colector N°2	18-22	Jr. Los Flamencos	0.56 0.56	42.40	0.00073 0.00043	0.0301	0.0132 0.0086	0.0218
Mz Calle	Colector N°2	32-28	Jr. Los Flamencos	0.52 0.52	42.40	0.00040 0.00031	0.0121	0.0062 0.0051	0.0113
Mz Calle	Colector N°2	38-39	Jr. Los Flamencos	0.51 0.51	42.40	0.00041 0.00022	0.0016	0.0042 0.0026	0.0068
Mz Calle	Colector N°2	43-44	Jr. Los Flamencos	0.51 0.51	42.40	0.00064 0.00033	0.0011	0.0055 0.0032	0.0088
Mz Calle	Colector N°2	35-34	Jr. Los Flamencos	0.52 0.52	42.40	0.00151 0.00034	0.0060	0.0158 0.0047	0.0205
Mz Calle	Cuneta N°3	05-01	Jr. América	0.52 0.52	42.40	0.00069 0.00036	0.0052	0.0082 0.0048	0.0131
Mz Calle	Cuneta N°4	04-03	Jr. Los Flamencos	0.56 0.56	42.40	0.00074 0.00039	0.0427	0.0142 0.0085	0.0227
Mz Calle	Cuneta N°4	03-02	Psje Las Lechuzas	0.51 0.51	42.40	0.00075 0.00016	0.0045	0.0084 0.0024	0.0108
Mz Calle	Cuneta N°5	17-13	Psje Las Lechuzas	0.52 0.52	42.40	0.00071 0.00014	0.0075	0.0090 0.0024	0.0114
Mz Calle	Cuneta N°6	16-15	Jr. Los Flamencos	0.56 0.56	42.40	0.00075 0.00038	0.0323	0.0136 0.0080	0.0215
Mz Calle	Cuneta N°6	15-14	Psje Las Palomas	0.51 0.51	42.40	0.00065 0.00016	0.0031	0.0069 0.0023	0.0092
Mz Calle	Cuneta N°7	24-25	Psje Las Palomas	0.52 0.52	42.40	0.00039 0.00011	0.0073	0.0056 0.0020	0.0076
Mz Calle	Cuneta N°8	23-27	Jr. Los Flamencos	0.52 0.52	42.40	0.00035 0.00029	0.0124	0.0057 0.0049	0.0105
Mz Calle	Cuneta N°8	27-26	Psje Las Aguilas	0.38 0.52	42.40	0.00034 0.00019	0.0155	0.0042 0.0036	0.0078
Mz Calle	Cuneta N°9	36-33	Psje Las Aguilas	0.56 0.56	42.40	0.00085 0.00015	0.0217	0.0139 0.0035	0.0174
Mz Calle	Cuneta N°10	37-35	Jr. Los Flamencos	0.51 0.51	42.40	0.00115 0.00084	0.0024	0.0104 0.0081	0.0185

Fuente: Elaboración propia

Tabla 24*Caudales de escurrimiento de las cunetas proyectadas: método Mac Math*

Descripción	Colector	Tramo	Calle	Variables				Caudal Q(M3/S)	
				C	I(mm/h)	A(Km2)	S(m/m)	Sub-Total	Total
Mz	Cuneta	11-12	Jr. América	0.52				0.0391	
Calle	N°11			0.52	42.40	0.00441	0.0077	0.0119	0.0510
Mz	Cuneta	10-06	Jr. América	0.51				0.0064	
Calle	N°12			0.51	42.40	0.00060	0.0030	0.0049	0.0113
Mz	Cuneta	09-08	Jr. Los	0.56				0.0121	
Calle	N°13		Picaflores	0.56	42.40	0.00072	0.0206	0.0124	0.0245
Mz	Cuneta	08-07	Psje Las	0.56				0.0139	
Calle	N°13		Lechuzas	0.56	42.40	0.00075	0.0355	0.0041	0.0180
Mz	Cuneta	19-18	Psje Las	0.56				0.0143	
Calle	N°14		Lechuzas	0.56	42.40	0.00076	0.0393	0.0043	0.0187
Mz	Cuneta	20-21	Jr. Los	0.56				0.0167	
Calle	N°15		Picaflores	0.56	42.40	0.00089	0.0452	0.0122	0.0289
Mz	Cuneta	21-22	Psje Las	0.38				0.0081	
Calle	N°15		Palomas	0.52	42.40	0.00078	0.0149	0.0029	0.0110
Mz	Cuneta	31-32	Psje Las	0.52				0.0065	
Calle	N°16		Palomas	0.52	42.40	0.00041	0.0132	0.0023	0.0089
Mz	Cuneta	30-29	Jr. Los	0.52				0.0059	
Calle	N°17		Picaflores	0.52	42.40	0.00037	0.0118	0.0049	0.0108
Mz	Cuneta	29-28	Psje Las	0.52				0.0060	
Calle	N°17		Aguilas	0.52	42.40	0.00036	0.0151	0.0037	0.0097
Mz	Cuneta	42-38	Psje Las	0.56				0.0099	
Calle	N°18		Aguilas	0.56	42.40	0.00052	0.0295	0.0064	0.0163
Mz	Cuneta	41-40	Jr. Los	0.56				0.0056	
Calle	N°19		Picaflores	0.56	42.40	0.00026	0.0254	0.0067	0.0123
Mz	Cuneta	40-39	Psje Las	0.52				0.0030	
Calle	N°19		Gaviotas	0.52	42.40	0.00020	0.0055	0.0016	0.0047
Mz	Cuneta	47-43	Psje Las	0.5				0.0069	
Calle	N°20		Gaviotas	0.5	42.40	0.00075	0.0019	0.0025	0.0094
Mz	Cuneta	46-45	Psje. Leoncio	0.51				0.0094	
Calle	N°21		Prado	0.51	42.40	0.00097	0.0030	0.0054	0.0149
Mz	Cuneta	45-44	Jr. Malecón	0.52				0.0110	
Calle	N°21		Las Palmeras	0.52	42.40	0.00090	0.0079	0.0058	0.0168
Mz	Cuneta	69-70	Jr. Los	0.56				0.0136	
Calle	N°22		Picaflores	0.56	42.40	0.00068	0.0468	0.0103	0.0239
Mz	Cuneta	68-67	Prol.	0.52				0.0150	
Calle	N°23		Circunvalación	0.52	42.40	0.00116	0.0135	0.0045	0.0196
Mz	Cuneta	67-70	Psje Las	0.52				0.0145	
Calle	N°23		Palomas	0.52	42.40	0.00107	0.0153	0.0037	0.0182
Mz	Cuneta	64-63	Psje Las	0.52				0.0188	
Calle	N°24		Palomas	0.52	42.40	0.00139	0.0198	0.0054	0.0241

Tabla 24*Caudales de escurrimiento de las cunetas proyectadas: método Mac Math*

Descripción	Colector	Tramo	Calle	C	Variables			Caudal Q(M3/S)	
					I(mm/h)	A(Km2)	S(m/m)	Sub-Total	Total
Mz	Cuneta	63-62	Jr. Los	0.5				0.0124	
Calle	N°24		Picaflores	0.5	42.40	0.00158	0.0019	0.0028	0.0153
Mz	Cuneta	65-66	Prol.	0.52				0.0133	
Calle	N°25		Circunvalación Cumbaza	0.52	42.40	0.00116	0.0073	0.0067	0.0200
Mz	Cuneta	66-58	Jr. Malecón	0.56				0.0243	
Calle	N°25		Las Palmeras	0.56	42.40	0.00170	0.0220	0.4394	0.4637
Mz	Cuneta	58-59	Psje. Miguel	0.51				0.0070	
Calle	N°25		Grau	0.51	42.40	0.00066	0.0030	0.0045	0.0115
Mz	Cuneta	59-60	Psje Las	0.56				0.0259	
Calle	N°26		Aguilas	0.56	42.40	0.00181	0.0236	0.0081	0.0340
Mz	Cuneta	62-60	Psje Las	0.56				0.0129	
Calle	N°26		Aguilas	0.56	42.40	0.00086	0.0145	0.0062	0.0191
Mz	Cuneta	71-73	Psje Las	0.56				0.0110	
Calle	N°28		Aguilas	0.56	42.40	0.00061	0.0256	0.0077	0.0187
Mz	Cuneta	71-74	Jr. Los	0.56				0.0092	
Calle	N°27		Picaflores	0.56	42.40	0.00049	0.0245	0.0055	0.0147
Mz	Cuneta	73-74	Psje Las	1.01				0.0125	
Calle	N°28		Gaviotas	0.51	42.40	0.00054	0.0041	0.0049	0.0174
Mz	Cuneta	52-48	Psje Las	1.01				0.0161	
Calle	N°29		Gaviotas	0.51	42.40	0.00084	0.0025	0.0032	0.0193
Mz	Cuneta	49-48	Psje. Leoncio	0.51				0.0077	
Calle	N°30		Prado	0.51	42.40	0.00081	0.0021	0.0053	0.0129
Mz	Cuneta	50-49	Jr. Malecón	0.52				0.0091	
Calle	N°30		Las Palmeras	0.52	42.40	0.00079	0.0052	0.1877	0.1968
Mz	Cuneta	51-52	Psje. Simón	0.51				0.0083	
Calle	N°29		Bolivar	0.51	42.40	0.00079	0.0035	0.0050	0.0133
Mz	Cuneta	54-53	Psje. Simón	0.51				0.0070	
Calle	N°32		Bolivar	0.51	42.40	0.00071	0.0023	0.0051	0.0121
Mz	Cuneta	57-53	Psje Las	0.38				0.0072	
Calle	N°31		Gaviotas	0.52	42.40	0.00080	0.0071	0.0052	0.0123
Mz	Cuneta	56-57	Psje. Miguel	0.51				0.0079	
Calle	N°31		Grau	0.51	42.40	0.00073	0.0040	0.0051	0.0130
Mz	Cuneta	55-54	Jr. Malecón	0.51				0.0066	
Calle	N°32		Las Palmeras	0.51	42.40	0.00064	0.0026	0.2231	0.2296

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 25 se pueden observar los valores obtenidos de caudales de escurrimiento aplicando los métodos Racional y Mac Math, donde se puede apreciar que existe diferencia numérica entre ambos.

Para la presente Tesis, hemos tomado los valores mayores obtenidos por el método de Mac Math.

Tabla 25

Comparación de caudales de diseño según métodos aplicados

Colector	Tramo	Calle	Caudales		
			Q(M3/S) Met. Racional	Q(M3/S) Met. Mac Math	Q(M3/S) Diseño
Colector N°1	01-02	Psje Los Halcones	0.0167	0.0460	0.0460
Colector N°1	13-14	Psje Los Halcones	0.0101	0.0301	0.0301
Colector N°1	25-26	Psje Los Halcones	0.0042	0.0289	0.0289
Colector N°2	06-07	Jr. Los Flamencos	0.0112	0.0371	0.0371
Colector N°2	18-22	Jr. Los Flamencos	0.0113	0.0268	0.0268
Colector N°2	32-28	Jr. Los Flamencos	0.0070	0.0225	0.0225
Colector N°2	38-39	Jr. Los Flamencos	0.0061	0.0294	0.0294
Colector N°2	43-44	Jr. Los Flamencos	0.0093	0.0242	0.0242
Colector N°2	35-34	Jr. Los Flamencos	0.0171	0.0280	0.0280
Cuneta N°3	05-01	Jr. América	0.0101	0.0257	0.0257
Cuneta N°4	04-03	Jr. Los Flamencos	0.0109	0.0271	0.0271
Cuneta N°4	03-02	Psje Las Lechuzas	0.0049	0.0467	0.0467
Cuneta N°5	17-13	Psje Las Lechuzas	0.0078	0.0275	0.0275
Cuneta N°6	16-15	Jr. Los Flamencos	0.0065	0.0220	0.0220
Cuneta N°6	15-14	Psje Las Palomas	0.0076	0.0269	0.0269
Cuneta N°7	24-25	Psje Las Palomas	0.0047	0.0123	0.0123
Cuneta N°8	23-27	Jr. Los Flamencos	0.0063	0.0409	0.0409
Cuneta N°8	27-26	Psje Las Aguilas	0.0051	0.0133	0.0133

Colector	Tramo	Calle	Caudales		
			Q(M3/S)	Q(M3/S)	Q(M3/S)

			Met. Racional	Met. Mac Math	Diseño
Cuneta					
N°9	36-33	Psje Las Aguilas	0.0092	0.0489	0.0489
Cuneta					
N°10	37-35	Jr. Los Flamencos	0.0196	0.0235	0.0235
Cuneta					
N°11	11-12	Jr. América	0.0500	0.0197	0.0500
Cuneta					
N°12	10-06	Jr. América	0.0101	0.0267	0.0267
Cuneta					
N°13	09-08	Jr. Los Picafloros	0.0148	0.0265	0.0265
Cuneta					
N°13	08-07	Psje Las Lechuzas	0.0085	0.0617	0.0617
Cuneta					
N°14	19-18	Psje Las Lechuzas	0.0086	0.0410	0.0410
Cuneta					
N°15	20-21	Jr. Los Picafloros	0.0146	0.0495	0.0495
Cuneta					
N°15	21-22	Psje Las Palomas	0.0085	0.0401	0.0401
Cuneta					
N°16	31-32	Psje Las Palomas	0.0049	0.0151	0.0151
Cuneta					
N°17	30-29	Jr. Los Picafloros	0.0066	0.0662	0.0662
Cuneta					
N°17	29-28	Psje Las Aguilas	0.0054	0.0677	0.0677
Cuneta					
N°18	42-38	Psje Las Aguilas	0.0079	0.0264	0.0264
Cuneta					
N°19	41-40	Jr. Los Picafloros	0.0044	0.0536	0.0536
Cuneta					
N°19	40-39	Psje Las Gaviotas	0.0027	0.0689	0.0689
Cuneta					
N°20	47-43	Psje Las Gaviotas	0.0090	0.0615	0.0615
Cuneta					
N°21	46-45	Psje. Leoncio Prado	0.0140	0.0354	0.0354
Cuneta					
N°21	45-44	Jr. Malecón Las Palmeras	0.0124	0.0393	0.0393
Cuneta					
N°22	69-70	Jr. Los Picafloros	0.0114	0.0337	0.0337
Cuneta		Prol. Circunvalación			
N°23	68-67	Cumbaza	0.0131	0.0285	0.0285
Cuneta					
N°23	67-70	Psje Las Palomas	0.0117	0.0276	0.0276
Cuneta					
N°24	64-63	Psje Las Palomas	0.0155	0.0223	0.0223
Cuneta					
N°24	63-62	Jr. Los Picafloros	0.0167	0.0248	0.0248
Cuneta		Prol. Circunvalación			
N°25	65-66	Cumbaza	0.0158	0.0260	0.0260
Cuneta					
N°25	66-58	Jr. Malecón Las Palmeras	0.0222	0.0276	0.0276

Colector	Tramo	Calle	Caudales		
			Q(M3/S)	Q(M3/S)	Q(M3/S)

			Met. Racional	Met. Mac Math	Diseño
Cuneta N°25	58-59	Psje. Miguel Grau	0.0101	0.0290	0.0290
Cuneta N°26	59-60	Psje Las Aguilas	0.0208	0.0247	0.0247
Cuneta N°26	62-60	Psje Las Aguilas	0.0114	0.0265	0.0265
Cuneta N°28	71-73	Psje Las Aguilas	0.0098	0.0263	0.0263
Cuneta N°27	71-74	Jr. Los Picaflores	0.0072	0.0252	0.0252
Cuneta N°28	73-74	Psje Las Gaviotas	0.0092	0.0365	0.0365
Cuneta N°29	52-48	Psje Las Gaviotas	0.0103	0.0345	0.0345
Cuneta N°30	49-48	Psje. Leoncio Prado	0.0128	0.0236	0.0236
Cuneta N°30	50-49	Jr. Malecón Las Palmeras	0.0109	0.0277	0.0277
Cuneta N°29	51-52	Psje. Simón Bolivar	0.0116	0.0284	0.0284
Cuneta N°32	54-53	Psje. Simón Bolivar	0.0116	0.0273	0.0273
Cuneta N°31	57-53	Psje Las Gaviotas	0.0110	0.0245	0.0245
Cuneta N°31	56-57	Psje. Miguel Grau	0.0110	0.0284	0.0284
Cuneta N°32	55-54	Jr. Malecón Las Palmeras	0.0074	0.2634	0.2634

Fuente: Elaboración propia

3.2.5.3. Diseño del sistema de drenaje

Una vez determinado los caudales de escorrentía, podemos tener una apreciación, del escurrimiento que se producirá a través del sistema de drenaje propuesto.

En la Tabla 26 se presentan los caudales que discurrirán por los colectores y sus respectivos contribuyentes hasta su desembocadura en una obra de entrega

Con los caudales de diseño obtenidos se procederá a pre dimensionar las estructuras hidráulicas, que garanticen la evacuación de las aguas pluviales de una manera rápida y segura.

A continuación, en la Tabla N° 26, se presentan los caudales finales de diseño.

Tabla 26*Resumen del cálculo de caudal en cunetas y alcantarillas*

Colector	Tramo	Calle	Longitud	Cota Terreno		Colector Contribuyente Descripción	Caudal			
				Inicio	Final		Inicial	Tramo	Final	Diseño
Colector N°1	01-02	Psje Los Halcones	95.09	258.800	255.600	05-01	0.026	0.046	0.072	0.072
Alcantarilla	02-13	Psje Los Halcones	5.84	255.600	255.300	05-01, 01-02, 03-02	0.119		0.119	0.119
Colector N°1	13-14	Psje Los Halcones	79.70	255.300	253.000	05-01, 01-02, 04-03, 03-02, 02-13, 17-13	0.147	0.030	0.177	0.177
Alcantarilla	14-25	Psje Los Halcones	5.02	253.000	252.800	05-01, 01-02, 04-03, 03-02, 02-13, 17-13, 13-14, 15-14	0.204		0.204	0.204
Colector N°1	25-26	Psje Los Halcones	45.91	252.800	251.930	05-01, 01-02, 04-03, 03-02, 02-13, 17-13, 13-14, 15-14, 14-25, 24-25	0.216	0.029	0.245	0.245
Alcantarilla	26-33	Psje Los Halcones	7.21	251.930	251.500	05-01, 01-02, 04-03, 03-02, 02-13, 17-13, 13-14, 15-14, 14-25, 24-25, 25-26, 27-26	0.258		0.258	0.258
Colector N°2	06-07	Jr. Los Flamencos	79.09	259.000	255.850	10-06	0.027	0.037	0.064	0.064
Alcantarilla	07-18	Jr. Los Flamencos	5.60	255.850	255.600	10-06, 06-07, 08-07	0.126		0.126	0.126
Colector N°2	18-22	Jr. Los Flamencos	79.83	255.600	253.200	10-06, 06-07, 08-07, 07-18, 19-18	0.167	0.027	0.194	0.194
Alcantarilla	22-32	Jr. Los Flamencos	4.00	253.200	253.100	10-06, 06-07, 08-07, 07-18, 19-18, 18-22, 21-22	0.234		0.234	0.234
Colector N°2	32-28	Jr. Los Flamencos	43.76	253.100	252.570	10-06, 06-07, 09-08, 08-07, 07-18, 19-18, 21-22, 22-32, 31-32	0.249	0.022	0.271	0.271
Alcantarilla	28-38	Jr. Los Flamencos	7.38	252.570	252.400	10-06, 06-07, 09-08, 08-07, 07-18, 19-18, 21-22, 22-32, 31.32, 32-28, 29-28	0.339		0.339	0.339
Colector N°2	38-39	Jr. Los Flamencos	61.20	252.450	252.350	10-06, 06-07, 09-08, 08-07, 07-18, 19-18	0.365	0.029	0.394	0.394

						21-22, 22-32, 31.32, 32-28, 29-28 28-38, 42-38			
Alcantarilla	39-43	Jr. Los Flamencos	6.07	252.350	252.290	10-06, 06-07, 09-08, 08-07, 07-18, 19-18 21-22, 22-32, 31.32, 32-28, 29-28 28-38, 42-38, 38-39, 72-71, 71-74, 72-73, 73-74, 41-40 40-39	0.621	0.621	0.621

Fuente: Elaboración propia

Tabla 26

Resumen del cálculo de caudal en cunetas y alcantarillas

Colector	Tramo	Calle	Longitud	Cota Terreno		Colector Contribuyente Descripción	Caudal			
				Inicio	Final		Inicial	Tramo	Final	Diseño
Colector N°2	43-44	Jr. Los Flamencos	79.98	252.290	252.200	10-06, 06-07, 09-08, 08-07, 07-18, 19-18 21-22, 22-32, 31.32, 32-28, 29-28 28-38, 42-38, 38-39, 40-39, 39-43, 47-43	0.682	0.024	0.706	0.706
Alcantarilla	44-35	Jr. Malecón Las Palmeras	5.94	252.200	252.000	10-06, 06-07, 09-08, 08-07, 07-18, 19-18 21-22, 22-32, 31.32, 32-28, 29-28 28-38, 42-38, 38-39, 40-39, 39-43, 47-43 65-66, 66-58, 58-59, 62-60, 59-60, 56-57 55-54, 54-53, 51-52, 52-48, 50-49, 46-45 43-44, 45-44	1.140		1.140	1.140
Colector N°2	35-34	Jr. Malecón Las Palmeras	49.97	252.000	251.700	10-06, 06-07, 09-08, 08-07, 07-18, 19-18 18-22, 21-22, 22-32, 31.32, 32-28, 29-28 28-38, 42-38, 38-39, 40-39, 39-43, 47-43 65-66, 66-58, 58-59, 62-60, 59-60, 56-57 55-54, 54-53, 51-52, 52-48, 50-49, 46-45	1.163	0.028	1.191	1.191

43-44, 45-44, 44-35, 37-35										
Cuneta N°3	05 – 01	Jr. America	48.15	259.050	258.800			0.026	0.026	0.026
Cuneta N°4	04 – 03	Jr. Los Flamencos	77.45	259.100	255.790			0.027	0.027	0.027
Cuneta N°4	03 – 02	Psje Las Lechuzas	42.34	255.790	255.600	04-03		0.027	0.047	0.074
Cuneta N°5	17 – 13	Psje Las Lechuzas	40.21	255.600	255.300			0.028	0.028	0.028
Cuneta N°6	16 – 15	Jr. Los Flamencos	77.50	255.620	253.120			0.022	0.022	0.022
Cuneta N°6	15 – 14	Psje Las Palomas	38.57	253.120	253.000	16-15		0.022	0.027	0.049
Cuneta N°7	24 – 25	Psje Las Palomas	35.67	253.060	252.800			0.012	0.012	0.012
Cuneta N°8	23 – 27	Jr. Los Flamencos	43.69	253.040	252.500			0.041	0.041	0.041
Cuneta N°8	27 – 26	Psje Las Aguilas	36.77	252.500	251.930	23-27		0.041	0.013	0.054
Cuneta N°9	36 – 33	Psje Las Aguilas	34.10	252.240	251.500			0.049	0.049	0.049
Cuneta N°10	37 – 35	Jr. Los Flamencos	145.30	252.400	252.050			0.023	0.023	0.023

Fuente: Elaboración propia

Tabla 26

Resumen del cálculo de caudal en cunetas y alcantarillas

Colector	Tramo	Calle	Longitud	Cota Terreno		Colector Contribuyente Descripción	Caudal			
				INICIO	FINAL		Inicial	Tramo	Final	Diseño
Cuneta N°11	11 - 12	Jr. América	127.18	259.400	258.420		0.050	0.050	0.050	
Cuneta N°12	10 - 06	Jr. América	74.50	259.220	259.000		0.027	0.027	0.027	
Cuneta N°13	09 - 08	Jr. Los Picaflones	70.39	259.100	257.650		0.027	0.027	0.027	
Cuneta N°13	08 - 07	Psje Las Lechuzas	50.65	257.650	255.850	09-08	0.027	0.062	0.089	0.089
Cuneta N°14	19 - 18	Psje Las Lechuzas	43.79	257.320	255.600		0.041	0.041	0.041	
Cuneta N°15	20 - 21	Jr. Los Picaflones	76.71	257.370	253.900		0.049	0.049	0.049	
Cuneta N°15	21 - 22	Psje Las Palomas	47.03	253.900	253.200	20-21	0.049	0.040	0.089	0.089
Cuneta N°16	31 - 32	Psje Las Palomas	41.77	253.650	253.100		0.015	0.015	0.015	
Cuneta N°17	30 - 29	Jr. Los Picaflones	42.29	253.700	253.200		0.066	0.066	0.066	

Cuneta N°17	29 - 28	Psje Las Aguilas	41.75	253.200	252.570	30-29	0.066	0.068	0.134	0.134
Cuneta N°18	42 - 38	Psje Las Aguilas	37.94	253.520	252.400			0.026	0.026	0.026
Cuneta N°19	41 - 40	Jr. Los Picaflones	47.24	253.600	252.400			0.054	0.054	0.054
Cuneta N°19	40 - 39	Psje Las Gaviotas	23.50	252.400	252.270	72-71, 71-74, 72-73, 73-74, 41-40	0.158	0.069	0.227	0.227
Cuneta N°20	47 - 43	Psje Las Gaviotas	37.37	252.250	252.180			0.061	0.061	0.061
Cuneta N°21	46 - 45	Psje. Leoncio Prado	90.10	252.650	252.380			0.035	0.035	0.035
Cuneta N°21	45 - 44	Jr. Malecón Las Palmeras	47.96	252.380	252.000	65-66, 66-58, 58-59, 62-60, 59-60, 56-57 55-54, 54-53, 51-52, 52-48, 50-49, 46-45	0.395	0.039	0.434	0.434
Cuneta N°22	69 - 70	Jr. Los Picaflones Prol.	61.91	256.900	254.000			0.034	0.034	0.034
Cuneta N°23	68 - 67	Circunvalación Cumbaza	111.20	256.900	255.400			0.029	0.029	0.029
Cuneta N°23	67- 70	Psje Las Palomas	85.06	255.300	254.000	69-68	0.029	0.028	0.057	0.057
Alcantarilla	70 - 63	Jr. Los Picaflones	4.25	254.000	253.550	69-70, 69-68, 67-70	0.091		0.091	0.091
Cuneta N°24	64 - 63	Psje Las Palomas	90.92	255.350	253.550			0.022	0.022	0.022
Cuneta N°24	63 - 62	Jr. Los Picaflones Prol.	43.10	253.900	253.820	69-70, 69-68, 67-70, 64-63	0.113	0.025	0.138	0.138
Cuneta N°25	65 - 66	Circunvalación Cumbaza	116.93	255.450	254.600			0.026	0.026	0.026
Cuneta N°25	66 - 58	Jr. Malecón Las Palmeras	69.02	254.600	253.080	65-66	0.026	0.028	0.054	0.054
Cuneta N°25	58 - 59	Psje. Miguel Grau	73.37	253.080	252.860	65-66, 66-58	0.054	0.029	0.083	0.083
Cuneta N°26	62 - 60	Psje Las Aguilas	65.46	254.100	252.870			0.026	0.026	0.026

Fuente: Elaboración propia

Tabla 26*Resumen del cálculo de caudal en cunetas y alcantarillas*

Colector	Tramo	Calle	Longitud	Cota Terreno		Colector Contribuyente Descripción	Caudal			
				Inicio	Final		Inicial	Tramo	Final	Diseño
Cuneta N°26	59 - 60	Psje Las Aguilas	52.10	253.820	252.870	62-60	0.026	0.031	0.057	0.057
Alcantarilla	59 - 57	Psje. Miguel Grau	6.15	253.820	252.500	65-66, 66-58, 58-59, 62-60, 59-60	0.140		0.140	0.140
Alcantarilla	62 - 71	Jr. Los Picaflores	6.00	254.100	253.800	69-70, 69-68, 67-70, 64-63, 63-62	0.138		0.138	0.138
Cuneta N°27	71 - 74	Jr. Los Picaflores	49.07	253.800	252.600	69-70, 69-68, 67-70, 64-63, 63-62, 62-71	0.138	0.025	0.163	0.163
Cuneta N°28	71 - 73	Psje Las Aguilas	74.87	254.820	252.900	69-70, 69-68, 67-70, 64-63, 63-62, 62-71	0.138	0.026	0.164	0.164
Cuneta N°28	73 - 74	Psje Las Gaviotas	73.43	252.900	252.600	72-73	0.164	0.037	0.201	0.201
Alcantarilla	74 - 40	Psje Las Gaviotas	6.20	252.600	252.400	72-71, 71-74, 72-73, 73-74	0.364		0.364	0.364
Cuneta N°29	51 - 52	Psje. Simón Bolivar	90.20	252.820	252.700			0.028	0.028	0.028
Cuneta N°29	52 - 48	Psje Las Gaviotas	40.17	252.700	252.600	65-66, 66-58, 58-59, 62-60, 59-60, 56-57 55-54, 54-53, 51-52	0.273	0.035	0.308	0.308
Cuneta N°30	50 - 49	Jr. Malecón Las Palmeras	38.73	252.600	252.400			0.028	0.028	0.028
Cuneta N°30	49 - 48	Psje. Leoncio Prado	93.43	252.600	252.400	65-66, 66-58, 58-59, 62-60, 59-60, 56-57 55-54, 54-53, 51-52, 52-48	0.308	0.024	0.332	0.332
Alcantarilla	49 - 45	Jr. Malecón Las Palmeras	7.50	252.600	252.380	65-66, 66-58, 58-59, 62-60, 59-60, 56-57 55-54, 54-53, 51-52, 52-48, 50-49	0.360		0.360	0.360
Cuneta N°31	56 - 57	Psje. Miguel Grau	75.50	252.800	252.500			0.028	0.028	0.028
Cuneta N°31	57 - 53	Psje Las Gaviotas	42.06	253.100	252.800	65-66, 66-58, 58-59, 62-60, 59-60, 56-57	0.168	0.024	0.192	0.192
Cuneta N°32	55 - 54	Jr. Malecón Las Palmeras	39.12	253.050	252.950			0.026	0.026	0.026
Cuneta N°32	54 - 53	Psje. Simón Bolivar	90.42	252.950	252.740	55-54	0.026	0.027	0.053	0.053
Alcantarilla	53 - 52	Psje Las Gaviotas	6.00	252.740	252.700	65-66, 66-58, 58-59, 62-60, 59-60, 56-57 55-54, 54-53	0.245		0.245	0.245

Fuente: Elaboración propia

3.2.5.3.1. Criterios generales para el diseño

En este ítem se plasman los criterios que permitirán el diseño final de las estructuras hidráulicas que constituyen nuestro sistema de drenaje, dichos criterios están basados en la bibliografía existente y experiencias.

El sistema de drenaje pluvial propuesto lo constituye dos tipos de drenajes y estos son:

Drenaje Longitudinal

Comprenden las cunetas, contra cunetas, bordillos, son obras paralelas al eje de la vía.

Referente a las cunetas, se puede decir que son zanjas que se hacen a ambos lados de la vía con el propósito de recibir y conducir el agua pluvial de la mitad del camino (o de todo el camino en curvas) y el agua que escurre por pequeñas áreas adyacentes.

Comprenden las alcantarillas, sifones, pontones, badenes, los cuales son obras que cruzan en forma transversal al eje de la vía.

Entre las obras de arte más comunes, podemos citar a las alcantarillas que son conductos que pueden ser de sección circular o de marco (cuadradas o rectangulares) usualmente enterradas, utilizadas en cruces con carreteras y desagües, pueden fluir llenas o parcialmente llenas dependiendo de diversos factores, tales como: diámetros, longitud, rugosidad y principalmente los niveles de agua, tanto a la entrada como a la salida.

3.2.5.3.2. Diseño hidráulico de cunetas y alcantarillas

Para la definición de la sección de las cunetas y alcantarillas, así como la geometría de las mismas nos hemos basado en los conceptos teóricos citados en el marco teórico. Los espesores de revestimientos, así como la calidad del concreto está en función de la velocidad del agua que discurrirá por las cunetas y alcantarillas.

3.2.5.3.2.1. Diseño hidráulico de una alcantarilla

El diseño hidráulico de una alcantarilla consiste en la selección de su área de manera que resulte una velocidad promedio de 1.25 m/s, en ciertos casos se suele dar a la alcantarilla una velocidad igual a la del canal donde ésta será construida, sólo en casos especiales la velocidad será mayor a 1.25 m/s. También la selección del área deberá permitir su limpieza y conservación.

La cota de fondo de la alcantarilla en la transición de entrada se obtiene restando a la superficie normal del agua, el diámetro del tubo más 1.5 veces la carga de velocidad del tubo, cuando éste fluye lleno o el 20% del tirante en la alcantarilla.

La pendiente de la alcantarilla debe ser igual a la pendiente del canal.

La transición tanto de entrada como de salida, en algunos casos se conectan a la alcantarilla mediante una rampa con inclinación máxima de 4.1.

El talud máximo del camino encima de alcantarilla no debe ser mayor de 1.5: 1.

Normalmente las alcantarillas trabajan con el nivel de agua libre, llegando a mojar toda su sección en periodos con caudales máximos.

3.2.5.3.2.2. Diseño hidráulico de una cuneta

Las cunetas tendrán en general sección rectangular y se proyectarán en todas las calles. Sus dimensiones han sido fijadas de acuerdo al diseño hidráulico, detalladas en la Tabla 27.

El ancho medido desde el borde de la subrasante hasta la vertical que pasa por el vértice inferior. La profundidad es medida verticalmente desde el nivel del borde de la subrasante hasta el fondo o vértice de la cuneta.

Cuando el suelo es deleznable y la pendiente de la rasante de la cuneta es igual o mayor que 4%, ésta deberá revestirse con piedra y lechada de cemento.

El revestimiento puede ser necesario para reducir la rugosidad de la cuneta y asegurar el escurrimiento del caudal, en el caso de una pendiente longitudinal muy leve.

Desarrollo analítico y grafico de diseño hidráulico de colectores y cunetas:

Colector N° 1: Psje Los Halcones, Tramo 25 - 26

Diseño hidráulico del colector N° 1

Calculo de la sección del colector (método Manning)

Luego con la fórmula de Manning, diseñamos una sección de máxima eficiencia hidráulica (M.E.H.)

Datos generales:

$$\begin{aligned} Q &= 0.245 \text{ m}^3/\text{seg} \text{ (ver tabla 26)} \\ n &= 0.017 \text{ (para canales revestidos con concreto)} \\ S &= 2.51\% \text{ para efectos de cálculo } S \\ Z &= 0 \end{aligned}$$

Diseño a M.E.H:

$$\frac{y}{b} = \frac{Q * n * 1.49 y}{b^{8/3} S^{1/2} b} = 2 * \text{Tang} \theta : \quad \theta = 90^\circ \Rightarrow \frac{b}{y} = 2 \Rightarrow \frac{y}{b} = \frac{1}{2} = 0.500 \text{ (**)}$$

Así tenemos:

y/b	Z=0
0.50	0.295

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

Reemplazando valores generales:

$$b = \left(\frac{Q * n * 1.49}{0.295 * S^{1/2}} \right)^{3/8} = 0.469 \text{ m} \quad \rightarrow b = \mathbf{0.50 \text{ m}}$$

Reemplazando el valor de "b" en (**)

$$\begin{aligned} y &= 0.47 \times 0.50 = 0.235 \text{ m} && \rightarrow \mathbf{y=0.30 \text{ m}} \\ fb &= 0.08 && \rightarrow \mathbf{fb=0.10 \text{ m}} \\ H &= 0.40 \end{aligned}$$

Luego la sección del colector será:

$$\begin{aligned} H &= 0.40 \text{ m (medida constructiva)} \\ b &= 0.50 \text{ m (medida constructiva)} \\ y &= 0.30 \text{ m} \\ fb &= 0.10 \text{ m} \end{aligned}$$

Calculo de los elementos de sección teniendo en cuenta las medidas constructivas:

*) .- Altura H :

$$\rightarrow H = 0.40 \text{ m}$$

*) .- Borde libre : $f = H - y$

$$\rightarrow f = 0.10 \text{ m}$$

*) .- Base : b

$$\rightarrow b = 0.50 \text{ m}$$

*) .- Perimetro Mojado : $P_m = 2Y + b$

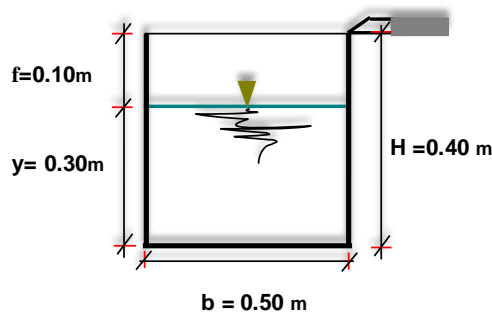
$$\rightarrow P_m = 0.969 \text{ m}$$

*) .- Area Hidraulica : $A = b \times Y$

$$\rightarrow A = 0.117 \text{ m}^2$$

*) .- Radio Hidraulico : $R = A/P_m$

$$\rightarrow R = 0.121 \text{ m}$$



Verificación por Manning del caudal:

$$Q = \frac{AR^{2/3}S^{1/2}}{n}$$

$$Q = 0.268 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q = 0.268 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$> Q_{\text{diseño}} = 0.245 \text{ m}^3/\text{seg} \longrightarrow \text{OK}$$

Verificación por velocidad:

$$V = \frac{Q}{A} \quad V = \frac{0.268}{0.117} = 2.282 \text{ m/seg}$$

$$V = 2.28 \text{ m/seg}$$

$$> 0.63 \text{ m/seg (Vmin - por sedimentacion)} \longrightarrow \text{OK}$$

Colector N° 2: Jr. Malecon Las Palmeras, Tramo 35 - 34

Diseño hidráulico del colector N° 2

Calculo de la sección del colector (método Manning)

Luego con la fórmula de Manning, diseñamos una sección de máxima eficiencia hidráulica (M.E.H.)

Datos generales:

$$\begin{aligned} Q &= 1.191 \text{ m}^3/\text{seg} \text{ (ver tabla 26)} \\ N &= 0.017 \text{ (para canales revestidos con concreto)} \\ S &= 0.14\% \text{ para efectos de cálculo } S \\ Z &= 0 \end{aligned}$$

Diseño a M.E.H:

$$\frac{y}{b} = \frac{Q * n * 1.49}{b^{8/3} S^{1/2}} = 2 * \text{Tang} \theta ; \quad \theta = 90^\circ \Rightarrow \frac{b}{y} = 2 \Rightarrow \frac{y}{b} = \frac{1}{2} = 0.500 \text{ (**)}$$

Así tenemos:

y/b	$Z=0$
0.50	0.295

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

Reemplazando valores generales:

$$b = \left(\frac{Q * n * 1.49}{0.295 * S^{1/2}} \right)^{3/8} = 1.454 \text{ m} \quad \rightarrow b = \mathbf{1.50 \text{ m}}$$

Reemplazando el valor de "b" en (**)

$$\begin{aligned} y &= 1.45 \times 0.50 = 0.727 \text{ m} && \rightarrow y = \mathbf{0.80 \text{ m}} \\ fb &= 0.24 && \rightarrow y = \mathbf{0.20 \text{ m}} \\ H &= 1.00 \end{aligned}$$

Luego la sección del colector será:

$$\begin{aligned} H &= 1.00 \text{ m (medida constructiva)} \\ b &= 1.50 \text{ m (medida constructiva)} \\ y &= 0.80 \text{ m} \\ fb &= 0.20 \text{ m} \end{aligned}$$

Calculo de los elementos de sección teniendo en cuenta las medidas constructivas:

*) .- Altura H :

$$\rightarrow H = 1.00 \text{ m}$$

*) .- Borde libre : $f = H - y$

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

*) .- Base : b

$$\rightarrow b = 1.50 \text{ m}$$

*) .- Perimetro Mojado : $P_m = 2Y + b$

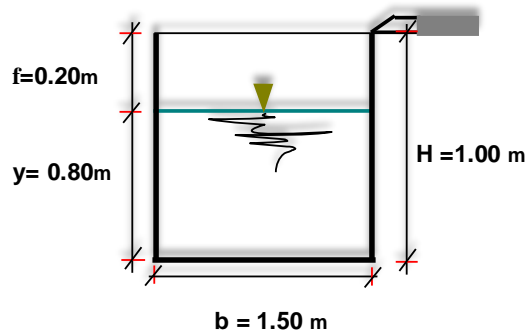
$$\rightarrow P_m = 2.954 \text{ m}$$

*) .- Area Hidraulica : $A = b \times Y$

$$\rightarrow A = 1.091 \text{ m}^2$$

*) .- Radio Hidraulico : $R = A/P_m$

$$\rightarrow R = 0.36916 \text{ m}$$



Verificación por Manning del caudal:

$$Q = \frac{AR^{2/3}S^{1/2}}{n}$$

$$Q = 1.244 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q = 1.244 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$> Q_{\text{diseño}} = 1.191 \text{ m}^3/\text{seg} \longrightarrow \text{OK}$$

Verificación por velocidad:

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

$$V = \frac{1.244}{1.091} = 1.141 \text{ m/seg}$$

$$V = 1.14 \text{ m/seg}$$

$$> 0.63 \text{ m/seg (Vmin - por sedimentacion)} \longrightarrow \text{OK}$$

Cuneta N° 30 : Psje. Leoncio Prado, Tramo 49 - 48

Diseño hidráulico de Cuneta N° 30

Calculo de la sección del colector (método Manning)

Luego con la fórmula de Manning, diseñamos una sección de máxima eficiencia hidráulica (M.E.H.)

Datos generales:

$$\begin{aligned}
 Q &= 0.332 \text{ m}^3/\text{seg (ver tabla 26)} \\
 N &= 0.017 \text{ (para canales revestidos con concreto)} \\
 S &= 1.26\% \text{ para efectos de cálculo S} \\
 Z &= 0
 \end{aligned}$$

Diseño a M.E.H:

$$\frac{y}{b} = \frac{Q * n * 1.49}{b^{8/3} S^{1/2} b} = 2 * \text{Tang} \theta ; \quad \theta = 90^\circ \Rightarrow \frac{b}{y} = 2 \Rightarrow \frac{y}{b} = \frac{1}{2} = 0.500 \text{ (**)}$$

Así tenemos:

y/b	$Z=0$
0.50	0.295

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

Reemplazando valores generales:

$$b = \left(\frac{Q * n * 1.49}{0.295 * S^{1/2}} \right)^{3/8} = 0.598 \text{ m} \quad \rightarrow b = \mathbf{0.60 \text{ m}}$$

Reemplazando el valor de “b” en (**)

$$\begin{aligned}
 y &= 0.60 \times 0.50 = 0.299 \text{ m} && \rightarrow y = \mathbf{0.30 \text{ m}} \\
 fb &= 0.10 && \rightarrow y = \mathbf{0.10 \text{ m}} \\
 H &= 0.10
 \end{aligned}$$

Luego la sección del colector será:

$$\begin{aligned}
 H &= 0.40 \text{ m (medida constructiva)} \\
 b &= 0.60 \text{ m (medida constructiva)} \\
 y &= 0.30 \text{ m} \\
 fb &= 0.10 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Cálculo de los elementos de sección teniendo en cuenta las medidas constructivas:

*) .- Altura H :

$$\rightarrow H = 0.40 \text{ m}$$

*) .- Borde libre : $f = H - y$

$$\rightarrow f = 0.10 \text{ m}$$

*) .- Base : b

$$\rightarrow b = 0.60 \text{ m}$$

*) .- Perimetro Mojado : $P_m = 2Y + b$

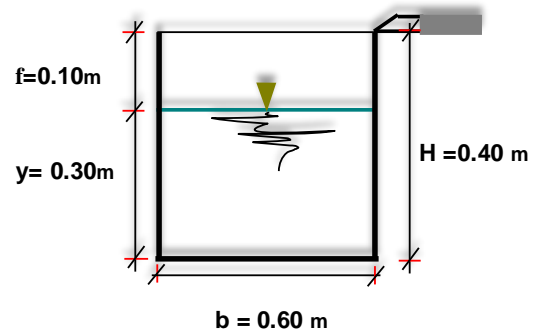
$$\rightarrow P_m = 1.198 \text{ m}$$

*) .- Area Hidraulica : $A = b \times Y$

$$\rightarrow A = 0.179 \text{ m}^2$$

*) .- Radio Hidraulico : $R = A/P_m$

$$\rightarrow R = 0.14975 \text{ m}$$



Verificación por Manning del caudal:

$$Q = \frac{AR^{2/3}S^{1/2}}{n}$$

$$Q = 0.335 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$Q = 0.335 \text{ m}^3/\text{seg}$$

$$> Q_{\text{diseño}} = 0.332 \text{ m}^3/\text{seg} \longrightarrow \text{OK}$$

Verificación por velocidad:

$$V = \frac{Q}{A} \quad V = \frac{0.335}{0.179} = 1.865 \text{ m/seg}$$

$$V = 1.86 \text{ m/seg}$$

$$> 0.63 \text{ m/seg (Vmin - por sedimentacion)} \longrightarrow \text{OK}$$

Los resultados del diseño hidráulico final con sus respectivas dimensiones se presentan en la Tabla 27:

Tabla 27*Dimensionamiento hidráulico de cunetas y alcantarillas*

Colector	Tramo	Calle	Longitud	Cota Terreno		Cota Rasante		Caudal M3/S	Coeficiente MANING	Pendiente m/m	Velocidad m/s	Seccion		
				Inicio	Final	Inicio	Final					b (m)	H (m)	(m2)
Colector N°1	01-02	Psje Los Halcones	95.09	258.800	255.600	258.149	256.200	0.072	0.017	0.0205	1.654	0.40	0.30	0.12
Alcantarilla	02-13	Psje Los Halcones	5.84	255.600	255.300	256.200	255.070	0.119	0.017	0.1935	4.280	0.30	0.20	0.06
Colector N°1	13-14	Psje Los Halcones	79.70	255.300	253.000	255.070	252.668	0.177	0.017	0.0301	2.362	0.50	0.30	0.15
Alcantarilla	14-25	Psje Los Halcones	5.02	253.000	252.800	252.668	252.439	0.204	0.017	0.0456	2.686	0.40	0.30	0.12
Colector N°1	25-26	Psje Los Halcones	45.91	252.800	251.930	252.439	251.285	0.245	0.017	0.0251	2.282	0.50	0.40	0.20
Alcantarilla	26-33	Psje Los Halcones	7.21	251.930	251.500	251.285	251.279	0.258	0.017	0.0008	0.651	1.00	0.70	0.70
Colector N°2	06-07	Jr. Los Flamencos	79.09	259.000	255.850	258.504	255.445	0.064	0.017	0.0387	1.964	0.30	0.20	0.06
Alcantarilla	07-18	Jr. Los Flamencos	5.60	255.850	255.600	255.445	255.411	0.126	0.017	0.0061	1.128	0.50	0.40	0.20
Colector N°2	18-22	Jr. Los Flamencos	79.83	255.600	253.200	255.411	252.714	0.194	0.017	0.0338	2.513	0.50	0.30	0.15
Alcantarilla	22-32	Jr. Los Flamencos	4.00	253.200	253.100	252.714	252.658	0.234	0.017	0.0140	1.862	0.60	0.40	0.24
Colector N°2	32-28	Jr. Los Flamencos	43.76	253.100	252.570	252.658	251.643	0.271	0.017	0.0232	2.231	0.50	0.40	0.20
Alcantarilla	28-38	Jr. Los Flamencos	7.38	252.570	252.400	251.643	251.504	0.339	0.017	0.0188	2.225	0.60	0.40	0.24
Colector N°2	38-39	Jr. Los Flamencos	61.20	252.450	252.350	251.504	251.360	0.394	0.017	0.0024	1.045	0.90	0.60	0.54
Alcantarilla	39-43	Jr. Los Flamencos	6.07	252.350	252.290	251.360	251.344	0.621	0.017	0.0026	1.204	1.00	0.70	0.70
Colector N°2	43-44	Jr. Los Flamencos	79.98	252.290	252.200	251.344	251.179	0.706	0.017	0.0021	1.167	1.20	0.80	0.96
Alcantarilla	44-35	Jr. Malecón Las Palmeras	5.94	252.200	252.000	251.179	251.123	1.140	0.017	0.0094	2.269	1.00	0.70	0.70
Colector N°2	35-34	Jr. Malecón Las Palmeras	49.97	252.000	251.700	251.123	251.052	1.191	0.017	0.0014	1.141	1.50	1.00	1.50
Cuneta N°3	05 - 01	Jr. America	48.15	259.050	258.800	258.823	258.205	0.026	0.017	0.0128	1.077	0.30	0.20	0.06
Cuneta N°4	04 - 03	Jr. Los Flamencos	77.45	259.100	255.790	258.504	255.510	0.027	0.017	0.0387	1.540	0.20	0.20	0.04

Cuneta N°4	03 - 02	Psje Las Lechuzas	42.34	255.790	255.600	254.732	253.389	0.074	0.017	0.0317	1.836	0.30	0.20	0.06
Cuneta N°5	17 - 13	Psje Las Lechuzas	40.21	255.600	255.300	254.728	253.389	0.028	0.017	0.0333	1.450	0.20	0.20	0.04
Cuneta N°6	16 - 15	Jr. Los Flamencos	77.50	255.620	253.120	255.411	252.714	0.022	0.017	0.0348	1.434	0.20	0.20	0.04
Cuneta N°6	15 - 14	Psje Las Palomas	38.57	253.120	253.000	252.390	252.000	0.049	0.017	0.0101	1.156	0.40	0.30	0.12
Cuneta N°7	24 - 25	Psje Las Palomas	35.67	253.060	252.800	252.390	252.000	0.012	0.017	0.0109	0.800	0.20	0.20	0.04
Cuneta N°8	23 - 27	Jr. Los Flamencos	43.69	253.040	252.500	252.658	251.643	0.041	0.017	0.0232	1.481	0.30	0.20	0.06
Cuneta N°8	27 - 26	Psje Las Aguilas	36.77	252.500	251.930	252.515	252.275	0.054	0.017	0.0065	0.970	0.40	0.30	0.12

Fuente: Elaboración propia

Tabla 27

Dimensionamiento hidráulico de cunetas y alcantarillas

Colector	Tramo	Calle	Longitud	Cota Terreno		Cota Rasante		Caudal M3/S	Coeficiente Maning	Pendiente m/m	Velocidad m/s	Seccion		
				Inicio	Final	Inicio	Final					b (m)	H (m)	(m2)
Cuneta N°9	36 - 33	Psje Las Aguilas	34.10	252.24 0	251.50 0	252.51 5	252.27 5	0.049	0.017	0.0070	0.990	0.40	0.30	0.12
Cuneta N°10	37 - 35	Jr. Los Flamencos	145.30	252.40 0	252.05 0	251.50 4	251.17 9	0.023	0.017	0.0022	0.544	0.40	0.30	0.12
Cuneta N°11	11 - 12	Jr. América	127.18	259.40 0	258.42 0	258.82 3	257.20 0	0.050	0.017	0.0128	1.172	0.30	0.20	0.06
Cuneta N°12	10 - 06	Jr. América	74.50	259.22 0	259.00 0	258.82 3	257.83 5	0.027	0.017	0.0133	1.098	0.30	0.20	0.06
Cuneta N°13	09 - 08	Av. Circunvalación Cumbaza	70.39	259.10 0	257.65 0	258.74 8	257.69 8	0.027	0.017	0.0149	1.155	0.30	0.20	0.06
Cuneta N°13	08 - 07	Psje Las Lechuzas	50.65	257.65 0	255.85 0	257.12 9	255.41 3	0.089	0.017	0.0339	2.613	0.50	0.40	0.20
Cuneta N°14	19 - 18	Psje Las Lechuzas	43.79	257.32 0	255.60 0	256.79 1	255.41 3	0.041	0.017	0.0315	1.689	0.30	0.20	0.06
Cuneta N°15	20 - 21	Jr. Los Picaflones	76.71	257.37 0	253.90 0	256.62 1	253.26 9	0.049	0.017	0.0437	1.993	0.30	0.20	0.06
Cuneta N°15	21 - 22	Psje Las Palomas	47.03	253.90 0	253.20 0	252.92 5	252.48 7	0.089	0.017	0.0093	1.208	0.40	0.30	0.12

Cuneta N°16	31 - 32	Psje Las Palomas	41.77	253.65 0	253.10 0	252.89 0	252.48 7	0.015	0.017	0.0096	0.780	0.20	0.20	0.04
Cuneta N°17	30 - 29	Jr. Los Picaflones	42.29	253.70 0	253.20 0	253.36 0	252.92 3	0.066	0.017	0.0103	1.216	0.40	0.30	0.12
Cuneta N°17	29 - 28	Psje Las Aguilas	41.75	253.20 0	252.57 0	252.71 8	251.64 3	0.134	0.017	0.0257	1.984	0.40	0.30	0.12
Cuneta N°18	42 - 38	Psje Las Aguilas	37.94	253.52 0	252.40 0	252.65 0	251.50 4	0.026	0.017	0.0302	1.376	0.20	0.20	0.04
Cuneta N°19	41 - 40	Jr. Los Picaflones	47.24	253.60 0	252.40 0	252.67 0	251.18 2	0.054	0.017	0.0315	1.755	0.30	0.20	0.06
Cuneta N°19	40 - 39	Psje Las Gaviotas	23.50	252.40 0	252.27 0	251.50 7	251.36 0	0.227	0.017	0.0063	1.307	0.60	0.40	0.24
Cuneta N°20	47 - 43	Psje Las Gaviotas	37.37	252.25 0	252.18 0	251.53 4	251.34 4	0.061	0.017	0.0051	0.885	0.40	0.30	0.12
Cuneta N°21	46 - 45	Psje. Leoncio Prado	90.10	252.65 0	252.38 0	251.75 7	250.39 8	0.035	0.017	0.0151	1.204	0.30	0.20	0.06
Colector N°21	45 - 44	Jr. Malecón Las Palmeras	47.96	252.38 0	252.00 0	251.72 5	251.17 9	0.434	0.017	0.0114	1.939	0.70	0.50	0.35
Cuneta N°22	69 - 70	Jr. Los Picaflones	61.91	256.90 0	254.00 0	256.10 5	253.26 9	0.034	0.017	0.0458	1.709	0.20	0.20	0.04
Cuneta N°23	68 - 67	Prol. Circunvalación Cumbaza	111.20	256.90 0	255.40 0	256.10 5	254.95 5	0.029	0.017	0.0103	0.997	0.30	0.20	0.06
Cuneta N°23	67- 70	Psje Las Palomas	85.06	255.30 0	254.00 0	256.10 5	253.26 9	0.057	0.017	0.0333	1.811	0.30	0.20	0.06
Alcantarilla	70- 63	Jr. Los Picaflones	4.25	254.00 0	253.55 0	253.26 9	253.26 1	0.091	0.017	0.0030	0.663	0.50	0.20	0.10
Cuneta N°24	64 - 63	Psje Las Palomas	90.92	255.35 0	253.55 0	254.68 2	253.26 1	0.022	0.017	0.0156	1.308	0.30	0.20	0.06
Cuneta N°24	63 - 62	Jr. Los Picaflones	43.10	253.90 0	253.82 0	253.26 1	252.92 3	0.138	0.017	0.0078	1.275	0.50	0.40	0.20
Cuneta N°25	65 - 66	Prol. Circunvalación Cumbaza	116.93	255.45 0	254.60 0	254.68 2	253.17 1	0.026	0.017	0.0129	1.080	0.30	0.20	0.06
Cuneta N°25	66 - 58	Jr. Malecón Las Palmeras	69.02	254.60 0	253.08 0	253.17 1	253.11 5	0.054	0.017	0.0025	0.680	0.50	0.30	0.15

Fuente: Elaboración propia

Tabla 27*Dimensionamiento hidráulico de cunetas y alcantarillas*

Colector	Tramo	Calle	Longitud	Cota Terreno		Cota Rasante		Caudal M3/S	Coeficiente Maning	Pendiente m/m	Velocidad		Seccion	
				Inicio	Final	Inicio	Final				m/s	b (m)	H (m)	(m2)
Cuneta N°25	58 - 59	Psje. Miguel Grau	73.37	253.080	252.860	253.115	252.000	0.083	0.017	0.0152	1.481	0.40	0.30	0.12
Cuneta N°26	62 - 60	Psje Las Aguilas	65.46	254.100	252.870	252.923	252.377	0.026	0.017	0.0083	0.895	0.30	0.20	0.06
Cuneta N°26	59 - 60	Psje Las Aguilas	52.10	253.820	252.870	252.377	252.000	0.057	0.017	0.0072	0.929	0.30	0.20	0.06
Alcantarilla	59 - 57	Psje. Miguel Grau	6.15	253.820	252.500	252.000	251.997	0.140	0.017	0.0025	0.824	0.60	0.40	0.24
Alcantarilla	62-71	Jr. Los Picaflores	6.00	254.100	253.800	252.923	252.672	0.138	0.017	0.0418	2.236	0.30	0.20	0.06
Cuneta N°27	71 - 74	Jr. Los Picaflores	49.07	253.800	252.600	252.672	251.283	0.163	0.017	0.0283	2.121	0.40	0.30	0.12
Cuneta N°28	71 - 73	Psje Las Aguilas	44.23	254.820	252.900	252.672	252.310	0.164	0.017	0.0082	1.329	0.50	0.30	0.15
Cuneta N°28	73 - 74	Psje Las Gaviotas	73.43	252.900	252.600	252.310	251.283	0.201	0.017	0.0140	1.723	0.50	0.30	0.15
Alcantarilla	74 - 40	Psje Las Gaviotas	6.20	252.600	252.400	251.283	251.182	0.364	0.017	0.0163	2.108	0.60	0.40	0.24
Cuneta N°29	51 - 52	Psje. Simón Bolivar	90.20	252.820	252.700	252.561	251.911	0.028	0.017	0.0072	0.849	0.30	0.20	0.06
Cuneta N°29	52 - 48	Psje Las Gaviotas	40.17	252.700	252.600	251.911	251.642	0.308	0.017	0.0067	1.398	0.60	0.40	0.24
Cuneta N°30	50 - 49	Jr. Malecón Las Palmeras	38.73	252.600	252.400	252.561	250.461	0.028	0.017	0.0542	1.793	0.20	0.10	0.02
Cuneta N°30	49 - 48	Psje. Leoncio Prado	93.43	252.600	252.400	251.642	250.461	0.332	0.017	0.0126	1.865	0.60	0.40	0.24
Alcantarilla	49 - 45	Jr. Malecón Las Palmeras	7.50	252.600	252.380	250.461	250.398	0.360	0.017	0.0084	1.658	0.70	0.40	0.28
Cuneta N°31	56 - 57	Psje. Miguel Grau	75.50	252.800	252.500	253.115	251.997	0.028	0.017	0.0148	1.016	0.20	0.20	0.04
Cuneta N°31	57 - 53	Psje Las Gaviotas	42.06	253.100	252.800	251.997	251.953	0.192	0.017	0.0010	0.644	0.80	0.50	0.40
Cuneta N°32	55 - 54	Jr. Malecón Las Palmeras	39.12	253.050	252.950	253.115	252.561	0.026	0.017	0.0142	0.987	0.20	0.20	0.04

Cuneta N°32	54 - 53	Psje. Simón Bolívar	90.42	252.950	252.740	252.561	251.953	0.053	0.017	0.0067	0.892	0.30	0.20	0.06
Alcantarilla	53 - 52	Psje Las Gaviotas	6.00	252.740	252.700	251.953	251.911	0.245	0.017	0.0070	1.386	0.60	0.40	0.24

Fuente: Elaboración propia

3.2.5.3.3. Diseño estructural de cunetas y alcantarillas

3.2.5.3.3.1. Diseño estructural de cunetas

Para el diseño estructural se ha determinado las dimensiones promedias de (0.60 x 0.40, medidas interiores).

Diseño estructural de cunetas (0.60x0.40)

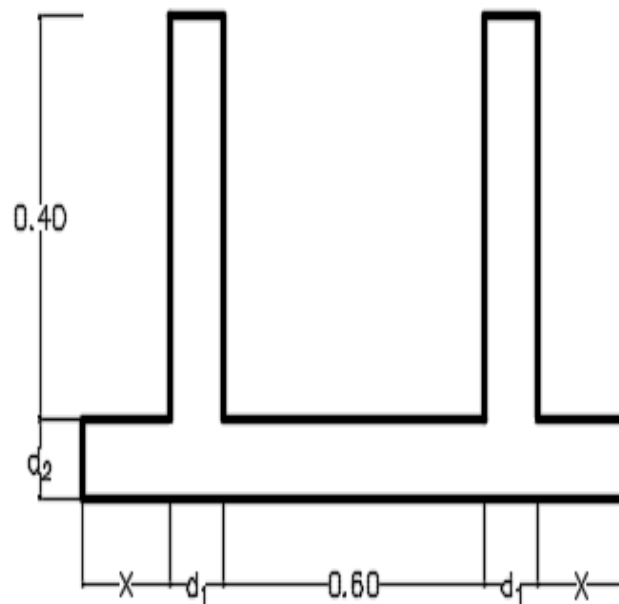


Figura 7. Sección de cuneta (Fuente: Coeficiente Manning)

Datos de diseño:

Peso específico del suelo seco (CL = Arcilla de Baja Plasticidad, obtenida del estudio de suelo) = 1830 kg/m³.

Ángulo de fricción interna= 19°.

Capacidad portante del terreno= 0.81 kg/cm².

Características del refuerzo concreto, son tales como se indicó anteriormente:

$f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$

$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

Caso I: Poza Sin Agua, Terreno Seco

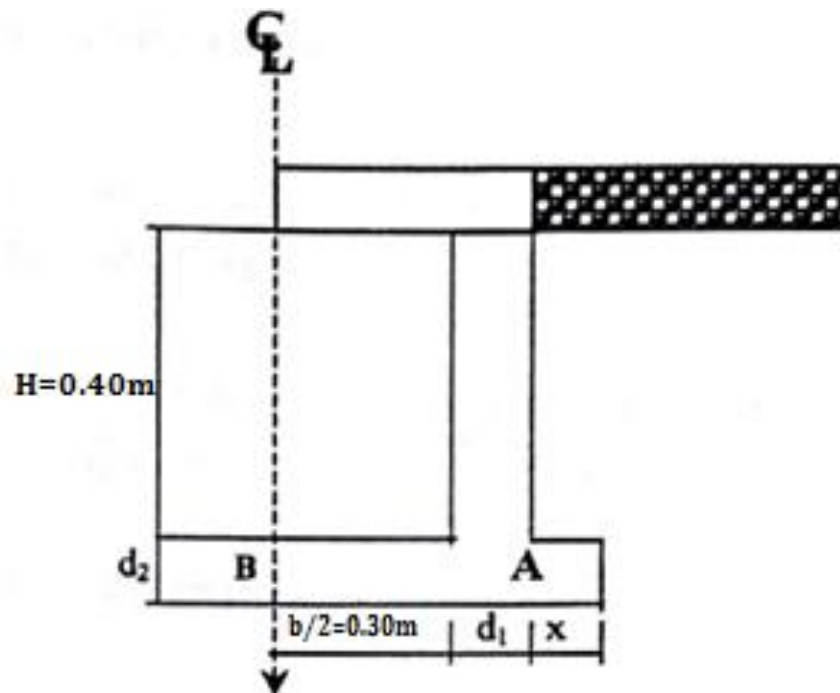


Figura 8. Sección transversal de la cuneta. (Fuente: Coeficiente Manning)

Coeficiente de Empuje Activo (K_a), Ec N°1

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

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{19^\circ}{2}\right)$$

$$\mathbf{K_a = 0.5088}$$

Caso I: Cuando la cuneta está sin agua y terreno seco según el ítem 2.5.2.9.1...A1 y según la figura anterior, tenemos:

$$\mathbf{H = 0.40\text{mts} \quad b = 0.60\text{mts}}$$

Luego:

$$P_{s1} = K_a(q_s + q_p)$$

$$P_{s1} = 0.5088(1000 + 400)$$

$$\mathbf{P_{s1} = 712.32 \text{ kg/m}^2}$$

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

$$h_{s/c} = \frac{(1000 + 400)}{1830}$$

$$h_{s/c} = \mathbf{0.77 \text{ mts}}$$

$$P_{s_2} = K\alpha\gamma_s(H + h_{s/c})$$

$$P_{s_2} = 0.5088 \times 1830(0.40 + 0.77)$$

$$P_{s_2} = \mathbf{1089.39 \text{ kg/m}^2}$$

$$E_1 = \frac{1}{2}(P_{s_1} + P_{s_2})H$$

$$E_1 = \frac{1}{2}(712.32 + 1089.39) \times 0.40$$

$$E_1 = \mathbf{360.34 \text{ kg/m}}$$

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

$$Y_1 = \frac{0.40^2 + 3(0.40)(0.77)}{3(0.40 + 2(0.77))}$$

$$Y_1 = \mathbf{0.186 \text{ mts}}$$

El momento en el punto "A"

$$M_A = E_1 \times Y_1$$

$$M_A = 360.34 \times 0.186$$

$$M_A = \mathbf{67.02 \text{ kg} - \text{m}}$$

El momento en el punto "B"

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

Calculamos d1 y d2

$$d = \frac{H}{15} = \frac{0.40}{15}$$

$$d = \mathbf{0.027 \text{ mts}}$$

Como $d_{min} = d_1 = 0.15$ mts por razones constructivas

$d_2 = 0.20$ mts

Luego:

Luego:

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

$$q = 1000(0.40 + 0.20)$$

$$q = 600 \text{ kg/m}^2$$

$$M_B = 67.02 - \frac{1}{8}(600)(0.60 + 0.15)^2$$

$$M_B = 24.83 \text{ kg} - \text{m}$$

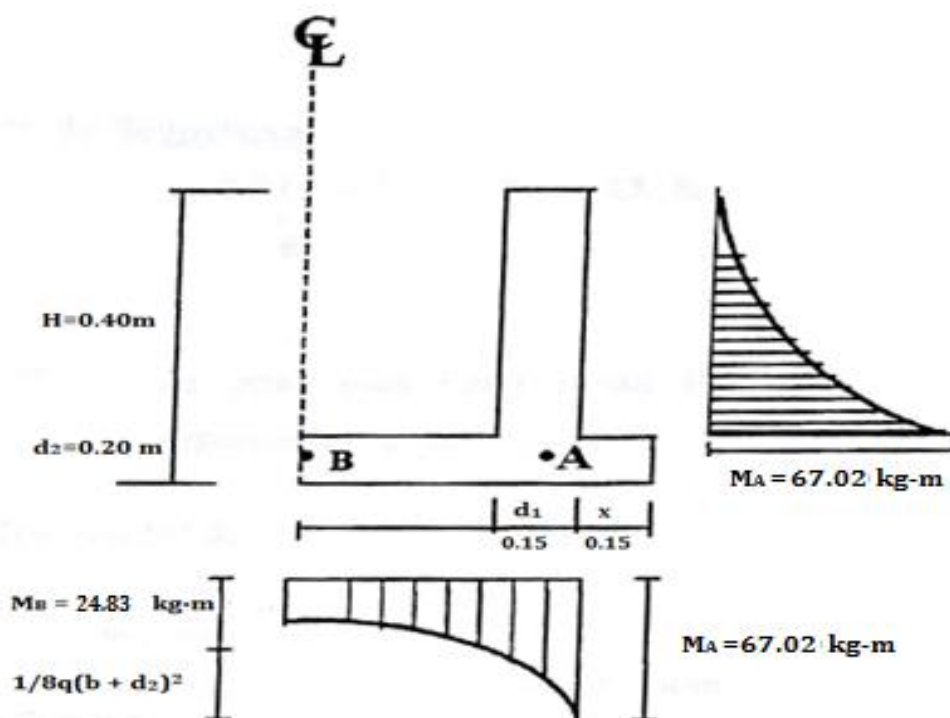


Figura 9. Diagrama de momentos en la cuneta para el caso I (Fuente: Coeficiente Manning)

Presión de la estructura sobre el terreno:

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

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

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

$$P_1 = (0.60 + 2 * 0.15 + 2 * 0.15) * 0.20 * 2400$$

$$P_1 = 576 \text{ kg/m}$$

$$P_2 = d_1 * H * \gamma_c$$

$$P_2 = 0.15 * 0.40 * 2400$$

$$P_2 = 144 \text{ kg/m}$$

$$P_3 = \gamma_s * H * x$$

$$P_3 = 1830 * 0.40 * 0.15$$

$$P_3 = 109.80 \text{ kg/m}$$

$$\sigma_T = \frac{576 + 2 * 144 + 2 * 109.80}{(0.60 + 2 * 0.15 + 2 * 0.15)10000}$$

$$\sigma_T = 0.09$$

Factor de Seguridad

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

$$F = \frac{0.80}{0.09} = 8.89 > 2 \quad \text{OK}$$

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

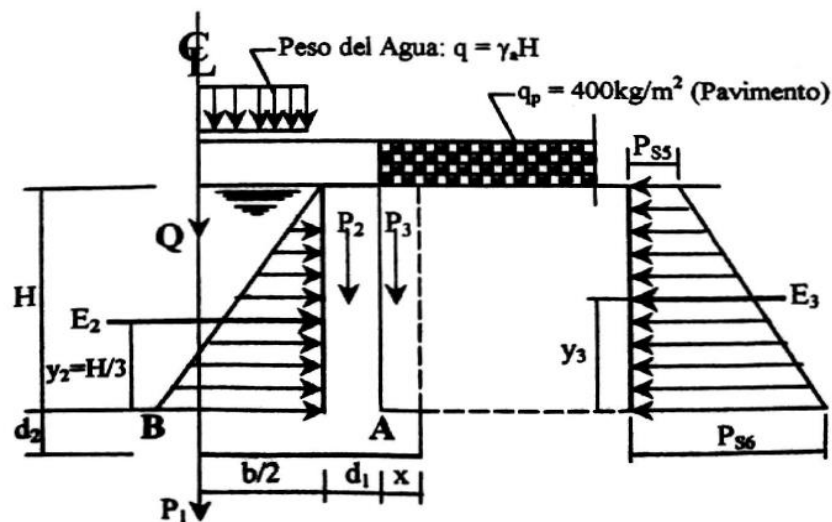


Figura 10. La poza está llena hasta la cota superior de la pared lateral (Fuente: Coeficiente Manning)

$$h' = \frac{q_p}{\gamma_s} = \frac{400}{1830}$$

$$h' = \mathbf{0.219 \text{ m}}$$

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

$$K_a = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{19^\circ}{2}\right)$$

$$K_a = \mathbf{0.5088}$$

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

$$E_3 = \frac{1}{2} * 0.5088 * 1830 (0.40 + 2 * 0.219)$$

$$E_3 = \mathbf{390.13 \text{ kg/m}}$$

$$y_3 = \frac{H^2 + 3Hh'}{3(H + 2h')}$$

$$y_3 = \frac{0.40^2 + 3 * 0.40 * 0.219}{3(0.40 + 2 * 0.219)}$$

$$y_3 = \mathbf{0.168 \text{ m}}$$

Empuje de Agua "E2" (kg/m)

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

$$E_2 = \frac{1}{2} * 1000 * 0.40^2$$

$$E_2 = \mathbf{80 \text{ kg/m}}$$

El momento en el punto "A" para el caso II

$$M_A = \frac{1}{3} H E_2 - E_3 Y_3$$

$$M_A = \frac{1}{3} * 0.40 * 80 - 390.13 * 0.168$$

$$M_A = \mathbf{-64.47 \text{ kg} - \text{m}}$$

El momento en el punto "B"

$$q = \gamma_a H$$

$$q = 1000 * 0.40$$

$$q = 400 \text{ kg/m}^2$$

$$M_B = \frac{qb^2}{8} - M_A$$

$$M_B = \frac{400 * 0.60^2}{8} - (-64.47)$$

$$M_B = 82.47 \text{ kg - m}$$

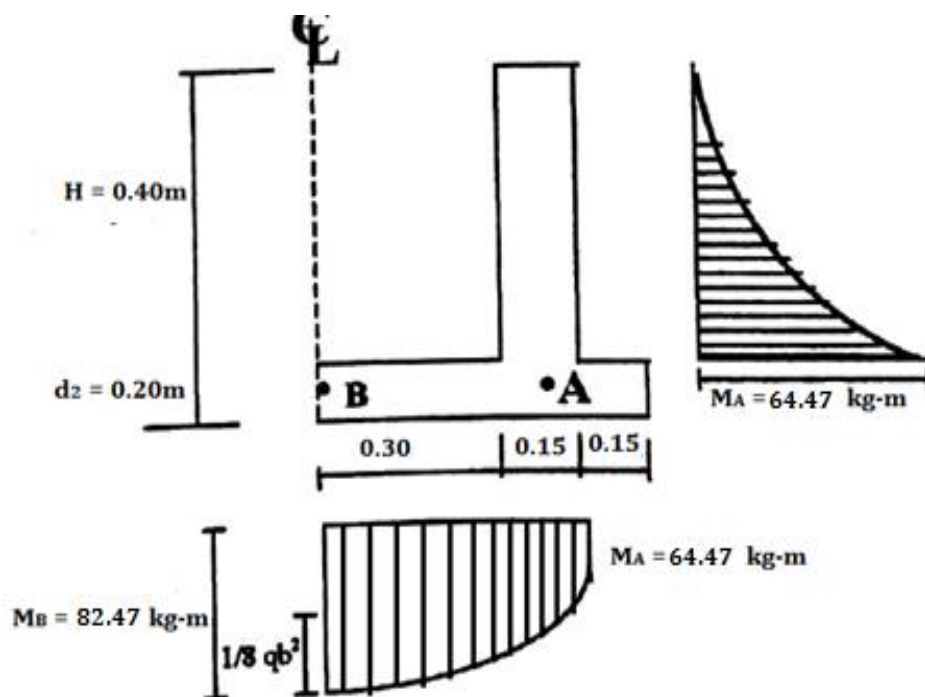


Figura 11. Diagrama de momentos en la cuneta para el caso II (Fuente: Coeficiente Manning)

Presión de la Estructura sobre el terreno (σ_T) con las Ec 19, 20 y 21; obtenidas del ítem 2.5.2.9.1...A1 Tenemos:

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

$$P_1 = (0.60 + 2 * 0.15 + 2 * 0.15) * 0.20 * 2400$$

$$P_1 = 576 \text{ kg/m}$$

$$P_2 = d_1 * H * \gamma_c$$

$$P_2 = 0.15 * 0.40 * 2400$$

$$P_2 = 144 \text{ kg/m}$$

$$P_3 = \gamma_c * H * x$$

$$P_3 = 1830 * 0.40 * 0.15$$

$$P_3 = 109.80 \text{ kg/m}$$

$$Q = \gamma_a * H * b$$

$$Q = 1000 * 0.40 * 0.60$$

$$Q = 240 \text{ kg/m}$$

Entonces:

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

$$\sigma_T = \frac{576 + 2 * 144 + 2 * 109.80 + 240}{(0.60 + 2 * 0.15 + 2 * 0.15)10000}$$

$$\sigma_T = 0.11$$

Factor de Seguridad

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

$$F = \frac{0.80}{0.11} = 7.27 > 2 \quad \text{OK}$$

Cálculo del Refuerzo en las Paredes

Según las figuras N° 09 y N° 11 de 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 (Asmin) por no presentar esfuerzos debido a momento flector en esta cara.

Momento en la Cara Exterior:

$$M_A = 67.02 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_A = 64.47 \text{ kg} - \text{m}$$

Haciendo uso de las Ecuaciones 41 y 42

$$A_s = \frac{M_u}{\phi F_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s * F_y}{0.85 * F'_c * b}$$

Luego el momento último es:

$$M_u = 1.8 M$$

$$M_u = 1.8(67.02)$$

$$\mathbf{M_u = 120.64 \text{ kg} - \text{m}}$$

$$\phi = 0.90$$

$$F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$F'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$$

$$R = 4.0 \text{ cm (recubrimiento)}$$

$$d = 15 - (4 + \frac{1.27}{2})$$

$$d = 10.37 \text{ cm (asumiendo}$$

un refuerzo de $\phi = 1/2"$ de

1.27 cm de diámetro

$$a = 0.070 \quad A_s = 0.309 \quad a = 0.087$$

$$a = 0.080 \quad A_s = 0.309 \quad a = 0.087$$

$$a = 0.085 \quad A_s = 0.309 \quad a = 0.087$$

$$\mathbf{a = 0.087 \quad A_s = 0.309 \quad a = 0.087}$$

$$\mathbf{A_s = 0.309 \text{ cm}^2}$$

Refuerzos en los Muros:

$$A_{s_{\min}} = 0.0015bd$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0015 * 100 * 10.4$$

$$A_{s_{\min}} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} > A_s = 0.309 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \mathbf{Usar: A_s = 1.56 \text{ cm}^2}$$

Espaciamiento del refuerzo.

$$S = \frac{100A_b}{A_s}$$

$$S_{1/2} = \frac{100 * 1.29}{1.56} = 82.6\text{cm}$$

$$S_{3/8} = \frac{100 * 0.71}{1.56} = 45.5\text{cm}$$

Usar : $\emptyset 3/8"$ @.45m

Refuerzo de Repartición por contracción y temperatura (A_{st°).

Este refuerzo se colocará horizontalmente.

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

$$A_{st^\circ} = 0.0025 * 100 * 15$$

$$A_{st^\circ} = 3.75\text{cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} < A_{st^\circ} = 3.75 \text{ cm}^2$$

Repartiendo en ambos sentidos.

$$A_{t^\circ} = \frac{3.75}{2} = \mathbf{1.875 \text{ cm}^2}$$

Transversal:

$$A_{t^\circ} > A_s = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar: } A_s = 1.875 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento del refuerzo.

$$S = \frac{100A_b}{A_s}$$

$$S_{1/2} = \frac{100 * 1.29}{1.875} = 68.8\text{cm}$$

$$S_{3/8} = \frac{100 * 0.71}{1.875} = 37.8\text{cm}$$

Usar : $\emptyset 3/8"$ @.375m

Longitudinal:

$$A_s = 1.875 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento del refuerzo.

$$S = \frac{100A_b}{A_s}$$

$$S_{1/2} = \frac{100 * 1.29}{1.875} = 68.8\text{cm}$$

$$S_{3/8} = \frac{100 * 0.71}{1.875} = 37.8\text{cm}$$

Usar : $\emptyset 3/8" @ .375\text{m}$

Cálculo del Refuerzo en la losa de cuneta.

Adoptaremos:

$r = 4.0\text{ cm}$ (cara superior)

$r = 7.5\text{ cm}$ (cara inferior)

Como se puede observar en las figuras 11 y 12 de los casos I y II, 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 $\emptyset 1/2"$ o sea 1.27cm.

Refuerzo en la cara inferior

Caso I:

$$M_A = 67.02\text{ kg} - \text{m}$$

$$M_B = 24.83\text{ kg} - \text{m}$$

Caso II:

$$M_A = 64.47\text{ kg} - \text{m}$$

$$M_B = 82.47\text{ kg} - \text{m}$$

Tomaremos el mayor momento:

$$M_u = 1.8\text{ M}$$

$$M_u = 1.8(82.47)$$

$$\mathbf{M_u = 148.45\text{ kg} - \text{m}}$$

$$\emptyset = 0.90$$

$$F_y = 4200\text{ kg/cm}^2$$

$$F'_c = 175\text{ kg/cm}^2$$

$$R = 7.5\text{ cm (recubrimiento)}$$

$$d = 20 - \left(7.5 + \frac{1.27}{2}\right)$$

$d = 11.9$ cm (asumiendo un refuerzo de $\emptyset = 1/2"$ de 1.27 cm de diámetro)

$$a = 0.094 \quad A_s = 0.331 \quad a = 0.094$$

$$A_s = 0.331 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0017bd$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0017 * 100 * 11.9$$

$$A_{s_{\min}} = 2.02 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} > A_s = 0.331 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar: } A_s = 2.02 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento del refuerzo.

$$S = \frac{100A_b}{A_s}$$

$$S_{1/2} = \frac{100 * 1.29}{2.02} = 63.9 \text{ cm}$$

$$S_{3/8} = \frac{100 * 0.71}{2.02} = 35.2 \text{ cm}$$

$$\text{Usar : } \emptyset 3/8" @ .35 \text{ m}$$

Refuerzo en la cara superior ($A_{s_{\min}}$)

$$R = 4.0 \text{ cm (recubrimiento)}$$

$$d = 20 - \left(4.0 + \frac{1.27}{2}\right)$$

$d = 15.4$ cm (asumiendo un refuerzo de $\emptyset = 1/2"$ de 1.27 cm de diámetro)

$$A_{s_{\min}} = 0.0017bd$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0017 * 100 * 15.4$$

$$A_{s_{\min}} = 2.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} > A_s = 0.343 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{Usar: } A_s = 2.62 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento del refuerzo.

$$S = \frac{100A_b}{A_s}$$

$$S_{1/2} = \frac{100 * 1.29}{2.62} = 49.2\text{cm}$$

$$S_{3/8} = \frac{100 * 0.71}{2.62} = 27.1\text{cm}$$

Usar : \emptyset 3/8"@. 275m

Refuerzo de repartición por contracción y temperatura (A_{st°)

Este refuerzo servirá para la cara superior e inferior.

$$A_{st^\circ} = 0.0018bd_t$$

$$A_{st^\circ} = 0.0018 * 100 * 20$$

$$A_{st^\circ} = 3.60\text{cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} < A_{st^\circ} = 3.60 \text{ cm}^2$$

Repartiendo en ambos sentidos.

$$A_{t^\circ} = \frac{3.60}{2} = \mathbf{1.80 \text{ cm}^2}$$

Transversal:

$$A_{t^\circ} < A_s = 2.62 \text{ cm}^2$$

Longitudinal:

$$A_s = 1.80 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento del refuerzo.

$$S = \frac{100A_b}{A_s}$$

$$S_{1/2} = \frac{100 * 1.29}{1.80} = 68.8\text{cm}$$

$$S_{3/8} = \frac{100 * 0.71}{1.80} = 39.4\text{cm}$$

Usar : \emptyset 3/8"@. 40m

Nota:

El acero por temperatura en la sección transversal, no se calcula debido a que el acero diseñado en losa inferior es mucho mayor y se toma valor ya calculado de la losa.

Resumen del cálculo:

Paredes:

Cara exterior,

Vertical:

Usar $\emptyset 3/8" @ .375m$

Paralelo al eje:

Usar $\emptyset 3/8" @ .375m$

Piso:

Cara superior,

Perpendicular al eje:

Usar $\emptyset 3/8" @ .275m$

Paralelo al eje:

Usar $\emptyset 3/8" @ .40m$

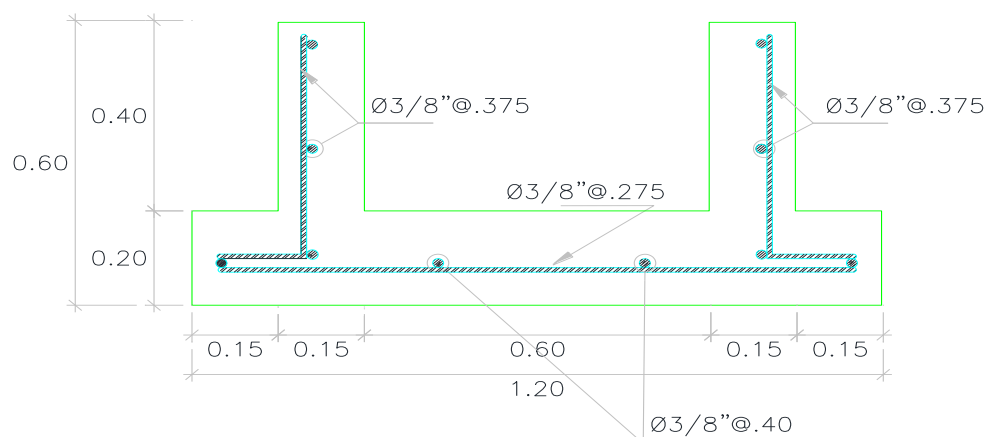


Figura 12. Distribución de acero en la cuneta (Fuente: Coeficiente Manning)

Tabla 28

Especificaciones Técnicas

Especificaciones Técnicas	
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	
$f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$	
- 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 (σ)	
Suelo Seco	$\sigma = 0.81 \text{ kg/cm}^2$

Fuente: Elaboración propia.

3.2.5.3.3.2. Diseño estructural de alcantarillas

Se considerará como estructura vacía, los espesores a considerar son los mismos que para las cunetas. Teniendo en cuenta las siguientes condiciones de carga:

Diseño estructural de alcantarillas (0.70x0.50)

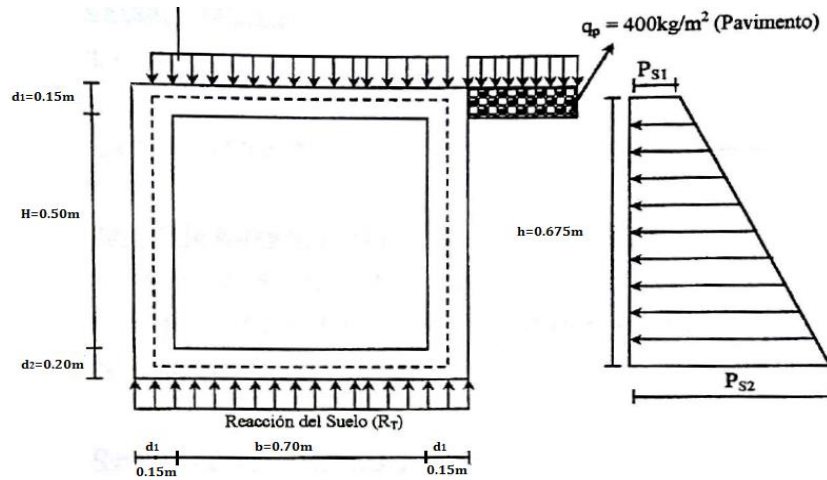


Figura 13. Sistemas de cargas en las alcantarillas (Fuente: Coeficiente Maning).

Carga sobre la losa superior.

Peso propio (q_1)

$$q_1 = d_1 * b * \gamma_c$$

$$q_1 = 0.15 * 0.70 * 2400$$

$$q_1 = 252 \text{ kg/m}^2$$

Carga Viva (q_v)

Se considerará como máximo, la carga correspondiente a un camión H20 S16, donde la carga transmitida por cada rueda posterior es de $PL = 8000 \text{ kg}$, Luego:

$$q_v = \frac{P_L}{(b + d_1) * 1.00}$$

$$q_v = \frac{8000}{(0.70 + 0.15) * 1.00}$$

$$q_v = 9411.76 \text{ kg/m}^2$$

Carga Total (q_{LS})

$$q_{LS} = q_1 + q_v$$

$$q_{LS} = 252 + 9411.76$$

$$\mathbf{q_{LS} = 9663.76 \text{ kg/m}^2}$$

Peso de la Estructura (PE):

$$P_E = \gamma_c(2d_1H + d_2b + db) + P_L$$

$$P_E = 2400(2 * 0.15 * 0.50 + 0.20 * 0.70 + 0.15 * 0.70) + 8000$$

$$\mathbf{P_E = 8948 \text{ kg}}$$

Reacción del Terreno (RT)

$$R_T = \frac{P_E}{(2d_1 + b) * 1.00}$$

$$R_T = \frac{8948}{(2 * 0.15 + 0.7) * 1.00}$$

$$\mathbf{R_T = 8948 \text{ kg/m}^2}$$

Cargas sobre las paredes laterales:

Según la figura anterior (Figura N° 13), se muestran las cargas actuantes en las paredes. Hacemos uso de algunas ecuaciones determinadas anteriormente, como las Ecuaciones 01, 02, 03 y 04 respectivamente:

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

$$K_a = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{19^\circ}{2}\right)$$

$$\mathbf{K_a = 0.5088}$$

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

$$h_{s/c} = \frac{(1000 + 400)}{1830}$$

$$\mathbf{h_{s/c} = 0.77 \text{ mts}}$$

$$P_{S_1} = K_a \gamma_s h_{s/c}$$

$$P_{S_1} = 0.5088 * 1830 * 0.77$$

$$P_{s1} = 716.95 \text{ kg/m}^2$$

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

$$P_{s2} = 0.5088 \times 1830 (0.675 + 0.77)$$

$$P_{s2} = 1345.45 \text{ kg/m}^2$$

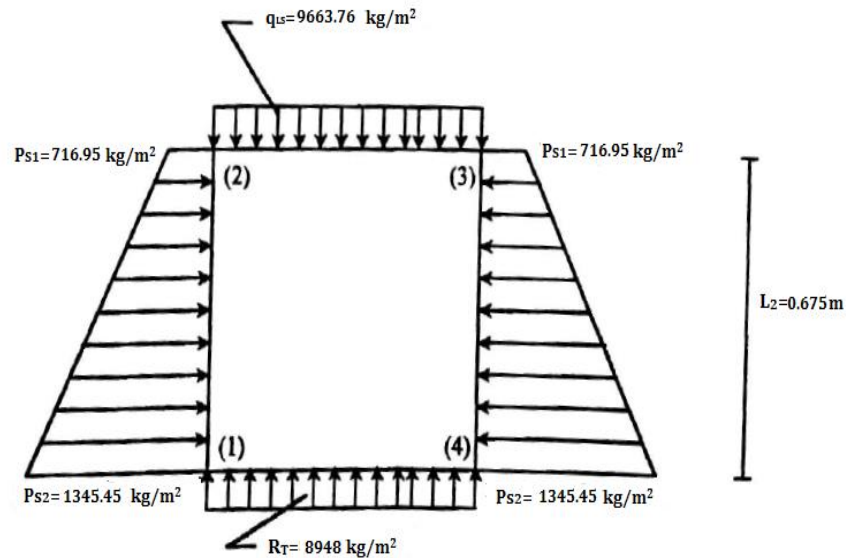


Figura 14. Diagrama de esfuerzos en el marco rígido (alcantarilla) (Fuente: Coeficiente Manning).

Momentos de Empotramientos ($M^{\circ ij}$)

Los valores de "w" y "L" son tomados de la figura anterior.

Losa Superior ($M^{\circ 23}$)

$$M^{\circ}_{23} = -M^{\circ}_{32} = \frac{q_{LS} * L_1^2}{12}$$

$$M^{\circ}_{23} = -M^{\circ}_{32} = \frac{9663.76 * 0.85^2}{12}$$

$$M^{\circ}_{23} = -M^{\circ}_{32} = \mathbf{581.84 \text{ kg} - \text{m}}$$

Losa Inferior ($M^{\circ 14}$)

$$M^{\circ}_{14} = -M^{\circ}_{41} = -\frac{R_T * L_1^2}{12}$$

$$M^{\circ}_{14} = -M^{\circ}_{41} = -\frac{8948 * 0.85^2}{12}$$

$$M^{\circ}_{14} = -M^{\circ}_{41} = \mathbf{-538.74 \text{ kg} - \text{m}}$$

Paredes Laterales ($M^{\circ}12$)

$$M^{\circ}_{21} = -M^{\circ}_{34} = -\frac{(3Ps_1 + 2Ps_2)L_2^2}{60}$$

$$M^{\circ}_{21} = -M^{\circ}_{34} = -(3 * 716.95 + 2 * 1345.45)0.675^2/60$$

$$\mathbf{M^{\circ}_{21} = -M^{\circ}_{34} = -36.76 \text{ kg - m}}$$

$$M^{\circ}_{12} = -M^{\circ}_{43} = \frac{(2Ps_1 + 3Ps_2)L_2^2}{60}$$

$$M^{\circ}_{12} = -M^{\circ}_{43} = (2 * 716.95 + 3 * 1345.45)0.675^2/60$$

$$\mathbf{M^{\circ}_{12} = -M^{\circ}_{43} = 41.54 \text{ kg - m}}$$

Aplicación del Método de Hardy Cross al Marco Rígido:

Inercias (I_{ij}):

$$I_{12} = I_{34} = \frac{H * d_1^3}{12}$$

$$I_{12} = I_{34} = \frac{0.50 * 0.15^3}{12}$$

$$\mathbf{I_{12} = I_{34} = 1.406 * 10^{-4} m^4}$$

$$I_{23} = \frac{b * d_1^3}{12}$$

$$I_{23} = \frac{0.70 * 0.15^3}{12}$$

$$\mathbf{I_{23} = 1.969 * 10^{-4} m^4}$$

$$I_{14} = \frac{b * d_2^3}{12}$$

$$I_{14} = \frac{0.70 * 0.20^3}{12}$$

$$\mathbf{I_{14} = 4.667 * 10^{-4} m^4}$$

Rigideces (K_{ij}):

$$K_{12} = K_{34} = \frac{I_{12}}{L_2}$$

$$K_{12} = K_{34} = \frac{1.406 * 10^{-4}}{0.675}$$

$$\mathbf{K_{12} = K_{34} = 2.083 * 10^{-4}}$$

$$K_{23} = \frac{I_{23}}{L_1}$$

$$K_{23} = \frac{1.969 * 10^{-4}}{0.85}$$

$$K_{23} = 2.316 * 10^{-4}$$

$$K_{14} = \frac{I_{14}}{L_1}$$

$$K_{14} = \frac{4.667 * 10^{-4}}{0.85}$$

$$K_{14} = 5.491 * 10^{-4}$$

Factores de Distribución (Lij):

Tabla 29

Nudo 1 de factores de distribución

Nudo 1	K_{ij}	$L_{ij} = \frac{K_{ij}}{\sum K_{ij}}$
1 – 2	$2.083 * 10^{-4}$	0.275
1 – 4	$5.491 * 10^{-4}$	0.725
\sum	$7.574 * 10^{-4}$	1.000

Fuente: Coeficiente Maning

Tabla 30

Nudo 2 de factores de distribución

Nudo 2	K_{ij}	$L_{ij} = \frac{K_{ij}}{\sum K_{ij}}$
2 – 1	$2.083 * 10^{-4}$	0.474
2 – 3	$2.316 * 10^{-4}$	0.526
\sum	$4.399 * 10^{-4}$	1.000

Fuente: Coeficiente Maning

Tabla 31*Nudo 3 de factores de distribución*

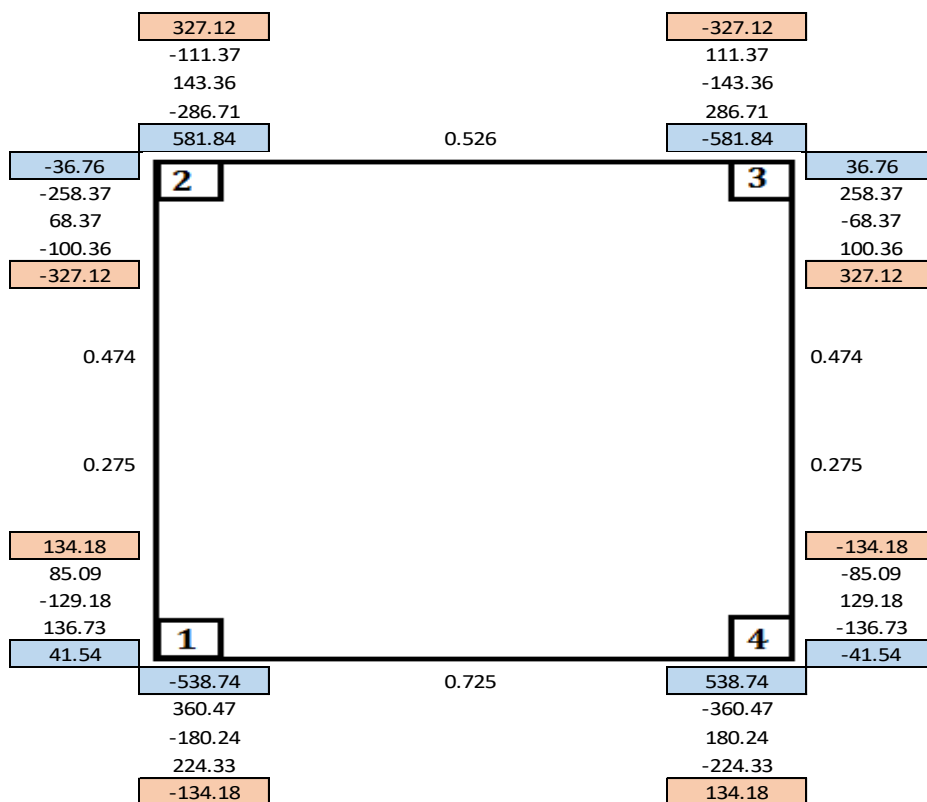
Nudo 3	K_{ij}	$L_{ij} = \frac{K_{ij}}{\sum K_{ij}}$
3 – 2	$2.316 * 10^{-4}$	0.526
3 – 4	$2.083 * 10^{-4}$	0.474
Σ	$4.399 * 10^{-4}$	1.000

Fuente: Coeficiente Maning.

Tabla 32*Nudo 4 de factores de distribución*

Nudo 4	K_{ij}	$L_{ij} = \frac{K_{ij}}{\sum K_{ij}}$
4 – 1	$5.491 * 10^{-4}$	0.725
4 – 3	$2.083 * 10^{-4}$	0.275
Σ	$7.574 * 10^{-4}$	1.000

Fuente: Coeficiente Maning.

**Figura 15.** Análisis estructural del marco rígido por el método de Hardy Cross.

$$\mathbf{MF_{1-2} = 134.18 \text{ kg} - \text{m}}$$

$$\mathbf{MF_{1-4} = -134.18 \text{ kg} - \text{m}}$$

$$\mathbf{MF_{2-1} = -327.12 \text{ kg} - \text{m}}$$

$$\mathbf{MF_{2-3} = 327.12 \text{ kg} - \text{m}}$$

$$\mathbf{MF_{3-2} = -327.12 \text{ kg} - \text{m}}$$

$$\mathbf{MF_{3-4} = 327.12 \text{ kg} - \text{m}}$$

$$\mathbf{MF_{4-3} = -134.18 \text{ kg} - \text{m}}$$

$$\mathbf{MF_{4-1} = 134.18 \text{ kg} - \text{m}}$$

Cálculo del Esfuerzo Cortante (V_{ij})

Para obtener estos valores se aplica la siguiente fórmula

$$V_{ij} = V_{ix} \pm (M_i - M_j)/L$$

Donde:

V_{ix} = El esfuerzo cortante de la viga considerada isostáticamente del extremo "i".

$M_i M_j$ = Son los momentos en los extremos "i" y "j".

L = Claro de la viga.

$$V_{23} = (q_{LS} * L_1)/2 + (M_2 - M_3)/L_1$$

$$V_{23} = (9663.76 * 0.85)/2 + (327.12 - 327.12)/0.85$$

$$\mathbf{V_{23} = 4107.10 \text{ kg}}$$

$$V_{32} = (9663.76 * 0.85)/2 + (327.12 - 327.12)/0.85$$

$$\mathbf{V_{32} = 4107.10 \text{ kg}}$$

$$V_{12} = (P_{S1} * L_2)/2 + [(P_{S2} - P_{S1}) * L_2]/6 + (M_2 - M_1)/L_2$$

$$V_{21} = (P_{S1} * L_2)/2 + [(P_{S2} - P_{S1}) * L_2]/3 + (M_1 - M_2)/L_2$$

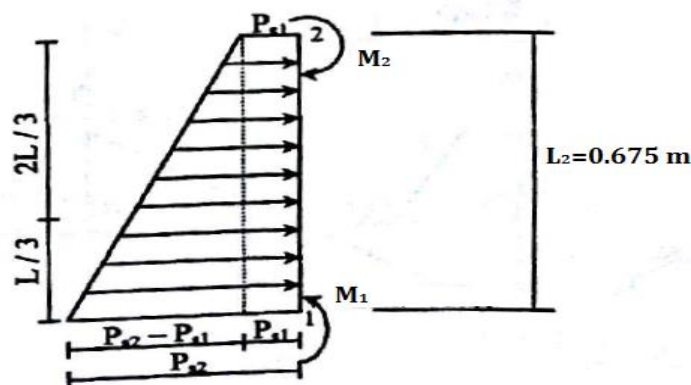


Figura 16. Esfuerzos en el tramo 1 – 2 marco rígido.

$$V_{12} = (716.95 * 0.675)/2 + [(1345.45 - 716.95) * 0.675]/6 + (327.12 - 134.18)/0.675$$

$$V_{12} = 598.52 \text{ kg}$$

$$V_{21} = (716.95 * 0.675)/2 + [(1345.45 - 716.95) * 0.675]/3 + (134.18 - 327.12)/0.675$$

$$V_{21} = 97.54 \text{ kg}$$

$$V_{14} = -(R_T * L_1)/2 + (M_1 + M_4) / L_1$$

$$V_{14} = -(8948 * 0.85)/2 + (134.18 - 134.18)/0.85$$

$$V_{14} = -3802.90 \text{ kg}$$

$$V_{41} = -(8948 * 0.85)/2 + (134.18 - 134.18)/0.85$$

$$V_{41} = -3802.90 \text{ kg}$$

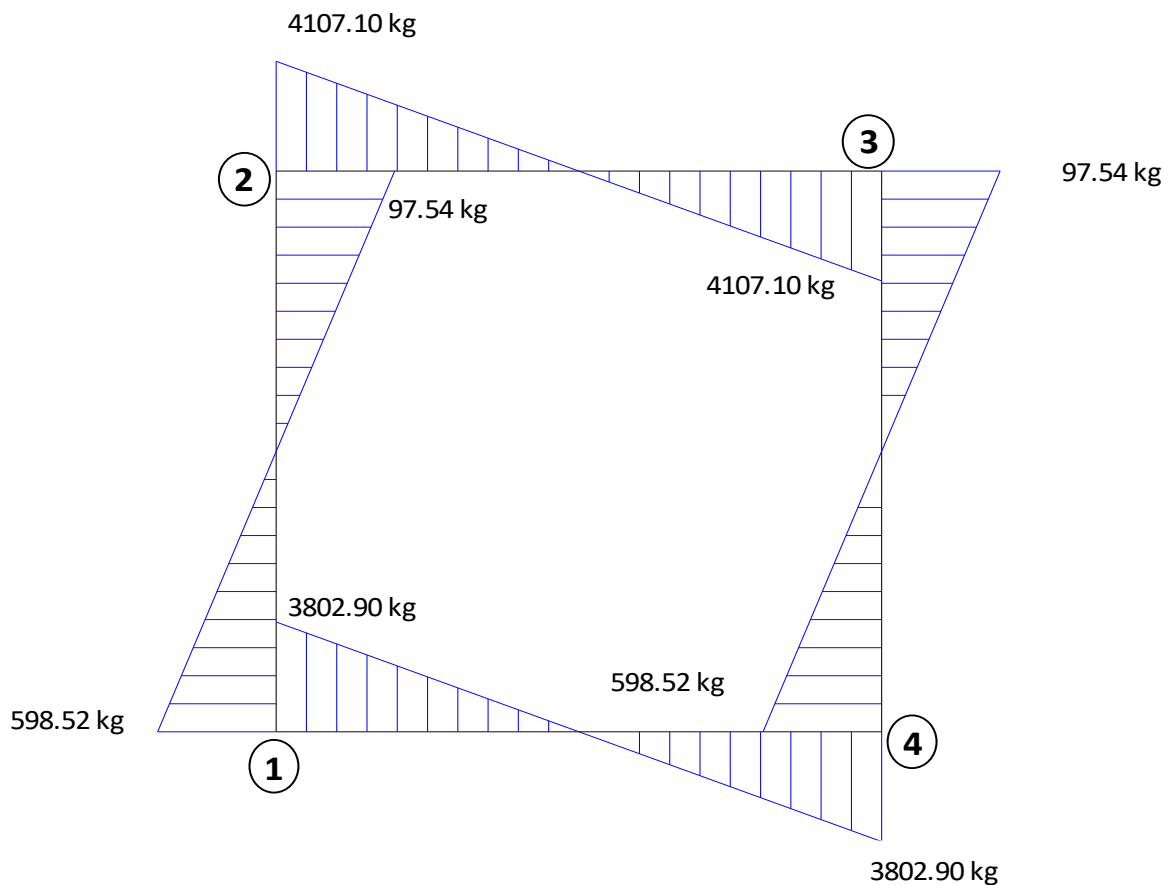


Figura 17. Diagrama de esfuerzos cortantes del marco rígido.

Momentos Máximos Positivos (M_{máx}).

Losa Superior e Inferior:

Según el siguiente gráfico, tenemos:

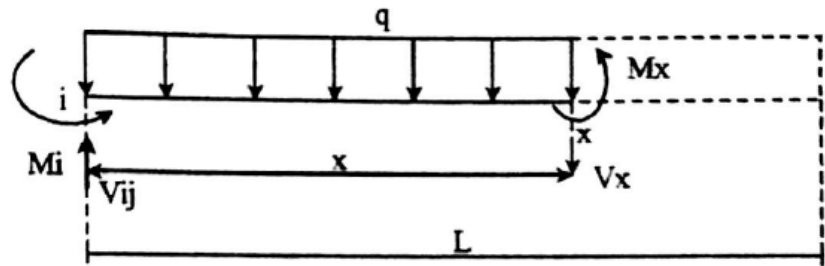


Figura 18. Esfuerzos en la losa del marco rígido a una distancia "X"

Tenemos:

$$\sum M_x = 0$$

$$M_x + \frac{qx^2}{2} + M_i - V_{ij}x = 0$$

$$M_x = V_{ij}x - \frac{qx^2}{2} - M_i \dots (37)$$

$$\sum V_x = 0$$

$$-V_x + V_{ij} - qx = 0$$

$$V_x = V_{ij} - qx \dots \dots \dots (38)$$

Para que el Momento sea máximo el cortante debe ser cero; por consiguiente:

$$0 = V_{ij} - qx \dots \dots \dots (39)$$

$$x = \frac{V_{ij}}{q} \text{ (ubicacion del momento maximo respecto al extremo "i")}$$

Sustituyendo la expresión de "x" en la Ecuación (37)

$$M_{\text{máx}} = V_{ij} \left(\frac{V_{ij}}{q} \right) - \frac{qV_{ij}^2}{2q^2} - M_i$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{V_{ij}^2}{2q} - M_i \dots \dots \dots (40)$$

Losa Superior

$$M_{\text{máx}} = \frac{V_{23}^2}{2q_{LS}} - M_2$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{4107.10^2}{2(9663.7)} - 327.12$$

$$M_{\text{máx}} = 545.64 \text{ kg} - \text{m}$$

Losa Inferior

$$M_{\text{máx}} = \frac{V_{41}^2}{2R_T} - M_4$$

$$M_{\text{máx}} = -\frac{3802.90^2}{2(8948)} + 134.1$$

$$M_{\text{máx}} = -674.00 \text{ kg} - \text{m}$$

En las paredes:

Según la figura siguiente:

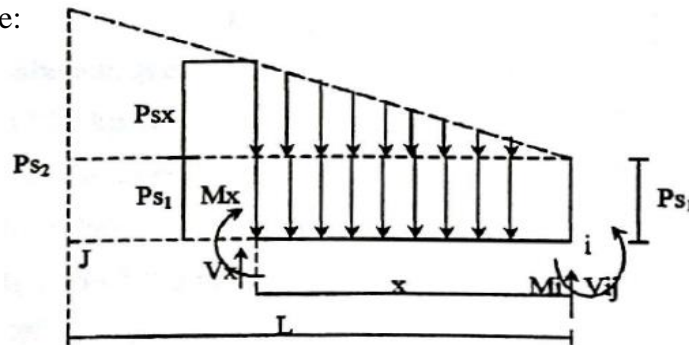


Figura 19. Esfuerzos en las paredes del marco rígido a una distancia "X".

Tenemos:

$$M_x = V_{ij}x - \frac{Ps_1x^2}{2} - \frac{Ps_x x * x}{2 * 3} - M_i \dots \dots (41)$$

De la figura anterior, por semejanza de triángulos; tenemos:

$$Ps_x = \frac{(Ps_2 - Ps_1)x}{L}$$

Sustituyendo en la ecuación (41) obtenemos la ecuación para una distancia "x"

$$M_x = V_{ij}x - \frac{Ps_1x^2}{2} - (Ps_2 - Ps_1)x^3/6L - M_i \dots \dots (42)$$

Según Villaseñor Contreras, Jesús, El momento máximo se obtiene cuando el cortante es cero. Para esto derivamos el momento máximo con respecto a "x", la expresión anterior e igualamos a cero para determinar la ubicación del momento máximo; según lo siguiente:

$$\frac{dM_x}{dx} = \frac{d}{dx} \left[V_{ij}x - \frac{Ps_1x^2}{2} - (Ps_2 - Ps_1)x^3/6L - M_i \right] = 0$$

$$\frac{(P_{S1} - P_{S2})x^2}{2L} - P_{S1}x + V_{ij} = 0 \dots \dots (43)$$

Aplicando la ecuación general para ecuaciones de segundo grado, tenemos:

$$X = \frac{P_{S1} \pm \sqrt{P_{S1}^2 - \frac{2(P_{S1} - P_{S2})V_{ij}}{L}}}{\frac{(P_{S1} - P_{S2})}{L}} \dots (44)$$

Luego sabemos que=

$$P_{S1} = 716.95 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{S2} = 1345.45 \text{ kg/m}^2$$

$$V_{ij} = V_{21} = 97.54 \text{ kg}$$

$$M_i = M_2 = 327.12 \text{ kg-m}$$

$$L = 0.675 \text{ m}$$

Sustituyendo en la ecuación (44)

$$X = \frac{716.95 \pm \sqrt{716.95^2 - \frac{2(716.95 - 1345.18)97.54}{0.675}}}{\frac{(716.95 - 1345.18)}{0.675}}$$

$$X = 0.126 \text{ m}$$

$$M_{\max} = -320.83 \text{ kg} - \text{m}$$

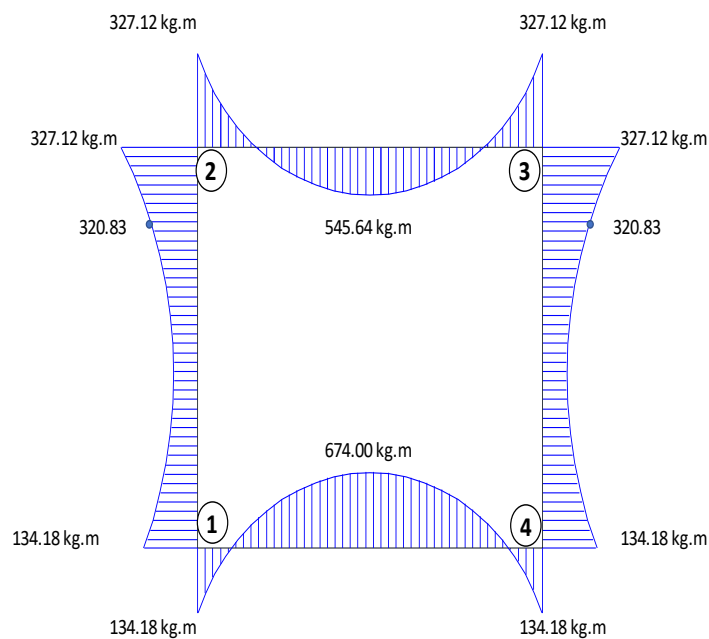


Figura 20. Diagrama de momentos del marco rígido.

Cálculo del Refuerzo del Marco Rígido

Se calculará según las ecuaciones 23 y 36, mencionados en el ítem 2.5.9.1 -A3. el refuerzo será $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, el concreto $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y los recubrimientos de $r = 4 \text{ cm}$ a excepción de la losa inferior de $r = 7.5 \text{ cm}$ (que está en contacto con el suelo).

Refuerzo en la Losa Superior.

Verificación del esfuerzo cortante:

Asumiendo refuerzo de $\Phi 1/2''$ (1.27cm)

$$d = 15 - \left(4 + \frac{1.27}{2}\right)$$

$$\mathbf{d = 10.37 \text{ cm}}$$

$$V_u = 1.8V_{23}$$

$$V_u = 1.8(4107.10)$$

$$\mathbf{V_u = 7392.78 \text{ kg}}$$

Según la ecuación 33:

$$T_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{7392.78}{100 * 10.37}$$

$$\mathbf{T_u = 7.13 \text{ kg/cm}^2}$$

Según la ecuación 34:

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

$$T_c = 0.50 * 0.85\sqrt{210}$$

$$\mathbf{T_c = 6.19 \text{ kg/cm}^2}$$

Luego según la ecuación 36 debe cumplirse:

$$\mathbf{T_u < T_c}$$

$$7.13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > 6.19 \text{ kg/cm}^2$$

No cumple;

Entonces hacemos:

$$\mathbf{T_u = T_c}$$

Tenemos:

$$\frac{V_u}{bd} = 6.16$$

$$\frac{7392.78}{100d} = 6.16$$

$$\mathbf{d = 12 \text{ cm}}$$

Luego el nuevo espesor será:

$$e = d + r + \frac{1.27}{2}$$

$$e = 12 + 4 + \frac{1.27}{2}$$

$$e = 16.64 <> 20 \text{ cm}$$

$$\mathbf{e = 20.0 \text{ cm}}$$

Entonces el nuevo espesor de la losa superior será:

$$\mathbf{e = 20.0 \text{ cm}}$$

Refuerzo en la Cara Exterior (en los nudos)

$$M_u = 1.8M$$

$$M_u = 1.8(327.12)$$

$$\mathbf{M_u = 588.82 \text{ kg} - \text{m}}$$

Asumiendo refuerzo de Φ 1/2" (1.27cm)

$$d = 20 - \left(4 + \frac{1.27}{2}\right)$$

$$\mathbf{d = 15.37 \text{ cm}}$$

Para $a = 0.240 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi F_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_s = \frac{588.82 * 100}{0.90 * 4200 \left(15.37 - \frac{0.240}{2}\right)}$$

$$\mathbf{A_s = 1.022 \text{ cm}^2}$$

Refuerzo Mínimo (A_{smin})

$$A_{smin} = 0.0017bd$$

$$A_{smin} = 0.0017 * 100 * 15.4$$

$$A_{s_{\min}} = 2.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} > A_s = 1.022 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{Usar: } A_s = 2.61 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento del refuerzo.

$$S = \frac{100A_b}{A_s}$$

$$S_{1/2} = \frac{100 * 1.29}{2.61} = 49.4 \text{ cm}$$

$$S_{3/8} = \frac{100 * 0.71}{2.61} = 27.2 \text{ cm}$$

$$\text{Usar : } \phi 3/8" @ .275 \text{ m}$$

Refuerzo en la Cara Interior (Centro de losa)

$$M_u = 1.8 \text{ M}$$

$$M_u = 1.8(545.64)$$

$$M_u = 982.15 \text{ kg} - \text{m}$$

Asumiendo refuerzo de $\Phi 1/2"$ (1.27cm)

$$d = 20 - \left(4 + \frac{1.27}{2}\right)$$

$$d = 15.37 \text{ cm}$$

Para $a = 0.403 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi F_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_s = \frac{982.15 * 100}{0.90 * 4200 \left(15.37 - \frac{0.403}{2}\right)}$$

$$A_s = 1.713 \text{ cm}^2$$

Refuerzo Mínimo ($A_{s_{\min}}$)

$$A_{s_{\min}} = 0.0017bd$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0017 * 100 * 15.4$$

$$A_{s_{\min}} = 2.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\min}} > A_s = 1.713 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{Usar: } A_s = 2.61 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento del refuerzo.

$$S = \frac{100A_b}{A_s}$$

$$S_{1/2} = \frac{100 * 1.29}{2.61} = 49.4 \text{ cm}$$

$$S_{3/8} = \frac{100 * 0.71}{2.61} = 27.2 \text{ cm}$$

$$\text{Usar : } \emptyset 3/8" @ .275 \text{ m}$$

Refuerzo en la Losa Inferior.

Verificación del esfuerzo cortante:

Asumiendo refuerzo de $\Phi 1/2"$ (1.27cm)

$$d = 20 - \left(4 + \frac{1.27}{2}\right)$$

$$d = 15.37 \text{ cm}$$

$$V_u = 1.8V_{14}$$

$$V_u = 1.8(3802.90)$$

$$V_u = 6845.22 \text{ kg}$$

Según la ecuación 33:

$$T_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{6845.22}{100 * 15.37}$$

$$T_u = 4.45 \text{ kg/cm}^2$$

Según la ecuación 34:

$$T_c = 0.50 \emptyset \sqrt{f'c}$$

$$T_c = 0.50 * 0.85 \sqrt{210}$$

$$T_c = 6.19 \text{ kg/cm}^2$$

Luego según la ecuación 36 debe cumplirse:

$$T_u < T_c$$

$$4.45 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 6.19 \text{ kg/cm}^2$$

Si cumple;

Refuerzo en la Cara Exterior (en los nudos)

$$M_u = 1.8M$$

$$M_u = 1.8(134.18)$$

$$M_u = 241.52 \text{ kg} - \mathbf{m}$$

Asumiendo refuerzo de $\Phi 1/2"$ (1.27cm)

$$d = 20 - \left(7.5 + \frac{1.27}{2}\right)$$

$$d = \mathbf{11.87 \text{ cm}}$$

Para $a = 0.127 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi F_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_s = \frac{241.52 * 100}{0.90 * 4200 \left(11.87 - \frac{0.127}{2}\right)}$$

$$A_s = \mathbf{0.541 \text{ cm}^2}$$

Refuerzo Mínimo (A_{smin})

$$A_{smin} = 0.0017bd$$

$$A_{smin} = 0.0017 * 100 * 11.9$$

$$A_{smin} = 2.02 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} > A_s = 0.541 \text{ cm}^2$$

→ Usar: $A_s = 2.02 \text{ cm}^2$

Espaciamiento del refuerzo.

$$S = \frac{100A_b}{A_s}$$

$$S_{1/2} = \frac{100 * 1.29}{2.02} = 63.4 \text{ cm}$$

$$S_{3/8} = \frac{100 * 0.71}{2.02} = 35.2 \text{ cm}$$

Usar : $\emptyset 3/8" @ .35 \text{ m}$

Refuerzo en la Cara Interior (Centro de losa)

$$M_u = 1.8M$$

$$M_u = 1.8(674.00)$$

$$\mathbf{M_u = 1213.20 \text{ kg} - \text{m}}$$

Asumiendo refuerzo de $\Phi 1/2"$ (1.27cm)

$$d = 20 - \left(4 + \frac{1.27}{2}\right)$$

$$\mathbf{d = 15.37 \text{ cm}}$$

Para $a = 0.499 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_u}{\emptyset F_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_s = \frac{1213.20 * 100}{0.90 * 4200 \left(15.37 - \frac{0.499}{2}\right)}$$

$$\mathbf{A_s = 2.123 \text{ cm}^2}$$

Refuerzo Mínimo (A_{smin})

$$A_{smin} = 0.0017bd$$

$$A_{smin} = 0.0017 * 100 * 15.4$$

$$A_{smin} = 2.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} > A_s = 2.123 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \mathbf{Usar: A_s = 2.61 \text{ cm}^2}$$

Espaciamiento del refuerzo.

$$S = \frac{100A_b}{A_s}$$

$$S_{1/2} = \frac{100 * 1.29}{2.61} = 49.4 \text{ cm}$$

$$S_{3/8} = \frac{100 * 0.71}{2.61} = 27.2 \text{ cm}$$

Usar : $\emptyset 3/8" @ .275 \text{ m}$

Refuerzo de repartición por contracción Y temperatura en las losa Superior e Inferior (A_{st}°)

Este refuerzo servirá para la cara superior e inferior, según la Ecuación 26

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

$$A_{st}^{\circ} = 0.0018 * 100 * 20$$

$$A_{st}^{\circ} = 3.60\text{cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} < A_{st}^{\circ} = 3.60 \text{ cm}^2$$

Repartiendo en ambos sentidos.

$$A_{t}^{\circ} = \frac{3.60}{2} = \mathbf{1.80 \text{ cm}^2}$$

Transversal:

$$A_{t}^{\circ} < A_s = 2.61 \text{ cm}^2$$

Longitudinal:

$$A_s = 1.80 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento del refuerzo.

$$S = \frac{100A_p}{A_s}$$

$$S_{1/2} = \frac{100 * 1.29}{1.80} = 68.8\text{cm}$$

$$S_{3/8} = \frac{100 * 0.71}{1.80} = 39.4\text{cm}$$

Usar : $\emptyset 3/8"$ @. 40m

Nota:

El acero por temperatura en la sección transversal, no se calcula debido a que el acero diseñado en la losa superior e inferior es mucho mayor y se toma valor ya calculado de la losa.

Refuerzo en la Paredes

Verificación del esfuerzo cortante:

Asumiendo refuerzo de $\Phi 1/2"$ (1.27cm)

$$d = 15 - \left(4 + \frac{1.27}{2}\right)$$

$$\mathbf{d = 10.37 \text{ cm}}$$

$$V_u = 1.8V$$

$$V_u = 1.8(598.52)$$

$$\mathbf{V_u = 1077.34 \text{ kg}}$$

Según la ecuación 33:

$$T_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{1077.34}{100 * 10.37}$$

$$\mathbf{T_u = 1.04 \text{ kg/cm}^2}$$

Según la ecuación 34:

$$T_c = 0.50\phi\sqrt{f'c}$$

$$T_c = 0.50 * 0.85\sqrt{210}$$

$$\mathbf{T_c = 6.19 \text{ kg/cm}^2}$$

Luego según la ecuación 36 debe cumplirse:

$$\mathbf{T_u < T_c}$$

$$1.04 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 6.19 \text{ kg/cm}^2$$

Si cumple;

Refuerzo en el Centro de las Paredes

$$M_u = 1.8M$$

$$M_u = 1.8(320.83)$$

$$\mathbf{M_u = 577.49 \text{ kg - m}}$$

Asumiendo refuerzo de Φ 1/2" (1.27cm)

$$d = 15 - \left(4 + \frac{1.27}{2}\right)$$

$$\mathbf{d = 10.37 \text{ cm}}$$

Para $a = 0.353 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi F_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_s = \frac{577.49 * 100}{0.90 * 4200(10.37 - \frac{0.353}{2})}$$

$$A_s = 1.499 \text{ cm}^2$$

Refuerzo Mínimo (A_{smin})

$$A_{smin} = 0.0015bd$$

$$A_{smin} = 0.0015 * 100 * 10.4$$

$$A_{smin} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} > A_s = 1.499 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{Usar: } A_s = 1.56 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento del refuerzo.

$$S = \frac{100A_b}{A_s}$$

$$S_{1/2} = \frac{100 * 1.29}{1.56} = 82.7 \text{ cm}$$

$$S_{3/8} = \frac{100 * 0.71}{1.56} = 45.5 \text{ cm}$$

$$\text{Usar : } \emptyset 3/8" @ .45 \text{ m}$$

Refuerzo de repartición por contracción Y temperatura (A_{st°)

Según la Ecuación 25

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

$$A_{st^\circ} = 0.0025 * 100 * 15$$

$$A_{st^\circ} = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} < A_{st^\circ} = 3.75 \text{ cm}^2$$

Repartiendo en ambos sentidos.

$$A_{t^\circ} = \frac{3.75}{2} = 1.875 \text{ cm}^2$$

Transversal:

$$A_{t^\circ} > A_s = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar: } A_s = 1.875 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento del refuerzo.

$$S = \frac{100A_b}{A_s}$$

$$S_{1/2} = \frac{100 * 1.29}{1.875} = 68.8 \text{ cm}$$

$$S_{3/8} = \frac{100 * 0.71}{1.875} = 37.9\text{cm}$$

Usar : \emptyset 3/8"@.375 m

Longitudinal:

$$A_s = 1.875 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento del refuerzo.

$$S = \frac{100A_b}{A_s}$$

$$S_{1/2} = \frac{100 * 1.29}{1.875} = 68.8\text{cm}$$

$$S_{3/8} = \frac{100 * 0.71}{1.875} = 37.9\text{cm}$$

Usar : \emptyset 3/8"@.375 m

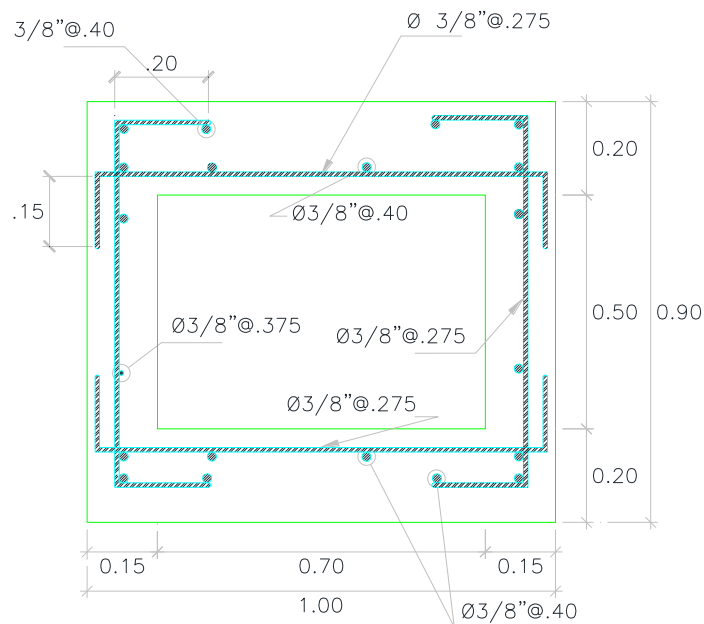


Figura 21. Disposición del acero en la alcantarilla

Tabla 33

Especificaciones técnicas para alcantarilla

Especificaciones Técnicas	
f_y	$= 4200 \text{ kg/cm}^2$
f'_c	$= 210 \text{ kg/cm}^2$
- 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 (σ)	
Suelo Seco σ	$= 0.81 \text{ kg/cm}^2$

Fuente: Elaboración propia.

Diseño estructural de alcantarillas (1.00x0.70)

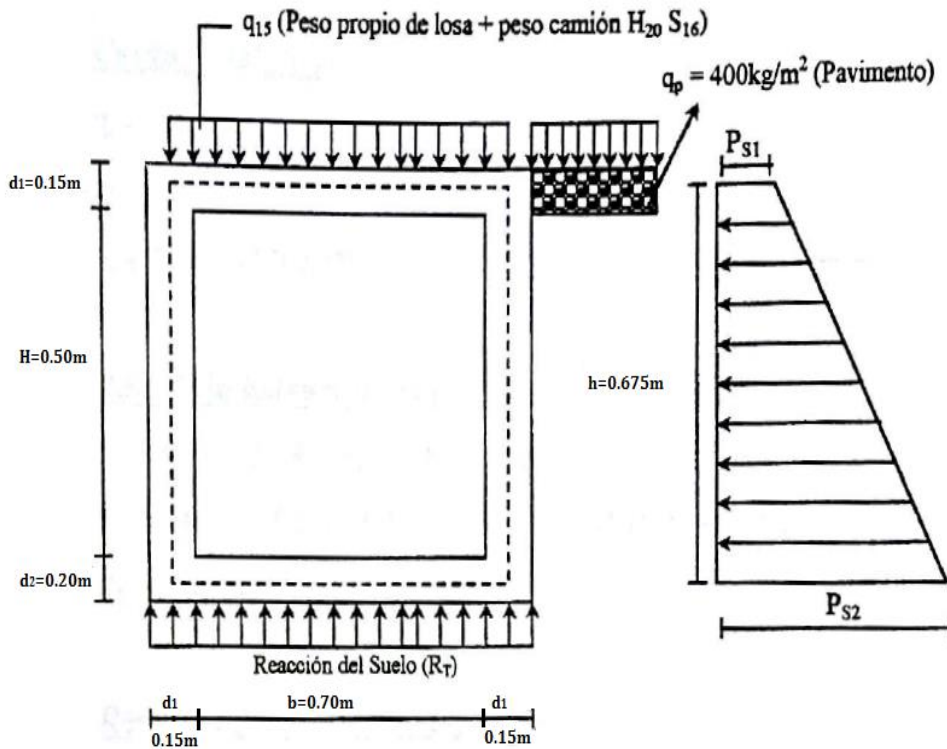


Figura 22. Sistemas de cargas en las alcantarillas (Fuente: Coeficiente Maning)

Carga sobre la losa superior.

Peso propio (q_1)

$$q_1 = d_2 * b * \gamma_c$$

$$q_1 = 0.20 * 1.00 * 2400$$

$$q_1 = 480 \text{ kg/m}^2$$

Carga Viva (q_v)

Se considerará como máximo, la carga correspondiente a un camión H₂₀ S₁₆, donde la carga transmitida por cada rueda posterior es de $P_L = 8000 \text{ kg}$, Luego:

$$q_v = \frac{P_L}{(b + d_2) * 1.00}$$

$$q_v = \frac{8000}{(1.00 + 0.20) * 1.00}$$

$$q_v = 6666.67 \text{ kg/m}^2$$

Carga Total (q_{LS})

$$q_{LS} = q_1 + q_v$$

$$q_{LS} = 480 + 6666.67$$

$$\mathbf{q_{LS} = 7146.67 \text{ kg/m}^2}$$

Peso de la Estructura (P_E):

$$P_E = \gamma_c(2d_1H + 2d_2b) + P_L$$

$$P_E = 2400(2 * 0.15 * 0.70 + 2 * 0.20 * 1.00) + 8000$$

$$\mathbf{P_E = 9464 \text{ kg}}$$

Reacción del Terreno (R_T)

$$R_T = \frac{P_E}{(2d_1 + b) * 1.00}$$

$$R_T = \frac{9464}{(2 * 0.15 + 1.0) * 1.00}$$

$$\mathbf{R_T = 7280 \text{ kg/m}^2}$$

Cargas sobre las paredes laterales:

Según la figura anterior (Figura N° 22), se muestran las cargas actuantes en las paredes. Hacemos uso de algunas ecuaciones determinadas anteriormente, como las Ecuaciones 01, 02, 03 y 04 respectivamente:

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

$$K_a = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{19^\circ}{2}\right)$$

$$\mathbf{K_a = 0.5088}$$

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

$$h_{s/c} = \frac{(1000 + 400)}{1830}$$

$$\mathbf{h_{s/c} = 0.77 \text{ ts}}$$

$$P_{S_1} = K_a \gamma_s h_{s/c}$$

$$P_{S_1} = 0.5088 * 1830 * 0.77$$

$$\mathbf{P_{S_1} = 716.95 \text{ kg/m}^2}$$

$$Ps_2 = K\alpha\gamma_s(h + h_{s/c})$$

$$Ps_2 = 0.5088 \times 1830(0.90 + 0.77)$$

$$Ps_2 = 1554.94 \text{ kg/m}^2$$

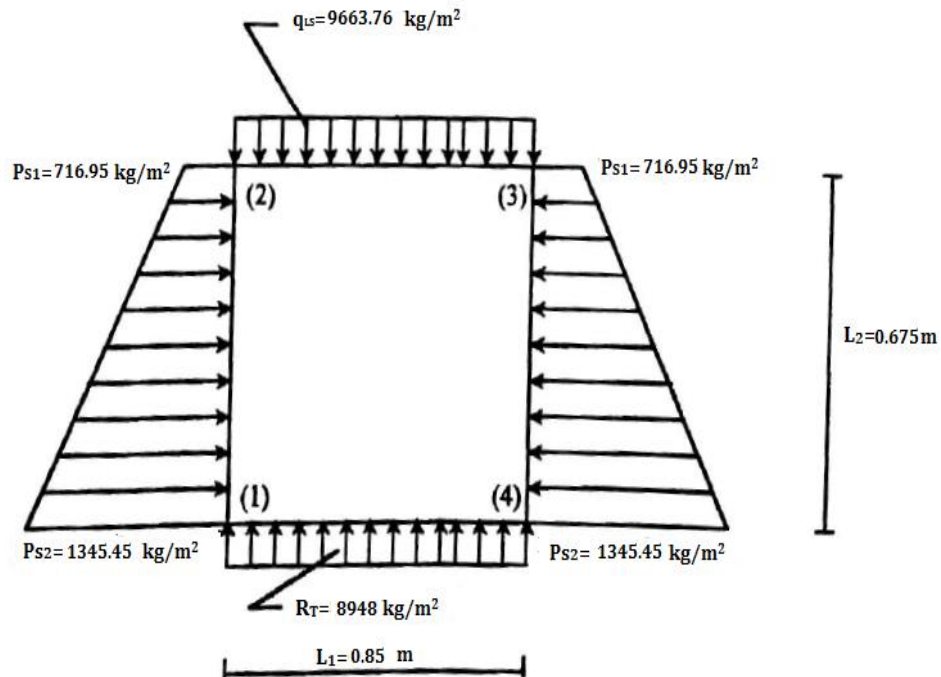


Figura 23. Diagrama de esfuerzos en el marco rígido (alcantarilla)

(Fuente: Coeficiente Manning)

Momentos de Empotramientos ($M^{°ij}$)

Los valores de "w" y "L" son tomados de la figura anterior.

Losa Superior ($M^{°23}$)

$$M^{°}_{23} = -M^{°}_{32} = \frac{q_{LS} * L_1^2}{12}$$

$$M^{°}_{23} = -M^{°}_{32} = \frac{7146.67 * 1.15^2}{12}$$

$$M^{°}_{23} = -M^{°}_{32} = 787.62 \text{ kg} - \text{m}$$

Losa Inferior ($M^{°14}$)

$$M^{°}_{14} = -M^{°}_{41} = -\frac{R_T * L_1^2}{12}$$

$$M^{\circ}_{14} = -M^{\circ}_{41} = -\frac{7280 * 1.15^2}{12}$$

$$\mathbf{M^{\circ}_{14} = -M^{\circ}_{41} = -802.32 \text{ kg} - \text{m}}$$

Paredes Laterales (M°12)

$$M^{\circ}_{21} = -M^{\circ}_{34} = -\frac{(3Ps_1 + 2Ps_2)L_2^2}{60}$$

$$M^{\circ}_{21} = -M^{\circ}_{34} = -(3 * 716.95 + 2 * 1554.94)0.90^2/60$$

$$\mathbf{M^{\circ}_{21} = -M^{\circ}_{34} = -71.02 \text{ kg} - \text{m}}$$

$$M^{\circ}_{12} = -M^{\circ}_{43} = \frac{(2Ps_1 + 3Ps_2)L_2^2}{60}$$

$$M^{\circ}_{12} = -M^{\circ}_{43} = (2 * 716.95 + 3 * 1554.94)0.90^2/60$$

$$\mathbf{M^{\circ}_{12} = -M^{\circ}_{43} = 82.33 \text{ kg} - \text{m}}$$

Aplicación del Método de Hardy Cross al Marco Rígido:

Inercias (I_{ij}):

$$I_{12} = I_{34} = \frac{H * d_1^3}{12}$$

$$I_{12} = I_{34} = \frac{0.70 * 0.15^3}{12}$$

$$\mathbf{I_{12} = I_{34} = 1.969 * 10^{-4} \text{ m}^4}$$

$$I_{14} = I_{23} = \frac{b * d_2^3}{12}$$

$$I_{14} = I_{23} = \frac{1.00 * 0.20^3}{12}$$

$$\mathbf{I_{14} = I_{23} = 6.667 * 10^{-4} \text{ m}^4}$$

Rigideces (K_{ij}):

$$K_{12} = K_{34} = \frac{I_{12}}{L_2}$$

$$K_{12} = K_{34} = \frac{1.969 * 10^{-4}}{0.90}$$

$$\mathbf{K_{12} = K_{34} = 2.188 * 10^{-4}}$$

$$K_{14} = K_{23} = \frac{I_{14}}{L_1}$$

$$K_{14} = K_{23} = \frac{6.667 * 10^{-4}}{1.15}$$

$$K_{14} = K_{23} = 5.797 * 10^{-4}$$

Factores de Distribución (L_{ij}):

Tabla 34

Nudo 1 de factores de distribución

Nudo 1	K_{ij}	$L_{ij} = \frac{K_{ij}}{\sum K_{ij}}$
1 – 2	$2.188 * 10^{-4}$	0.274
1 – 4	$5.797 * 10^{-4}$	0.726
Σ	$7.985 * 10^{-4}$	1.000

Fuente: Elaboración propia

Tabla 35

Nudo 2 de factores de distribución

Nudo 2	K_{ij}	$L_{ij} = \frac{K_{ij}}{\sum K_{ij}}$
2 – 1	$2.188 * 10^{-4}$	0.274
2 – 3	$5.797 * 10^{-4}$	0.726
Σ	$7.985 * 10^{-4}$	1.000

Fuente: Elaboración propia

Tabla 36

Nudo 3 de factores de distribución

Nudo 3	K_{ij}	$L_{ij} = \frac{K_{ij}}{\sum K_{ij}}$
3 – 2	$5.797 * 10^{-4}$	0.726
3 – 4	$2.188 * 10^{-4}$	0.274
Σ	$7.985 * 10^{-4}$	1.000

Fuente: Elaboración propia

Tabla 37

Nudo 4 de factores de distribución

Nudo 4	K_{ij}	$L_{ij} = \frac{K_{ij}}{\sum K_{ij}}$
4 - 1	$5.797 * 10^{-4}$	0.726
4 - 3	$2.188 * 10^{-4}$	0.274
Σ	$7.574 * 10^{-4}$	1.000

Fuente: Elaboración propia.

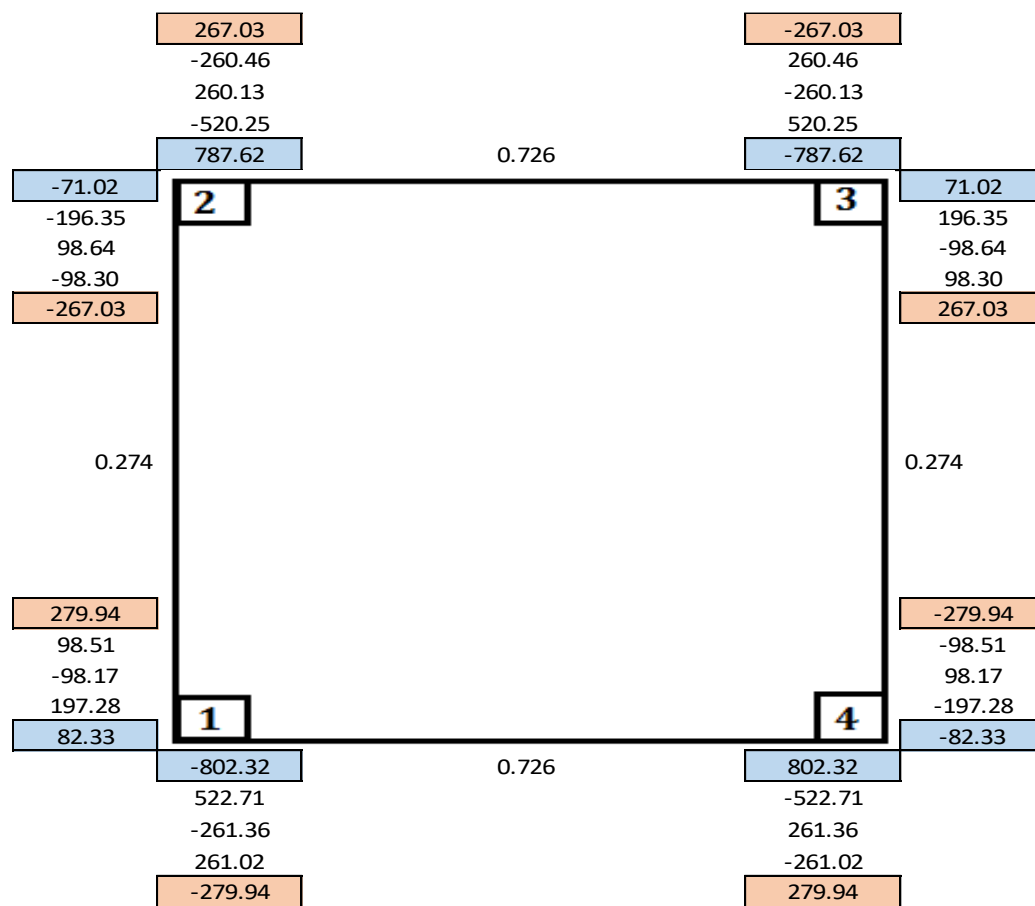


Figura 24. Análisis estructural del marco rígido por el método de hardy cross.

$$MF_{1-2} = 279.94 \text{ kg} - \text{m}$$

$$MF_{1-4} = -279.94 \text{ kg} - \text{m}$$

$$MF_{2-1} = -267.03 \text{ kg} - \text{m}$$

$$MF_{2-3} = 267.03 \text{ kg} - \text{m}$$

$$MF_{3-2} = -267.03 \text{ kg} - \text{m}$$

$$\mathbf{MF_{3-4} = 267.03 \text{ kg} - \text{m}}$$

$$\mathbf{MF_{4-3} = -279.94 \text{ kg} - \text{m}}$$

$$\mathbf{MF_{4-1} = 279.94 \text{ kg} - \text{m}}$$

Cálculo del Esfuerzo Cortante (V_{ij})

Para obtener estos valores se aplica la siguiente fórmula:

$$V_{ij} = V_{ix} \pm (M_i - M_j)/L$$

Donde:

V_{ix} = El esfuerzo cortante de la viga considerada isostáticamente del extremo “i”.

M_i M_j = Son los momentos en los extremos “i” y “j”.

L = Claro de la viga.

$$V_{23} = (q_{LS} * L_1)/2 + (M_2 - M_3)/L_1$$

$$V_{23} = (7146.67 * 1.15)/2 + (267.03 - 267.03)/1.15$$

$$\mathbf{V_{23} = 4109.34 \text{ kg}}$$

$$V_{32} = (7146.67 * 1.15)/2 + (267.03 - 267.03)/1.15$$

$$\mathbf{V_{32} = 4109.34 \text{ kg}}$$

$$V_{12} = (P_{S1} * L_2)/2 + [(P_{S2} - P_{S1}) * L_2]/6 + (M_2 - M_1)/L_2$$

$$V_{21} = (P_{S1} * L_2)/2 + [(P_{S2} - P_{S1}) * L_2]/3 + (M_1 - M_2)/L_2$$

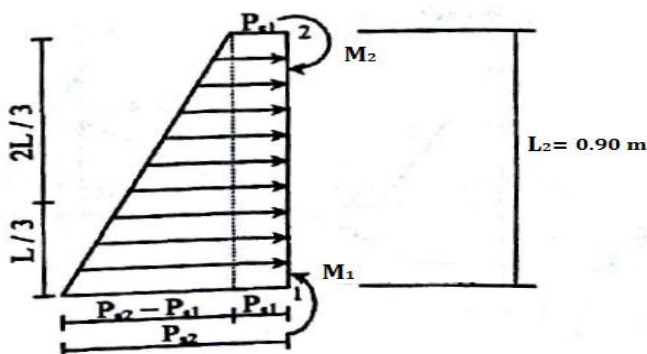


Figura 25. Esfuerzos en el tramo 1 – 2 marco rígido.

$$V_{12} = (716.95 * 0.90)/2 + [(1554.94 - 716.95) * 0.90]/6 + (267.03 - 279.94)/0.9$$

$$\mathbf{V_{12} = 433.99 \text{ kg}}$$

$$V_{21} = (716.95 * 0.90)/2 + [(1554.94 - 716.95) * 0.90]/3 + (279.94 - 267.03)/0.9$$

$$\mathbf{V_{21} = 588.37 \text{ kg}}$$

$$V_{14} = -(R_T * L_1)/2 + (M_1 + M_4) / L_1$$

$$V_{14} = -(7280 * 1.15)/2 + (279.94 - 279.94)/1.15$$

$$V_{14} = -4186 \text{ kg}$$

$$V_{41} = -(7280 * 1.15)/2 + (279.94 - 279.94)/1.15$$

$$V_{41} = -4186 \text{ kg}$$

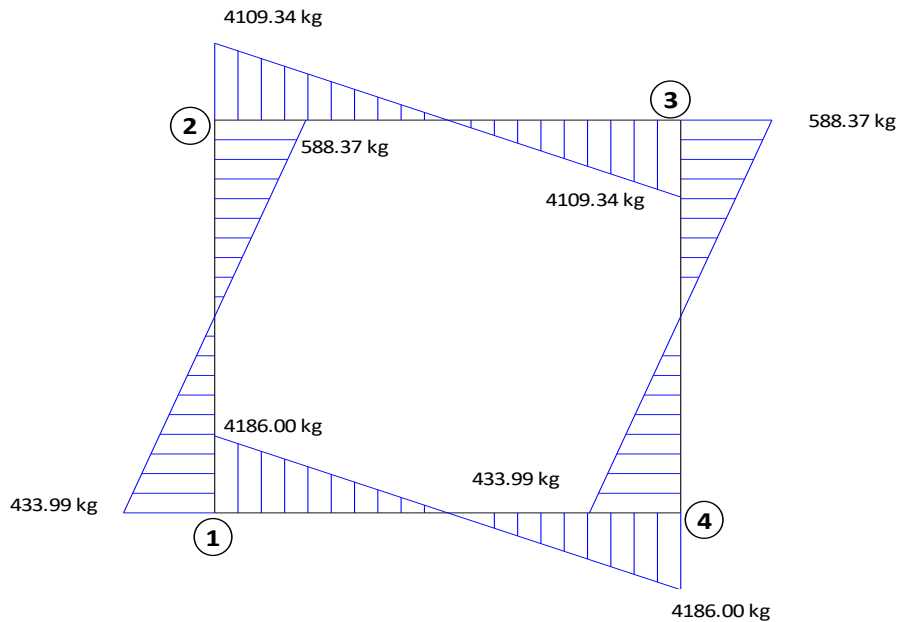


Figura 26. Diagrama de esfuerzos cortantes del marco rígido.

Momentos Máximos Positivos (M_{máx}).

Losa Superior e Inferior:

Según el siguiente gráfico, tenemos:

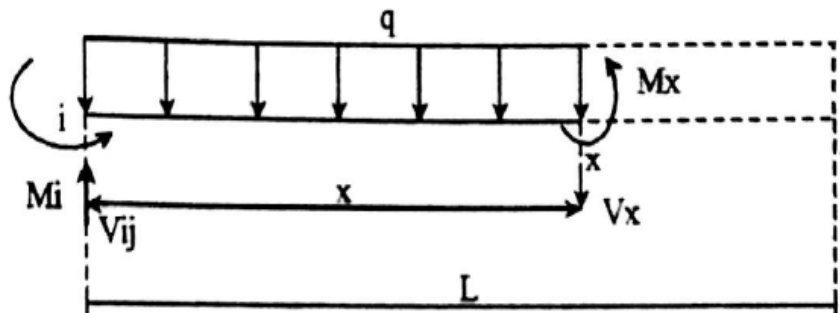


Figura 27. Esfuerzos en la losa del marco rígido a una distancia "X".

Tenemos:

$$\sum M_x = 0$$

$$M_x + \frac{qx^2}{2} + M_i - V_{ij}x = 0$$

$$M_x = V_{ij}x - \frac{qx^2}{2} - M_i \dots (37)$$

$$\sum V_x = 0$$

$$-V_x + V_{ij} - qx = 0$$

$$V_x = V_{ij} - qx \dots \dots \dots (38)$$

Para que el Momento sea máximo el cortante debe ser cero; por consiguiente:

$$0 = V_{ij} - qx \dots \dots \dots (39)$$

$$x = \frac{V_{ij}}{q} \text{ (ubicacion del momento maximo respecto a extremo "i")}$$

Sustituyendo la expresión de "x" en la Ecuación (37)

$$M_{\text{máx}} = V_{ij} \left(\frac{V_{ij}}{q} \right) - \frac{qV_{ij}^2}{2q^2} - M_i$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{V_{ij}^2}{2q} - M_i \dots \dots \dots (40)$$

Losa Superior

$$M_{\text{máx}} = \frac{V_{23}^2}{2q_{LS}} - M_2$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{4109.34^2}{2(7146.7)} - 267.03$$

$$\mathbf{M_{\text{máx}} = 914.40 \text{ kg} - \text{m}}$$

Losa Inferior

$$M_{\text{máx}} = \frac{V_{41}^2}{2R_T} + M_4$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{4186^2}{2(7280)} + 279.94$$

$$\mathbf{M_{\text{máx}} = -1483.42 \text{ kg} - \text{m}}$$

En las paredes:

Según la figura siguiente:

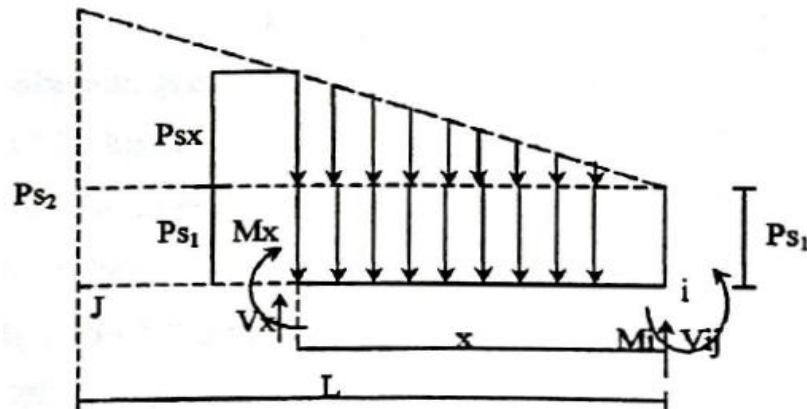


Figura 28. Esfuerzos en las paredes del marco rígido a una distancia "X".

Tenemos:

$$M_x = V_{ij}x - \frac{Ps_1x^2}{2} - \frac{Ps_x x * x}{2 * 3} - M_i \dots \dots (41)$$

De la figura anterior, por semejanza de triángulos; tenemos:

$$Ps_x = \frac{(Ps_2 - Ps_1)x}{L}$$

Sustituyendo en la ecuación (41) obtenemos la ecuación para una distancia "x"

$$M_x = V_{ij}x - \frac{Ps_1x^2}{2} - (Ps_2 - Ps_1)x^3/6L - M_i \dots \dots (42)$$

Según Villaseñor Contreras, Jesús, El momento máximo se obtiene cuando el cortante es cero. Para esto derivamos el momento máximo con respecto a "x", la expresión anterior e igualamos a cero para determinar la ubicación del momento máximo; según lo siguiente:

$$\frac{dM_x}{dx} = \frac{d}{dx} \left[V_{ij}x - \frac{Ps_1x^2}{2} - (Ps_2 - Ps_1)x^3/6L - M_i \right] = 0$$

$$\frac{(P_{S1} - P_{S2})x^2}{2L} - P_{S1}x + V_{ij} = 0 \dots \dots (43)$$

Aplicando la ecuación general para ecuaciones de segundo grado, tenemos:

$$X = \frac{P_{S1} \pm \sqrt{P_{S1}^2 - \frac{2(P_{S1} - P_{S2})V_{ij}}{L}}}{\frac{(P_{S1} - P_{S2})}{L}} \dots (44)$$

Luego sabemos que=

$$P_{S1} = 716.95 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{S2} = 1554.94 \text{ kg/m}^2$$

$$V_{ij} = V_{21} = 588.37 \text{ kg}$$

$$M_i = M_2 = 267.03 \text{ kg-m}$$

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

Sustituyendo en la ecuación (44)

$$X = \frac{716.95 \pm \sqrt{716.95^2 - \frac{2(716.95 - 1554.94)588.37}{0.90}}}{\frac{(716.95 - 1554.94)}{0.90}}$$

$$X = 0.59 \text{ m}$$

$$M_{\max} = -76.55 \text{ kg-m}$$

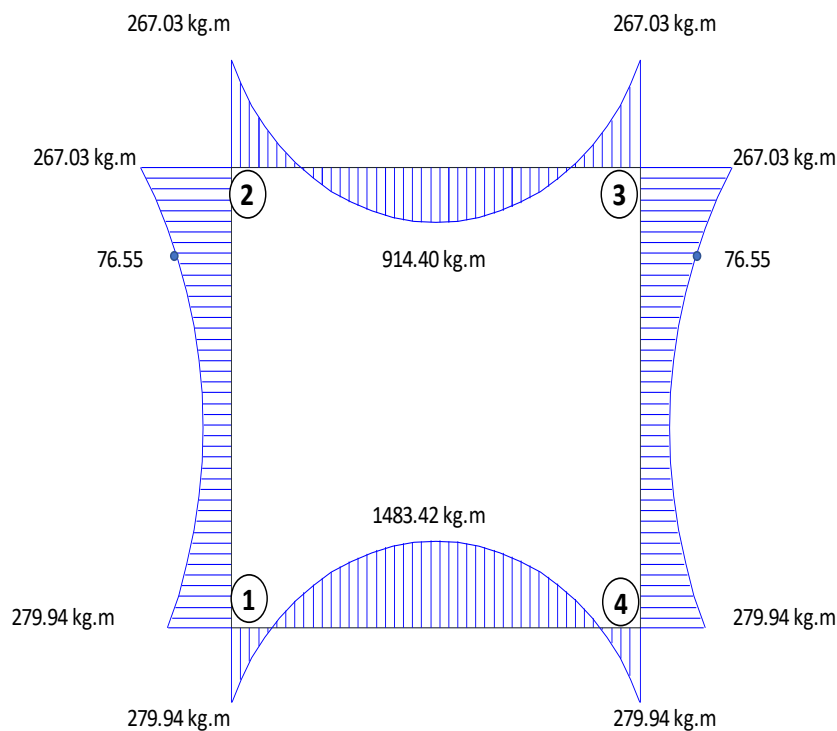


Figura 29. Diagrama de momentos del marco rígido.

Cálculo del Refuerzo del Marco Rígido

Se calculará según las ecuaciones 23 y 36, mencionados en el ítem 2.5.9.1 -A3. el refuerzo será $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, el concreto $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y los recubrimientos de $r = 4 \text{ cm}$ a excepción de la losa inferior de $r = 7.5 \text{ cm}$ (que está en contacto con el suelo).

Refuerzo en la Losa Superior.

Verificación del esfuerzo cortante:

Asumiendo refuerzo de $\Phi 1/2''$ (1.27cm)

$$d = 20 - \left(4 + \frac{1.27}{2}\right)$$

$$\mathbf{d = 15.37 \text{ cm}}$$

$$V_u = 1.8V_{23}$$

$$V_u = 1.8(4109.34)$$

$$\mathbf{V_u = 7396.81 \text{ kg}}$$

Según la ecuación 33:

$$T_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{7396.81}{100 * 15.37}$$

$$\mathbf{T_u = 4.81 \text{ kg/cm}^2}$$

Según la ecuación 34:

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

$$T_c = 0.50 * 0.85\sqrt{210}$$

$$\mathbf{T_c = 6.19 \text{ kg/cm}^2}$$

Luego según la ecuación 36 debe cumplirse:

$$\mathbf{T_u < T_c}$$

$$4.81 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 6.19 \text{ kg/cm}^2$$

si cumple;

Refuerzo en la Cara Exterior (en los nudos)

$$M_u = 1.8M$$

$$M_u = 1.8(267.03)$$

$$\mathbf{M_u = 480.65 \text{ kg - m}}$$

Asumiendo refuerzo de Φ 1/2" (1.27cm)

$$d = 20 - \left(4 + \frac{1.27}{2}\right)$$

$$\mathbf{d = 15.37 \text{ cm}}$$

Para $a = 0.196 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi F_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_s = \frac{480.65 * 100}{0.90 * 4200 \left(15.37 - \frac{0.196}{2}\right)}$$

$$\mathbf{A_s = 0.833 \text{ cm}^2}$$

Refuerzo Mínimo (A_{smin})

$$A_{smin} = 0.0017bd$$

$$A_{smin} = 0.0017 * 100 * 15.4$$

$$A_{smin} = 2.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} > A_s = 0.833 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \mathbf{Usar: A_s = 2.61 \text{ cm}^2}$$

Espaciamiento del refuerzo.

$$S = \frac{100A_b}{A_s}$$

$$S_{1/2} = \frac{100 * 1.29}{2.61} = 49.4 \text{ cm}$$

$$S_{3/8} = \frac{100 * 0.71}{2.61} = 27.2 \text{ cm}$$

$$\mathbf{Usar : \phi 3/8" @ .275 \text{ m}}$$

Refuerzo en la Cara Interior (Centro de losa)

$$M_u = 1.8M$$

$$M_u = 1.8(914.40)$$

$$\mathbf{M_u = 1645.92 \text{ kg} - \text{m}}$$

Asumiendo refuerzo de Φ 1/2" (1.27cm)

$$d = 20 - \left(4 + \frac{1.27}{2}\right)$$

$$\mathbf{d = 15.37 \text{ cm}}$$

Para $a = 0.682 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi F_y (d - \frac{a}{2})}$$

$$A_s = \frac{1645.92 * 100}{0.90 * 4200 (15.37 - \frac{0.682}{2})}$$

$$A_s = \mathbf{2.897 \text{ cm}^2}$$

Refuerzo Mínimo (A_{smin})

$$A_{smin} = 0.0017bd$$

$$A_{smin} = 0.0017 * 100 * 15.4$$

$$A_{smin} = 2.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} < A_s = 2.897 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \mathbf{Usar: A_s = 2.897 \text{ cm}^2}$$

Espaciamiento del refuerzo.

$$S = \frac{100A_b}{A_s}$$

$$S_{1/2} = \frac{100 * 1.29}{2.897} = 44.5 \text{ cm}$$

$$S_{3/8} = \frac{100 * 0.71}{2.897} = 24.5 \text{ cm}$$

$$\mathbf{Usar : \phi 3/8" @ .25 \text{ m}}$$

Refuerzo en la Losa Inferior.

Verificación del esfuerzo cortante:

Asumiendo refuerzo de $\Phi 1/2"$ (1.27cm)

$$d = 20 - (4 + \frac{1.27}{2})$$

$$\mathbf{d = 15.37 \text{ cm}}$$

$$V_u = 1.8V_{14}$$

$$V_u = 1.8(4186)$$

$$\mathbf{V_u = 7534.80 \text{ kg}}$$

Según la ecuación 33:

$$T_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{7534.80}{100 * 15.37}$$

$$T_u = \mathbf{4.90 \text{ kg/cm}^2}$$

Según la ecuación 34:

$$T_c = 0.50\phi\sqrt{f'c}$$

$$T_c = 0.50 * 0.85\sqrt{210}$$

$$T_c = \mathbf{6.19 \text{ kg/cm}^2}$$

Luego según la ecuación 36 debe cumplirse:

$$T_u < T_c$$

$$4.90 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 6.19 \text{ kg/cm}^2$$

Si cumple;

Refuerzo en la Cara Exterior (en los nudos)

$$M_u = 1.8M$$

$$M_u = 1.8(279.94)$$

$$M_u = \mathbf{503.89 \text{ kg} - \text{m}}$$

Asumiendo refuerzo de Φ 1/2" (1.27cm)

$$d = 20 - \left(7.5 + \frac{1.27}{2}\right)$$

$$d = \mathbf{11.87 \text{ cm}}$$

Para $a = 0.267 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi F_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_s = \frac{503.89 * 100}{0.90 * 4200 \left(11.87 - \frac{0.267}{2}\right)}$$

$$A_s = \mathbf{1.135 \text{ cm}^2}$$

Refuerzo Mínimo (A_{smin})

$$A_{smin} = 0.0017bd$$

$$A_{smin} = 0.0017 * 100 * 11.9$$

$$A_{smin} = 2.02 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} > A_s = 1.135 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{Usar: } A_s = 2.02 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento del refuerzo.

$$S = \frac{100A_b}{A_s}$$

$$S_{1/2} = \frac{100 * 1.29}{2.02} = 63.4 \text{ cm}$$

$$S_{3/8} = \frac{100 * 0.71}{2.02} = 35.2 \text{ cm}$$

$$\text{Usar : } \emptyset 3/8" @ .35 \text{ m}$$

Refuerzo en la Cara Interior (Centro de losa)

$$M_u = 1.8M$$

$$M_u = 1.8(1483.42)$$

$$M_u = 2670.16 \text{ kg} - \text{m}$$

Asumiendo refuerzo de $\Phi 1/2"$ (1.27cm)

$$d = 20 - \left(4 + \frac{1.27}{2}\right)$$

$$d = 15.37 \text{ cm}$$

Para $a = 1.122 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi F_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_s = \frac{2670.16 * 100}{0.90 * 4200 \left(15.37 - \frac{1.122}{2}\right)}$$

$$A_s = 4.770 \text{ cm}^2$$

Refuerzo Mínimo (A_{smin})

$$A_{smin} = 0.0017bd$$

$$A_{S_{\min}} = 0.0017 * 100 * 15.4$$

$$A_{S_{\min}} = 2.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\min}} < A_s = 4.770 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{Usar: } A_s = 4.770 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento del refuerzo.

$$S = \frac{100A_b}{A_s}$$

$$S_{1/2} = \frac{100 * 1.29}{4.770} = 27.0 \text{ cm}$$

$$S_{3/8} = \frac{100 * 0.71}{4.770} = 14.9 \text{ cm}$$

Usar : $\emptyset 3/8" @ .15 \text{ m}$

Refuerzo de repartición por contracción Y temperatura en las losa Superior e Inferior (A_{st°)

Este refuerzo servirá para la cara superior e inferior, según la Ecuación 26

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

$$A_{st^\circ} = 0.0018 * 100 * 20$$

$$A_{st^\circ} = 3.60 \text{ cm}^2$$

Repartiendo en ambos sentidos.

$$A_{t^\circ} = \frac{3.60}{2} = 1.80 \text{ cm}^2$$

Transversal:

$$A_{t^\circ} < A_s = 2.02 \text{ cm}^2$$

Longitudinal:

$$A_s = 1.80 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento del refuerzo.

$$S = \frac{100A_b}{A_s}$$

$$S_{1/2} = \frac{100 * 1.29}{1.80} = 68.8 \text{ cm}$$

$$S_{3/8} = \frac{100 * 0.71}{1.80} = 39.4 \text{ cm}$$

Usar : $\emptyset 3/8" @ .40 \text{ m}$

Nota:

El acero por temperatura en la sección transversal, no se calcula debido a que el acero diseñado en la losa superior e inferior es mucho mayor y se toma valor ya calculado de la losa.

Refuerzo en la Paredes

Verificación del esfuerzo cortante:

Asumiendo refuerzo de Φ 1/2" (1.27cm)

$$d = 15 - \left(4 + \frac{1.27}{2}\right)$$

$$\mathbf{d = 10.37 \text{ cm}}$$

$$V_u = 1.8V$$

$$V_u = 1.8(588.37)$$

$$\mathbf{V_u = 1059.07 \text{ kg}}$$

Según la ecuación 33:

$$T_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{1059.07}{100 * 10.37}$$

$$\mathbf{T_u = 1.02 \text{ kg/cm}^2}$$

Según la ecuación 34:

$$T_c = 0.50\phi\sqrt{f'c}$$

$$T_c = 0.50 * 0.85\sqrt{210}$$

$$\mathbf{T_c = 6.19 \text{ kg/cm}^2}$$

Luego según la ecuación 36 debe cumplirse:

$$\mathbf{T_u < T_c}$$

$$1.02 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} < 6.19 \text{ kg/cm}^2$$

Si cumple;

Refuerzo en el Centro de las Paredes

$$M_u = 1.8M$$

$$M_u = 1.8(76.55)$$

$$\mathbf{M_u = 137.79 \text{ kg - m}}$$

Asumiendo refuerzo de Φ 1/2" (1.27cm)

$$d = 15 - \left(4 + \frac{1.27}{2}\right)$$

$$\mathbf{d = 10.37 \text{ cm}}$$

Para $a = 0.083 \text{ cm}$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi F_y \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_s = \frac{137.79 * 100}{0.90 * 4200 \left(10.37 - \frac{0.083}{2}\right)}$$

$$\mathbf{A_s = 0.353 \text{ cm}^2}$$

Refuerzo Mínimo (A_{smin})

$$A_{smin} = 0.0015bd$$

$$A_{smin} = 0.0015 * 100 * 10.4$$

$$A_{smin} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} > A_s = 0.353 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \mathbf{Usar: A_s = 1.56 \text{ cm}^2}$$

Espaciamiento del refuerzo.

$$S = \frac{100A_b}{A_s}$$

$$S_{1/2} = \frac{100 * 1.29}{1.56} = 82.7 \text{ cm}$$

$$S_{3/8} = \frac{100 * 0.71}{1.56} = 45.5 \text{ cm}$$

$$\mathbf{Usar : \phi 3/8" @ .45 \text{ m}}$$

Refuerzo de repartición por contracción Y temperatura (A_{st°)

Según la Ecuación 25

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

$$A_{st^\circ} = 0.0025 * 100 * 15$$

$$A_{st^\circ} = 3.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} < A_{st^\circ} = 3.75 \text{ cm}^2$$

Repartiendo en ambos sentidos.

$$A_{t^\circ} = \frac{3.75}{2} = \mathbf{1.875 \text{ cm}^2}$$

Transversal:

$$A_t^o > A_s = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar: } A_s = 1.875 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento del refuerzo.

$$S = \frac{100A_b}{A_s}$$

$$S_{1/2} = \frac{100 * 1.29}{1.875} = 68.8 \text{ cm}$$

$$S_{3/8} = \frac{100 * 0.71}{1.875} = 37.9 \text{ cm}$$

Usar : $\emptyset 3/8" @ .375 \text{ m}$

Longitudinal:

$$A_s = 1.875 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento del refuerzo.

$$S = \frac{100A_b}{A_s}$$

$$S_{1/2} = \frac{100 * 1.29}{1.875} = 68.8 \text{ cm}$$

$$S_{3/8} = \frac{100 * 0.71}{1.875} = 37.9 \text{ cm}$$

Usar : $\emptyset 3/8" @ .375 \text{ m}$

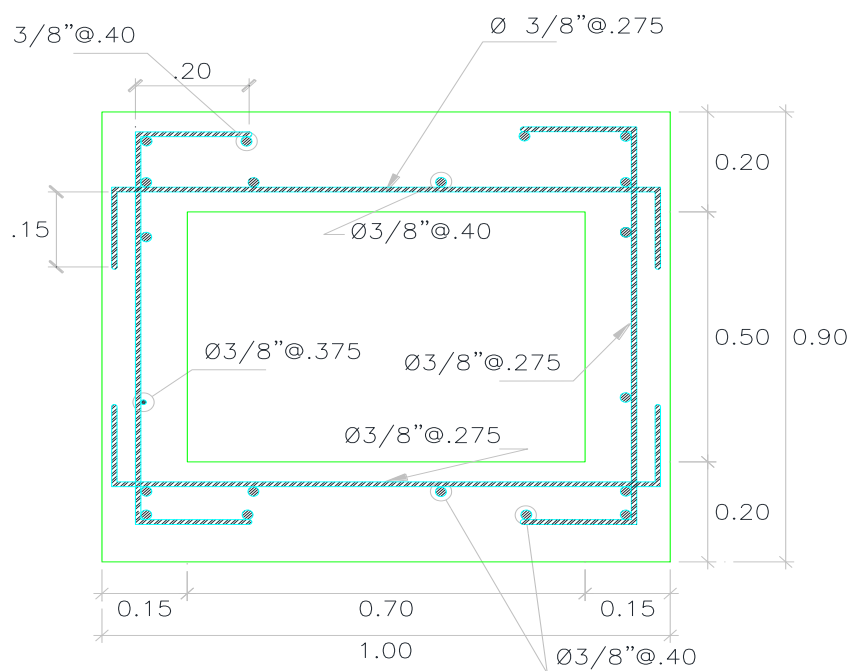


Figura 30. Disposición del acero en la alcantarilla.

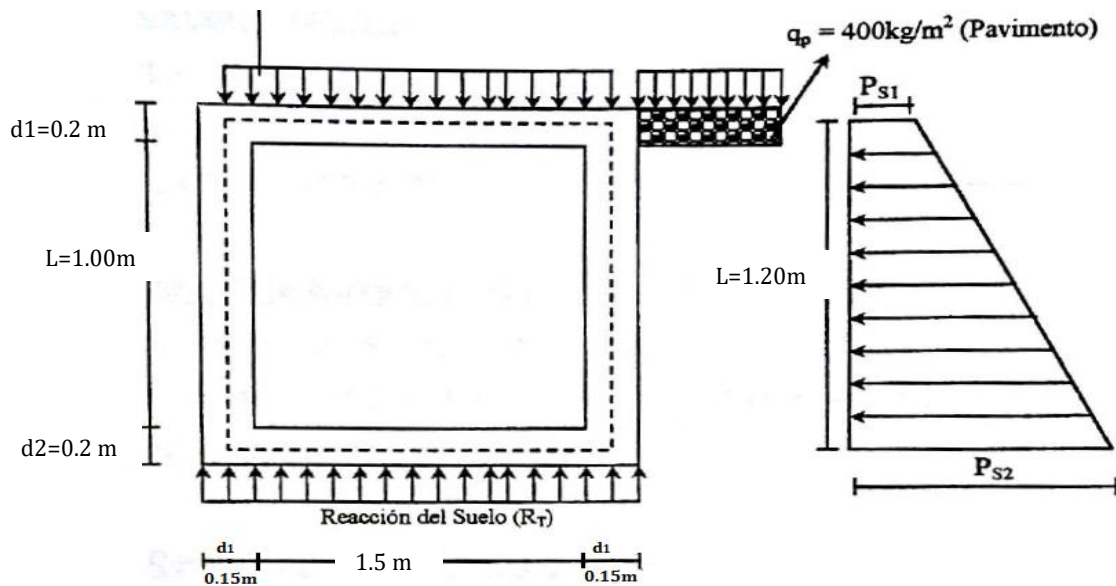
Tabla 38*Especificaciones técnicas para alcantarilla*

Especificaciones Técnicas	
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	
$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	
- 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 (σ)	
Suelo Seco $\sigma = 0.81 \text{ kg/cm}^2$	

Fuente: Elaboración propia.

Alcantarilla 1.50x1.00

Se considerará como estructura vacía, los espesores a considerar son los mismos que para las cunetas. Teniendo en cuenta las siguientes condiciones de carga:

**Figura 31.** Sistema de Cargas en Alcantarilla 1.50x1.00**Carga sobre la losa superior**

Peso propio (q_l):

$$q_l = d * b * \gamma_c = 0.20 * 1.50 * 2400$$

$$q_l = 720 \text{ kg/m}^2$$

Carga Viva (q_v):

Se considerará como máximo, la carga correspondiente a un camión $H_{20}S_{16}$, donde la carga transmitida por cada rueda posterior es de $P_L = 8000 \text{ Kg}$, Luego:

$$q_v = \frac{P_L}{(b + d_1) * 1.00} = \frac{8000}{(1.5 + 0.15) * 1.0}$$

$$q_v = 4848.48 \text{ kg/m}^2$$

Carga Total (q_{LS}):

$$q_{LS} = q_l + q_v = 720 + 4848.48$$

$$q_{LS} = 5568.48 \text{ kg/m}^2$$

Carga de la Estructura (P_E):

$$P_E = \gamma_c * (2 * d_l + d_1 * b + d_2 * b) + P_L$$

$$P_E = 2400 * (2 * 0.15 * 1.30 + 0.15 * 1.50 + 0.15 * 1.50) + 8000$$

$$P_E = 10016 \text{ kg}$$

Reacción del terreno

$$T = \frac{P_E}{(2 * d_1 + b) * 1.00} = \frac{10016}{(2 * 0.15 + 1.50) * 1.00}$$

$$R_T = 5564.44 \text{ kg/m}^2$$

Cargas sobre las paredes laterales

Según la figura anterior (Figura 22), se muestran las cargas actuantes en las paredes. Hacemos uso de algunas ecuaciones determinadas anteriormente, como las Ecuaciones 02, 03 y 04 respectivamente:

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = \tan^2(45 - 19/2)$$

$$K_a = 0.6327$$

$$h_{s/c} = \frac{q_s + q_p}{\gamma_s} = \frac{1000 + 400}{1800}$$

$$h_{s/c} = 0.78 \text{ m}$$

$$P_l = K_a * \gamma_s * h_{s/c} = 0.6327 * 1830 * 0.78$$

$$P_{s1} = 888.31 \text{ kg/m}^2$$

$$P_{s2} = K_a * \gamma_s * (h + h_{s/c}) = 0.6327 * 1830 * (1.175 + 0.78)$$

$$P_{s2} = 2226.47 \text{ kg/m}$$

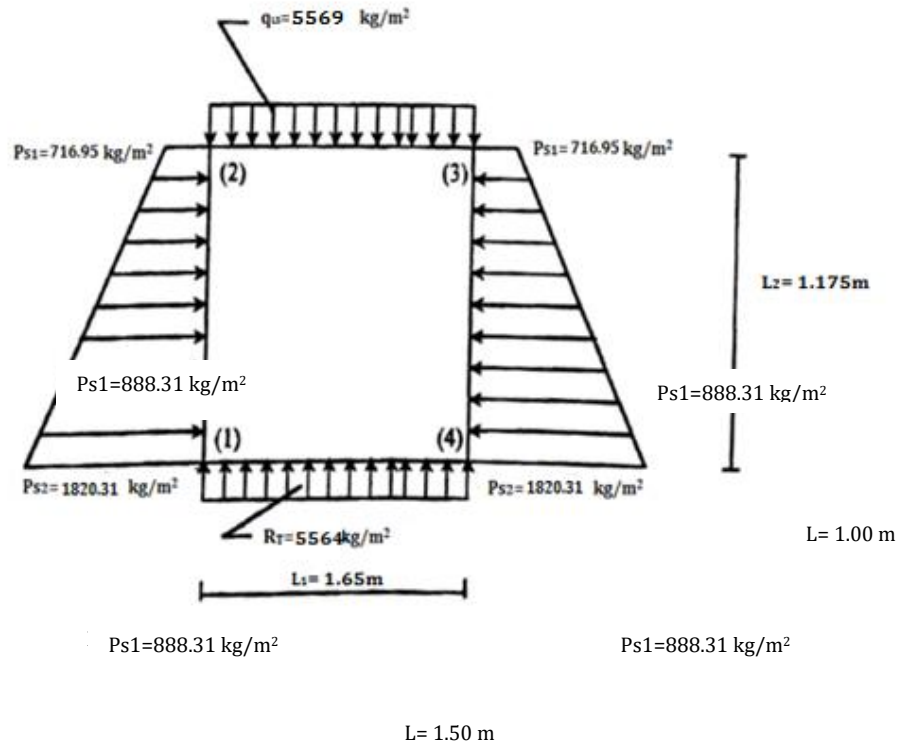


Figura 32. Diagrama de Esfuerzos en el Marco Rígido (Alcantarilla 1.50x1.00)

Momentos de Empotramientos (M°ij)

Los valores de "w" y "L" son tomados de la figura anterior.

Losa Superior (M°23)

$$M_{23}^{\circ} = -M_{32}^{\circ} = \frac{q_{LS} * L_1^2}{12}$$

$$M_{23}^{\circ} = -M_{32}^{\circ} = \frac{5568.48 * 1.65^2}{12}$$

$$M_{23}^{\circ} = -M_{32}^{\circ} = 1263.35 \text{ kg - m}$$

Losa Inferior (M°14)

$$M_{14}^{\circ} = -M_{41}^{\circ} = -\frac{R_T * L_1^2}{12}$$

$$M^{\circ}_{14} = -M^{\circ}_{41} = -\frac{5564.44 * 1.15^2}{12}$$

$$\mathbf{M^{\circ}_{14} = -M^{\circ}_{41} = -1262.43 \text{ kg} - \text{m}}$$

Paredes Laterales (M°12)

$$M^{\circ}_{21} = -M^{\circ}_{34} = -\frac{(3Ps_1 + 2Ps_2)L_2^2}{60}$$

$$M^{\circ}_{21} = -M^{\circ}_{34} = -(3 * 888.31 + 2 * 2226.47)1.175^2/60$$

$$\mathbf{M^{\circ}_{21} = -M^{\circ}_{34} = -163.79 \text{ kg} - \text{m}}$$

$$M^{\circ}_{12} = -M^{\circ}_{43} = \frac{(2Ps_1 + 3Ps_2)L_2^2}{60}$$

$$M^{\circ}_{12} = -M^{\circ}_{43} = (2 * 888.31 + 3 * 2226.47)1.175^2/60$$

$$\mathbf{M^{\circ}_{12} = -M^{\circ}_{43} = 194.57 \text{ kg} - \text{m}}$$

Aplicación del Método de Hardy Cross al Marco Rígido:

Inercias (I_{ij}):

$$I_{12} = I_{34} = \frac{H * d_1^3}{12}$$

$$I_{12} = I_{34} = \frac{1.00 * 0.15^3}{12}$$

$$\mathbf{I_{12} = I_{34} = 2.8125 * 10^{-4} \text{ m}^4}$$

$$I_{14} = I_{23} = \frac{b * d_2^3}{12}$$

$$I_{14} = I_{23} = \frac{1.50 * 0.20^3}{12}$$

$$\mathbf{I_{14} = I_{23} = 10^{-3} \text{ m}^4}$$

Rigideces (K_{ij}):

$$K_{12} = K_{34} = \frac{I_{12}}{L_2}$$

$$K_{12} = K_{34} = \frac{2.8125 * 10^{-4}}{1.175}$$

$$\mathbf{K_{12} = K_{34} = 2.394 * 10^{-4}}$$

$$K_{14} = K_{23} = \frac{I_{14}}{L_1}$$

$$K_{14} = K_{23} = \frac{1 * 10^{-3}}{1.65}$$

$$K_{14} = K_{23} = 6.061 * 10^{-4}$$

Factores de Distribución (Lij):

Tabla 39

Nudo 1 de factores de distribución

Nudo 1	K_{ij}	$L_{ij} = \frac{K_{ij}}{\sum K_{ij}}$
1 – 2	$2.394 * 10^{-4}$	0.283
1 – 4	$6.061 * 10^{-4}$	0.717
Σ	$8.455 * 10^{-4}$	1.000

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 40

Nudo 2 de factores de distribución

Nudo 2	K_{ij}	$L_{ij} = \frac{K_{ij}}{\sum K_{ij}}$
2 – 1	$2.394 * 10^{-4}$	0.283
2 – 3	$6.061 * 10^{-4}$	0.717
Σ	$8.455 * 10^{-4}$	1.000

Fuente: Elaboración propia.

Tabla 41

Nudo 3 de factores de distribución

Nudo 3	K_{ij}	$L_{ij} = \frac{K_{ij}}{\sum K_{ij}}$
3 – 2	$6.061 * 10^{-4}$	0.717
3 – 4	$2.394 * 10^{-4}$	0.283
Σ	$8.455 * 10^{-4}$	1.000

Fuente: Elaboración propia.

$$MF_{3-4} = 802.80 \text{ kg} - \text{m}$$

$$MF_{4-3} = 821.49 \text{ kg} - \text{m}$$

$$MF_{4-1} = -821.49 \text{ kg} - \text{m}$$

Cálculo del Esfuerzo Cortante (V_{ij})

Para obtener estos valores se aplica la siguiente fórmula:

$$V_{ij} = V_{ix} \pm (M_i - M_j)/L$$

Donde:

V_{ix} = El esfuerzo cortante de la viga considerada isostáticamente del extremo "i".

$M_i M_j$ = Son los momentos en los extremos "i" y "j".

L = Claro de la viga.

$$V_{23} = (q_{LS} * L_1)/2 + (M_2 - M_3)/L_1$$

$$V_{23} = (5568.48 * 1.65)/2 + (821.49 - 821.49)/1.65$$

$$V_{23} = 4594 \text{ kg}$$

$$V_{32} = (5568.48 * 1.65)/2 + (821.49 - 821.49)/1.65$$

$$V_{32} = 4594 \text{ kg}$$

$$V_{12} = (Ps_1 * L_2)/2 + [(Ps_2 - Ps_1) * L_2]/6 + (M_2 - M_1)/L_2$$

$$V_{21} = (Ps_1 * L_2)/2 + [(Ps_2 - Ps_1) * L_2]/3 + (M_1 - M_2)/L_2$$

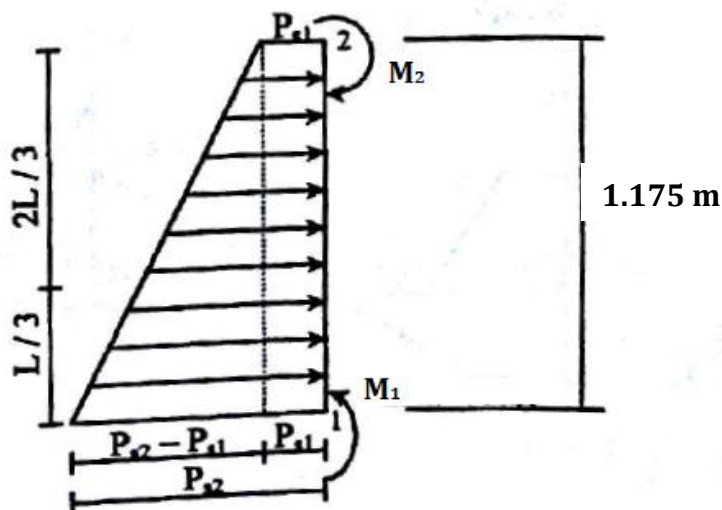


Figura N°34. Esfuerzos en el tramo 1 – 2 marco rígido.

$$V_{12} = (888.31 * 1.175)/2 + [(2226.47 - 888.31) * 1.175]/6 + (821.49 - 802.80)/1.175$$

$$V_{12} = 1061.91 \text{ kg}$$

$$V_{21} = (888.31 * 1.175)/2 + [(2226.47 - 888.31) * 1.175]/3 + (802.80 - 1821.49)/1.175$$

$$V_{21} = 768.03 \text{ kg}$$

$$V_{14} = -(R_T * L_1)/2 + (M_1 + M_4) / L_1$$

$$V_{14} = -(5564.44 * 1.65)/2 + (821.49 - 821.49) / 1.65$$

$$V_{14} = -4590.66 \text{ kg}$$

$$V_{41} = -(5564.44 * 1.65)/2 + (821.49 - 821.49) / 1.65$$

$$V_{41} = -4590.66 \text{ kg}$$

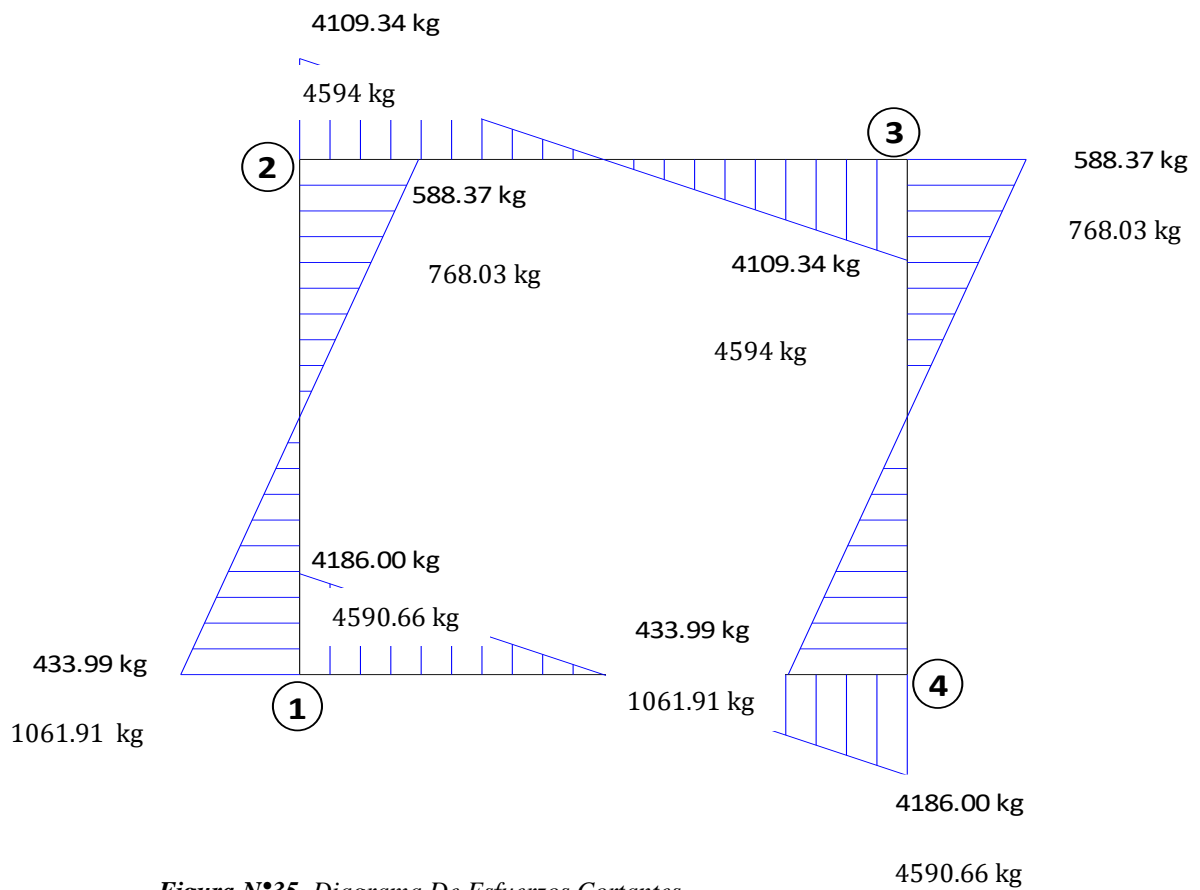


Figura N°35. Diagrama De Esfuerzos Cortantes

Momentos Máximos Positivos ($M_{m\acute{a}x}$).

Losa Superior e Inferior:

Según el siguiente gráfico, tenemos:

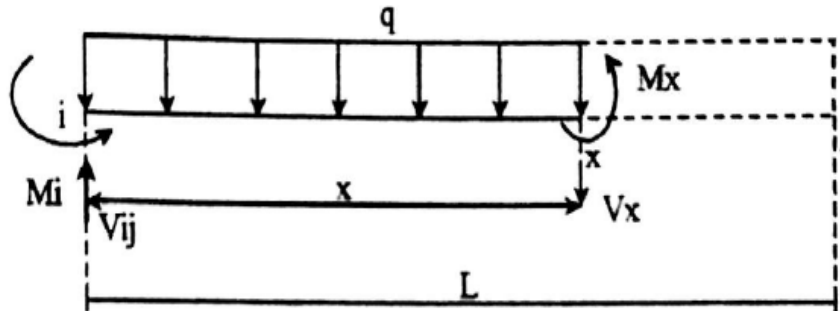


Figura N°36. Esfuerzos en la losa del marco rígido a Una distancia "x"

Tenemos:

$$\sum M_x = 0$$

$$M_x + \frac{qx^2}{2} + M_i - V_{ij}x = 0$$

$$M_x = V_{ij}x - \frac{qx^2}{2} - M_i \dots (37)$$

$$\sum V_x = 0$$

$$-V_x + V_{ij} - qx = 0$$

$$V_x = V_{ij} - qx \dots \dots \dots (38)$$

Para que el Momento sea máximo el cortante debe ser cero; por consiguiente:

$$0 = V_{ij} - qx \dots \dots \dots (39)$$

$$x = \frac{V_{ij}}{q} \text{ (ubicacion del momento maximo respecto al extremo "i")}$$

Sustituyendo la expresión de "x" en la Ecuación (37)

$$M_{m\acute{a}x} = V_{ij} \left(\frac{V_{ij}}{q} \right) - \frac{qV_{ij}^2}{2q^2} - M_i$$

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{V_{ij}^2}{2q} - M_i \dots \dots \dots (40)$$

Losa Superior

$$M_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = \frac{V_{23}^2}{2q_{\text{LS}}} - M_2$$

$$M_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = \frac{4594^2}{2(5568.48)} - 802.80$$

$$M_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = 1092.23 \text{ kg} - \text{m}$$

Losa Inferior

$$M_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = \frac{V_{41}^2}{2R_T} + M_4$$

$$M_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = \frac{4590.66^2}{2(5564.44)} + 802.80$$

$$M_{\text{m}\acute{\text{a}}\text{x}} = -1072.16 \text{ kg} - \text{m}$$

En las paredes:

Según la figura siguiente:

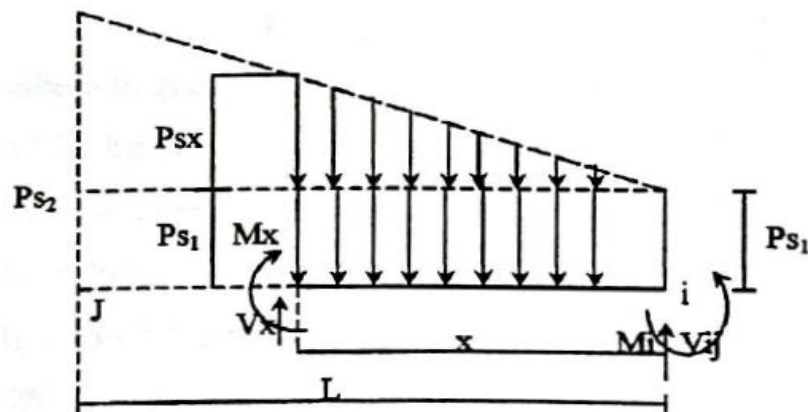


Figura N°37. Esfuerzos en las paredes del marco rígido a una distancia "x".

Tenemos:

$$M_x = V_{ij}x - \frac{Ps_1x^2}{2} - \frac{Ps_x x * x}{2 * 3} - M_i \dots \dots (41)$$

De la figura anterior, por semejanza de triángulos; tenemos:

$$Ps_x = \frac{(Ps_2 - Ps_1)x}{L}$$

Sustituyendo en la ecuación (41) obtenemos la ecuación para una distancia "x"

$$M_x = V_{ij}x - \frac{Ps_1x^2}{2} - (Ps_2 - Ps_1)x^3/6L - M_i \dots \dots (42)$$

Según Villaseñor Contreras, Jesús, El momento máximo se obtiene cuando el cortante es cero. Para esto derivamos el momento máximo con respecto a "x", la expresión anterior e igualamos a cero para determinar la ubicación del momento máximo; según lo siguiente:

$$\frac{dM_x}{dx} = \frac{d}{dx} \left[V_{ij}x - \frac{Ps_1x^2}{2} - (Ps_2 - Ps_1)x^3/6L - M_i \right] = 0$$

$$\frac{(Ps_1 - Ps_2)x^2}{2L} - Ps_1x + V_{ij} = 0 \dots \dots (43)$$

Aplicando la ecuación general para ecuaciones de segundo grado, tenemos:

$$X = \frac{Ps_1 \pm \sqrt{Ps_1^2 - \frac{2(Ps_1 - Ps_2)V_{ij}}{L}}}{\frac{(Ps_1 - Ps_2)}{L}} \dots (44)$$

Luego sabemos que=

$$Ps_1 = 888.31 \text{ kg/m}^2$$

$$Ps_2 = 2226.47 \text{ kg/m}^2$$

$$V_{ij} = V_{21} = 768.03 \text{ kg}$$

$$M_i = M_2 = 267.03 \text{ kg-m}$$

$$L = 1.175 \text{ m}$$

Sustituyendo en la ecuación (44)

$$X = \frac{888.31 \pm \sqrt{888.31^2 - \frac{2(888.31 - 2226.47)768.03}{1.175}}}{\frac{(888.31 - 2226.47)}{1.175}}$$

$$X = 0.62 \text{ m}$$

$$M_{\max} = -542.59 \text{ kg} - \text{m}$$

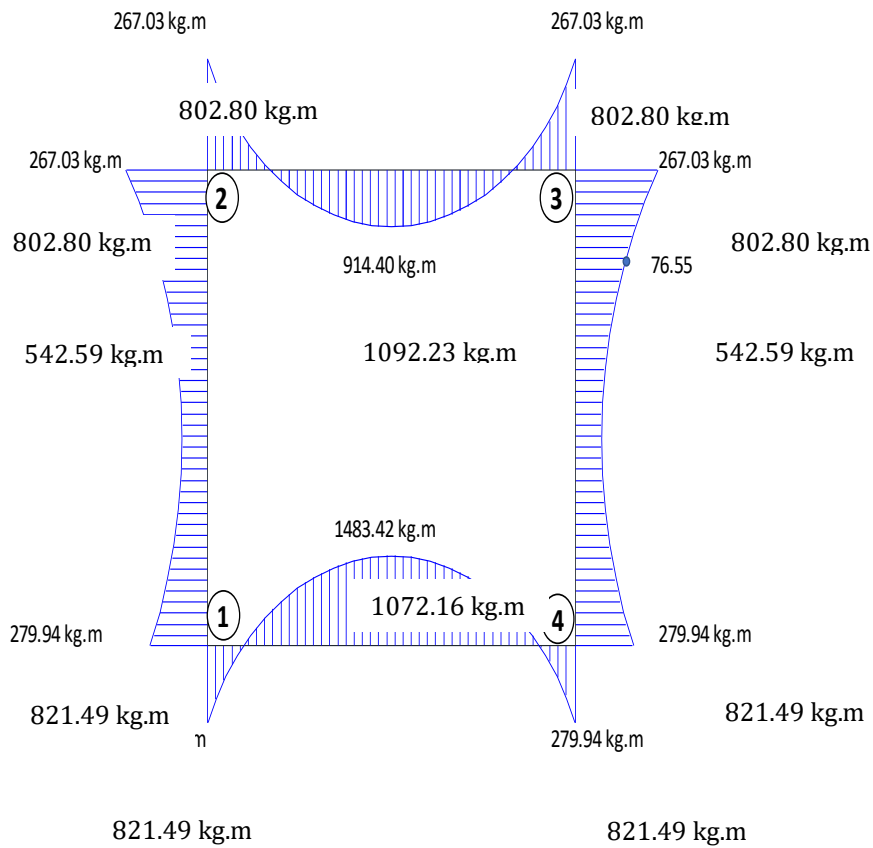


Figura N°38. Diagrama de Momentos del Marco Rígido.

Cálculo del Refuerzo del Marco Rígido

Se calculará según las ecuaciones 34 y 35, mencionados en el ítem 2. 3. 9. -A3. 2. el refuerzo será $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$, el concreto $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ y los recubrimientos de $r = 4 \text{ cm}$.

Refuerzo en la losa superior

Verificación del esfuerzo cortante:

$$d = 20 - (4 + 1.27/2)$$

$$d = 15.37 \text{ cm (asumiendo un refuerzo de } 1/2" \text{ de } 1.27 \text{ cm de diametro)}$$

$$V_u = 1.8 * V_{23} = 1.8 * 4594$$

$$V_u = 8269.20$$

$$T_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{8269.20}{100 * 15.37}$$

$$T_u = 5.38 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_c = 0.50 * \phi * \sqrt{f'_c} = 0.50 * 0.85 * \sqrt{210}$$

$$T_c = 7.11 \text{ kg/cm}^2$$

Luego:

$$T_u = 5.38 \text{ kg/cm}^2 < T_c = 7.11 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{ok}$$

Refuerzo en la cara exterior (en los nudos)

Momento en la cara exterior mayor $M_{23}=802.80 \text{ kg-m}$

Haciendo uso de las Ecuaciones 34 y 35

$$A_s = \frac{Mu}{\phi * f_y * (d - a/2)} \quad , \quad a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * F'_c * b}$$

Luego el último momento es:

$$Mu = 1.8 * M = 1.8 * 802.80$$

$$\mathbf{Mu = 1445.04 \text{ kg} - \text{m}}$$

$$\phi = 0.90$$

$$f_y = 42000 \text{ kg/cm}^2$$

$$R = 4 \text{ cm (recubrimiento)}$$

$$d = 20 - (4 + 1.27/2)$$

$$d = 15.37 \text{ cm (asumiendo un refuerzo de } 1/2 \text{ " de } 1.27 \text{ cm de diametro)}$$

$$a = 0.445$$

$$F'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_s = \frac{1445.04 * 100}{0.90 * 4200 * (10.37 - 0.445/2)}$$

$$\mathbf{A_s = 2.52 \text{ cm}^2}$$

$$A_{smin} = 0.0017 * b * d = 0.0017 * 100 * 15.37$$

$$A_{smin} = 2.61 \text{ cm}^2 > A_s = 2.52 \text{ cm}^2$$

$$\mathbf{Usar: A_{smin} = 2.61 \text{ cm}^2 <> \Phi 3/8 @ .25m}$$

Refuerzo en la Cara Interior (Centro de la losa)

$$M_u = 1.8 * M = 1.8 * 1092.23$$

$$M_u = 1966.01 \text{ kg} - \text{m}$$

Para $a = 0.609$

$$A_s = \frac{M_u}{\phi * f_y * (d - a/2)} \quad , \quad a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * F'_c * b}$$

$$A_s = \frac{1966.01 * 100}{0.90 * 4200 * (10.37 - 0.609/2)}$$

$$A_s = 3.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.0017 * b * d = 0.0017 * 100 * 15.37$$

$$A_{smin} = 2.61 \text{ cm}^2 > A_s = 3.45 \text{ cm}^2$$

Usar: $A_s = 3.45 \text{ cm}^2 <> \Phi 3/8 @ .20\text{m}$

Refuerzo en la Losa Inferior

Verificación del esfuerzo cortante:

$$d = 15 - (4 + 1.27/2)$$

$d = 10.37 \text{ cm}$ (asumiendo un refuerzo de 1/2" de 1.27 cm de diametro)

$$V_u = 1.8 * V_{23} = 1.8 * 4590.66$$

$$V_u = 8263.19$$

$$T_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{8263.19}{100 * 10.37}$$

$$T_u = 7.97 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_c = 0.50 * \phi * \sqrt{f'_c} = 0.50 * 0.85 * \sqrt{280}$$

$$T_c = 7.11 \text{ kg/cm}^2$$

Luego:

$$T_u = 7.97 \text{ kg/cm}^2 > T_c = 7.11 \text{ kg/cm}^2$$

Hacemos

$$T_u = T_c$$

$$\frac{V_u}{b * d} = 7.11$$

$$\frac{8263.19}{100 * d} = 7.11$$

$$d = 11.62$$

Luego el espesor (e):

$$e = d + r + \phi/2 = 11.62 + 4 + 1.27/2$$

$$e = 16.25 \text{ cm}$$

$$e = \mathbf{20 \text{ cm}}$$

Refuerzo de la Cara Exterior (en los nudos)

$$Mu = 1.8 * M = 1.8 * 821.49$$

$$Mu = \mathbf{1478.68 \text{ kg} - m}$$

Para $a = 0.456$

$$A_s = \frac{Mu}{\phi * f_y * (d - a/2)} \quad , \quad a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * F'_c * b}$$

$$A_s = \frac{1478.68 * 100}{0.90 * 4200 * (15.37 - 0.456/2)}$$

$$A_s = \mathbf{2.58 \text{ cm}^2}$$

$$A_{smin} = 0.0017 * b * d = 0.0017 * 100 * 15.37$$

$$A_{smin} = 2.61 \text{ cm}^2 > A_s = 2.58 \text{ cm}^2$$

Usar: $A_{smin} = 2.61 \text{ cm}^2 <> \Phi 3/8 @ .25m$

Refuerzo en la Cara Interior (Centro de la losa)

$$Mu = 1.8 * M = 1.8 * 1072.16$$

$$Mu = \mathbf{1929.89 \text{ kg} - m}$$

Para $a = 0.598$

$$A_s = \frac{Mu}{\phi * f_y * (d - a/2)} \quad , \quad a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * F'_c * b}$$

$$A_s = \frac{1314.52 * 100}{0.90 * 4200 * (10.37 - 0.5/2)}$$

$$A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.0017 * b * d = 0.0017 * 100 * 15.37$$

$$A_{smin} = 2.61 \text{ cm}^2 < A_s = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar: } A_s = 3.39 \text{ cm}^2 <> \Phi 3/8 @ .20m$$

Refuerzo de repartición por contracción y temperatura en las losa superior e inferior

Este refuerzo servirá para la cara superior según la ecuación 32.

$$Ast^\circ = 0.0018 * b * d_1 = 0.0018 * 100 * 20$$

$$Ast^\circ = 3.6 \text{ cm}^2$$

Repartiendo en ambos sentidos

$$Ast^\circ = 3.6/2 = 1.80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar: } As \text{ longitudinal} = 1.80 \text{ cm}^2 <> \phi 3/8 @ .35m$$

Refuerzo en las paredes

Verificación del esfuerzo cortante:

$$d = 15 - (4 + 1.27/2)$$

$$d = 10.37 \text{ cm (asumiendo un refuerzo de } 1/2" \text{ de } 1.27 \text{ cm de diametro)}$$

$$V_u = 1.8 * V_{23} = 1.8 * 1061.91$$

$$V_u = 1911.44$$

$$T_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{1911.44}{100 * 10.37}$$

$$T_u = 1.84 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_c = 0.50 * \phi * \sqrt{f'_c} = 0.50 * 0.85 * \sqrt{280}$$

$$T_c = 7.11 \text{ kg/cm}^2$$

Luego:

$$T_u = 1.84 \text{ kg/cm}^2 < T_c = 7.11 \text{ kg/cm}^2 \dots \text{ok}$$

Refuerzo en el Centro de las Paredes

$$Mu = 1.8 * M = 1.8 * 543.37$$

$$Mu = 978.01 \text{ kg} - \text{m}$$

Para $a = 0.45$

$$A_s = \frac{Mu}{\phi * f_y * (d - a/2)} \quad , \quad a = \frac{A_s * f_y}{0.85 * F'_c * b}$$

$$A_s = \frac{978.01 * 100}{0.90 * 4200 * (10.37 - 0.450/2)}$$

$$A_s = 2.55 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0.0017 * b * d = 0.0017 * 100 * 10.37$$

$$A_{smin} = 1.76 \text{ cm}^2 < A_s = 2.55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar: } A_{smin} = 2.55 \text{ cm}^2 <> \Phi 3/8 @ .30\text{m}$$

Refuerzo de repartición por contracción y temperatura en muros

Este refuerzo servirá para la cara superior según la ecuación 31.

$$Ast^{\circ} = 0.0018 * b * d_1 = 0.0025 * 100 * 15$$

$$Ast^{\circ} = 3.75 \text{ cm}^2$$

Repartiendo en ambos sentidos

$$Ast^{\circ} = 3.75/2 = 1.88 \text{ cm}^2$$

$$\text{Usar: } As \text{ longitudinal} = 1.35 \text{ cm}^2 <> \phi 3/8 @ .35\text{m}$$

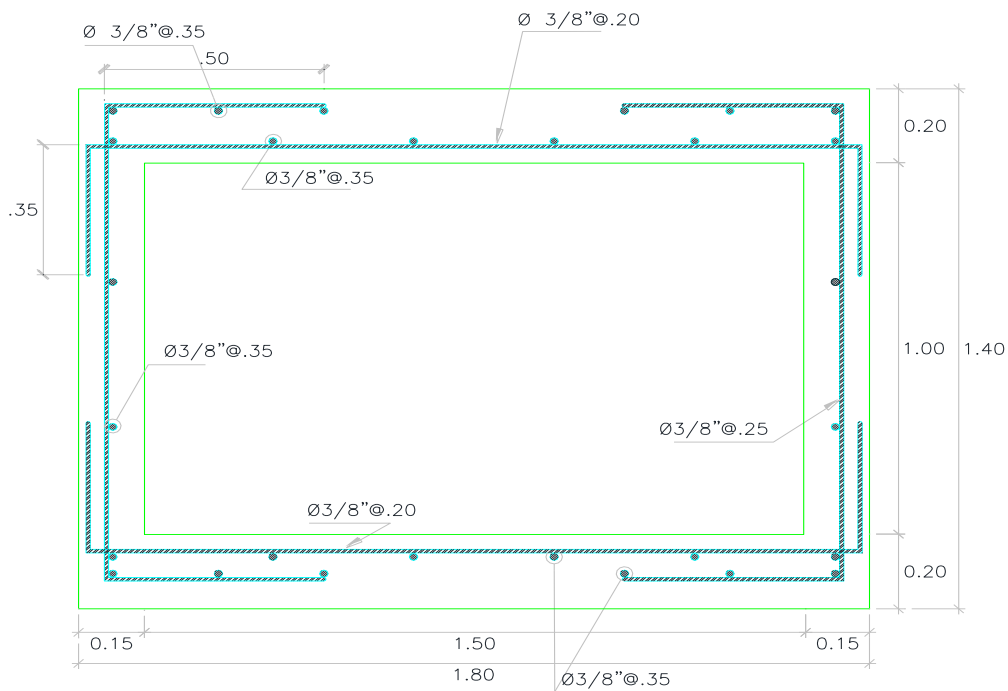


Figura 39: Disposición de Acero en Alcantarilla 1.50mx1.00m

Tabla 43

Especificaciones técnicas para alcantarilla

Especificaciones Técnicas	
f_y	4200 kg/cm^2
f'_c	210 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 (σ)	
Suelo Seco σ	0.81 kg/cm^2

Fuente: Elaboración propia.

3.2.5.3.4. Diseño de obras complementarias

Obra de entrega

Para la obra de entrega se ha considerado una estructura de emboquillado de piedra, esta adecuado a la altura de cada entrega, como se detalla en el Plano de Estructuras – PE.

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIONES

4.1. Resultados

Los resultados obtenidos en la presente Tesis son los siguientes:

4.1.1. Intensidad máxima de diseño

Los resultados del estudio hidrológico, con la aplicación de los Métodos Gumbell y Gumbell Tipo I, se obtuvo el valor de 115.38 mm, el mismo que nos ha permitido determinar la Intensidad Máxima según el Cuadro de Distribución Porcentual de Precipitación, distribuidas en 6, 12 y 24 horas, obteniendo de esta manera el valor de 42.40 mm/hr. La cual nos permitió determinar el Caudal de agua que es necesario drenar por cada uno de los tramos del sistema.

4.1.2. Áreas colectoras de lluvias

Para la determinación de éstas áreas se utilizó el método de las bisectrices por manzanas, dichas áreas están determinadas desde los vértices de las manzanas y la mitad de la vía hasta los puntos de intersección de los ángulos proyectados por la mitad del ángulo de las esquinas hacia dentro, distribuyendo de esta manera equitativamente.

Los resultados obtenidos por procedimiento se presentan en la Tabla N° 21; con un área de manzanas igual a 48,610.91 m² y área de calles igual a 20,173.98 m²; y detalladas en el Plano PAC.

4.1.3. Coeficiente de escorrentía

El coeficiente de escorrentía "C" se determinó haciendo uso de dos métodos: El Método Racional con un valor de $C=0.75$ que corresponde a zonas multifamiliares concentradas y 0.95 que corresponde a calles asfaltadas, y el Método Mac Math cuyos valores de C van de 0.36 a 1.06 (dependiendo de las características del terreno por el cual discurren las aguas).

4.1.4. Caudales de escurrimiento

Para el cálculo de los caudales de escurrimiento se utilizó dos métodos: El Método Racional y el Método Mac Math y los valores se muestran en las Tablas N° 23 y N° 24 respectivamente.

4.1.4.1.Caudales de escurrimiento de colectores, cunetas, y alcantarillas

Los caudales de escurrimientos en colectores, cunetas, y alcantarillas se presentan en la Tabla N° 26 y va de 0.012 a 1.191 m³/s.

4.1.4.2.Caudales de escurrimiento por tramos de colectores, cunetas, y alcantarillas

El caudal de escurrimiento por tramos en colectores, cunetas, y alcantarillas también se indica en la Tabla N° 26.

4.1.5. Dimensionamiento de colectores, cunetas y alcantarillas

Para el dimensionamiento de colectores, cunetas y alcantarilla se utilizó el Método de Manning, calculando las dimensiones de las cunetas por el caudal a conducir por ellas, estas dimensiones se encuentran plasmadas en la Tabla N° 27.

4.1.5.1.Longitud de colectores

La longitud total de Colectores es de 662.49 metros lineales, que se indican en la Tabla N° 27.

4.1.5.2.Longitud de cunetas

La longitud total de cunetas es de 2965.35 metros lineales, y se presenta detallada en la Tabla N° 27.

4.1.5.3.Longitud de alcantarillas

La longitud total de Alcantarillas es de 83.16 metros lineales, que se indican en la Tabla N° 27.

4.1.5.4.Obras complementarias

Se han proyectado 02 OBRAS DE ENTREGA DE AGUA, la cual se ha considerado el emboquillado de piedra.

4.1.6. Análisis de suelo

Los suelos predominantes, según el análisis de suelo realizado en la zona de estudio (10 calicatas a una H = 1.50 mts), obedece a un suelo tipo CL = Arcilla de Baja Plasticidad cuyo $\gamma_s = 1830 \text{ kg/m}^3$, $\Phi = 19^\circ$ y $\sigma_t = 0.81 \text{ kg/cm}^2$, los cuales fueron tomado como datos para la realización de los cálculos estructurales.

4.2. Análisis y discusión de resultados

4.2.1. El análisis y discusión de resultados de la presente tesis son los siguientes:

Los resultados del estudio hidrológico, nos ha permitido estimar la Intensidad Máxima de lluvia en mm/hr; la misma que ha sido empleada en el cálculo del caudal de escurrimiento que se tiene que drenar por cada uno de los tramos de la red.

El planteamiento Hidráulico desarrollado en la presente Tesis, tiene como objetivo el de encausar el mayor caudal de aguas de lluvia posible, hasta entregar en los emisores respectivos.

Luego de efectuar los cálculos de diseño necesarios para cumplir con los objetivos propuestos, se optó por elegir un tipo de cuneta rectangular y revestida, con la finalidad de conseguir mayor eficiencia y protegerla de la erosión.

Los tirantes y las velocidades calculadas en los diversos tramos, están variando en función a las pendientes por lo que se puede notar tirantes no constantes, en tramos donde la pendiente es mayor, se notan menores tirantes y mayores velocidades, éstos resultados se presentan en la Tabla N° 27.

En la Tabla N° 27 se presenta los resultados de Caudales y Cotas de Fondo de Cunetas, así como cotas de rasantes, donde se observa que los colectores principales siguen la topografía del terreno, cada siguiente tramo corresponde a una cota más baja de tal modo que el emisor se encuentra en la cota más baja del sistema, asegurando de ésta manera la continuidad de flujo.

El dimensionamiento hidráulico y estructural de los colectores, cunetas y alcantarillas se realizó de acuerdo a los criterios de diseño señalados en ítem antes mencionados.

Para evacuar las aguas pluviales se ha proyectado dos obras de entrega, que está ubicada en la intersección del Pasaje Las Águilas C-03 con pasaje los Halcones C-03 y la intersección del jirón Malecón las Palmeras con pasaje los Halcones C-04.

Según los resultados obtenidos de la determinación de las Áreas de acero en la cuneta de sección $0.60 * 0.40$, se considera cunetas de concreto simple a las cunetas de menor sección a lo manifestado, ya que los aceros predominantes son mínimos.

Las cunetas de sección $0.70 * 0.50$, $1.00 * 0.70$ y $1.50 * 1.00$ m respectivamente, se consideran como alcantarillas (sección cerrada), debido a que conducen caudales considerables capaces de arrastrar a un niño; convirtiéndola en una estructura de alto riesgo para los moradores que habitan por las inmediaciones de los mismos.

Se usará concreto $f'c = 175 \text{ kg/m}^2$ en cunetas de concreto simple y armado y un concreto $f'c = 210 \text{ kg/m}^2$ para Obras de Arte en general.

Los aceros predominantes de los resultados obtenidos en el cálculo estructural en las alcantarillas son los aceros ubicados en la cara interior (centro de losa) de la losa inferior (donde se presentan los máximos esfuerzos).

El área de estudio presenta un área total de 6.50 Has, la cual fue determinada por el método de las bisectrices, tal como se muestra en el plano de las áreas de colectores PAC.

Se proyecta dos obras de arte típica en las zonas de entrega, que consiste en un emboquillado de piedra.

De acuerdo a los análisis físicos y mecánicos a que fueron sometidos las muestras tomados de las calicatas realizadas en la zona de estudio, no existe material orgánico, ni arena limpia que pueden producir asentamientos por fenómeno sísmicos y/o peso de estructura, tal como se aprecia en el chequeo de presiones de la estructura sobre el terreno realizado en el diseño estructural de cunetas.

Las alturas de descargas predominantes entre cunetas, tiene como $h_{min}=0.20\text{mt}$, la misma que obedece a las alturas y/o cotas determinadas de la rasante de cuneta presentado en los planos de perfiles longitudinales, garantizando de esta manera la caída libre de aguas, la cual evita el choque de caudales.

Se proyectaron 02 obras de entrega, tal como se pueden apreciar en el plano PH, las mismas que descargan en el agua en la quebrada Amorarca, ubicada en el tramo comprendido entre el Jr. América c-03 y Jr. Malecon las Palmeras.

Del levantamiento planimétrico y altimétrico realizado en el área de estudio se colocaron 02 HITOS referenciales, en zonas fijas, debidamente enumeradas, tal como se presenta en el plano de ubicación de Hitos PUH.

El acero predominante en las alcantarillas, colectores y cunetas diseñadas es de $\Phi 3/8"$, la misma que obedece a la memoria de cálculo realizada en dichas estructuras

Los tirantes de aguas presentados en todas las cunetas del sistema son menores a la altura "H" de paredes de las cunetas receptoras, garantizando de ésta manera la caída libre de agua.

4.2.2. Selección de alternativa

Diseño del Sistema de Alcantarillado Pluvial del Asentamiento Humano Atumpampa-San Marcelo y Brisas del Cumbaza-Distrito de Morales-Provincia San Martín-Región San Martín, es una alternativa de solución para mejorar la calidad de vida de la población. Y, después de realizar el planteamiento y diseño Hidráulico y estructural del sistema de drenaje pluvial, por el cual se evacua el caudal producto de las precipitaciones pluviales, se ha optado por el diseño seleccionado y presentado en los planos considerando la evacuación del caudal hacia el río cercano.

4.2.3. Contrastación de hipótesis

Se ha contrastado la hipótesis del estudio determinando que el **Sistema de Alcantarillado Pluvial del Asentamiento Humano Atumpampa-San Marcelo y Brisas del Cumbaza-Distrito de Morales**, servirá como alternativa de solución para mejorar la calidad de vida de la población que habita el área de influencia. Además de contrastar también que el planteamiento y diseño. Hidráulico y estructural del sistema de drenaje pluvial, es una opción muy viable para optar un diseño técnico.

CONCLUSIONES

Se concluye que:

El área en la cual se ha proyectado las obras de drenaje se encuentra ubicada en el **Sistema de Alcantarillado Pluvial del Asentamiento Humano Atumpampa-San Marcelo y Brisas del Cumbaza-Distrito de Morales**.

El **Sistema de Alcantarillado Pluvial del Asentamiento Humano Atumpampa-San Marcelo y Brisas del Cumbaza-Distrito de Morales**, 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 cálculo de caudales existen una variedad de fórmulas empíricas, en nuestro caso utilizamos dos métodos: Método Racional y Método Mac Math.

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 hidráulico y el diseño estructural de las obras proyectadas.

RECOMENDACIONES

Recomendamos el uso de esta tesis en calidad de guía para la elaboración de otras similares.

Se recomienda utilizar el método racional y Mac Math, pues considera las intensidades máximas en 24 horas, tomando los valores más representativos, es decir, los obtenidos por el método Mac Math, recomendándose ser utilizado en la ejecución de otros estudios en la región San Martín.

Independizar la evacuación de las aguas residuales y aguas pluviales, ya que el diseño hidráulico obedece únicamente al volumen o caudal discurrido por el área de estudio, proveniente de las precipitaciones pluviales.

Para la ejecución del proyecto se recomienda realizar antes el proyecto de sistema de desagüe y que los trabajos de drenaje pluviales se ejecuten paralelamente con la conformación de pistas y veredas.

La entrega de las aguas provenientes del interior de las viviendas originadas por las precipitaciones pluviales debe ser conducida e instalada a las cunetas proyectadas a través de tuberías PVC - SAP, dentro del espacio destinado al borde libre.

Se recomienda a las autoridades locales desarrollar charlas de capacitación a cerca del Mantenimiento de las Cunetas y Alcantarillas para evitar el arrojido de desperdicios, que originan la obstrucción de las cunetas.

Al revestir la cuneta con concreto, se deberá tener cuidado en el acabado de tal manera que se pueda garantizar el valor de $n = 0.017$ y así darle mayor protección a la caja hidráulica, evitando posibles erosiones.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ranald V. Giles. (1969) "*Mecánica de los Fluidos e hidráulicas*", (2da ed). Colombia: McGraw-Hill.
- Villaseñor Contreras, Jesús. (1978) "*Proyectos de Obras Hidráulicas*", (2da ed). México Universidad Autónoma Chapingo.
- García Rico, Elmer. (1987) "*Manual de Diseño Hidráulico de Canales y Obras de Arte*", (1era ed.). Chiclayo - Perú. s.e
- Merritt, Frederic S. (1987) "*Manual de Ingeniero Civil*" Volumen III, (1era ed). México: Gráficos Monte Alban, S. A. de C.
- Chereque Moran, Wendor. (1989) *Hidrología. Segunda Impresión*. Lima – Perú.
- Morales Uchofen, Walter. (1990) "*Infraestructura de Riego*", Parte - I. Chiclayo. Perú.
- Reyes Carrasco, Luis. (1992) "*Hidrología Básica*", (1era ed). Lima. Perú.
- Dolz Ripolles, José y Gómez, Manuel (1994), "*Problemática del drenaje de aguas pluviales en zonas urbanas y del estudio hidráulico de las redes de colectores*" Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona.
- Ibáñez García, H. y Bartra Peso, Ó. (1995) "*Saneamiento Básico y Pluvial de la Ciudad Universitaria*", (Tesis de pregrado) Universidad Nacional de San Martín. Tarapoto. Perú.
- Ponce V Aldeiglesias, Rosa. (1996) "*Expediente Urbano de Tarapoto*", Informe Final. Tarapoto.
- Cámara Peruana De La Construcción. (1997). "*Reglamento Nacional de Construcciones*".(16 ed.). Perú. Se

Rosell Calderón, César A. (1998) "*Irrigación*", (2da ed). Perú. S.e

López Cualla, R. (1999) "*Diseño de Acueductos y Alcantarillados*", (2da ed). Colombia: Alfa Omega Editor, S. A. de CV.

Monsal Ve Sáenz, Germán. (1999) "*Hidrología en la Ingeniería*". (2da ed). Colombia: Alfa Omega Grupo Editor, S. A de C. V.

Morales Uchofen, Walter. (2000) "*Drenaje Vial*", Ciclo de Actualización Académica UNSM/2000 - II/FIC. Tarapoto. Perú.

Villón Bejar, Máximo. (2002) *Hidrología*, (2da ed). Lima. Peru: Editorial Villon.

Martínez Martínez, Sergio Ignacio (2002), "*Diseño Hidrológico e Hidráulico del Drenaje Pluvial de Cubiertas de Edificaciones*", Universidad Autónoma de Aguas Calientes.

Delgado Ramírez, J. y Sánchez Perez, LL. (2003) "*diseño hidráulico y estructural del drenaje pluvial urbano del Sector Progreso – margen izquierda quebrada Choclino en la Banda de Shilcayo*", Universidad Nacional de San Martín. Tarapoto. Perú.

Gálvez Álvarez, Hugo Alejandro (2004) "*Planificación y diseño de los sistemas de drenaje sanitario y pluvial de la cabecera municipal de Pasaco, Jutiapa*", (Tesis de pregrado) Universidad de Tijuana. México.

Villón Béjar, Máximo. (2005) "*Diseño de Estructuras Hidráulicas*". (2da ed). Lima. Peru: Editorial Villon.

Cahuana Andía, A. y Yugar Morales, W. (2009). *Material de apoyo didáctico para la enseñanza y aprendizaje de la asignatura de hidrología*. (Tesis de pregrado) Universidad de Cochabamba. Bolivia.

De León Acosta, E. (2009) *Tesis en investigación sobre “proyecto para la rehabilitación del drenaje pluvial en Motozintla Chiapas”*, (Tesis de pregrado) Universidad de Chiapas. México.

Rojas Rubio, Hugo, (2010) *“Manual del Curso de Irrigación y Drenaje”*. (1era ed). Chimbote. Perú.

Marín, C; Menjivar, M. y Zavaleta, J. (2012). *“Diseño y Construcción de un Canal Hidráulico de Pendiente Variable para uso Didáctico e Investigación”*. (Tesis de pregrado) Universidad del Salvador. El Salvador.

Sandoval Salazar. Nestor R. *Apuntes del Curso de Drenaje*. UNSM. Tarapoto. Perú.

ANEXOS

ANEXO N°01

Tabla 24

Valores críticos de δ_0 del estadístico smirnov kolmogorov " δ " para varios valores de " n " y niveles de significancia " α "

Tamaño muestral n	Niveles de significancia " α "			
	0.20	0.10	0.05	0.01
5	0.45	0.51	0.56	0.67
10	0.32	0.37	0.41	0.49
15	0.27	0.30	0.34	0.40
20	0.23	0.26	0.29	0.36
25	0.21	0.24	0.27	0.32
30	0.19	0.22	0.24	0.29
35	0.18	0.20	0.23	0.27
40	0.17	0.19	0.21	0.25
45	0.16	0.18	0.20	0.24
50	0.15	0.17	0.19	0.23
N > 50	$\frac{1.07}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.22}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.36}{\sqrt{N}}$	$\frac{1.63}{\sqrt{N}}$

ANEXO N°02

Tabla 25

Valores de Yn y Gn

N	Yn	Gn
8	0.4843	0.3043
9	0.4902	0.9388
10	0.4952	0.9497
11	0.4996	0.9676
12	0.5035	0.9833
13	0.507	0.9972
14	0.51	1.0095
15	0.5128	1.02057
16	0.5157	1.02057
17	0.5181	1.0316
18	0.5202	1.0411
19	0.522	1.0493
20	0.52355	1.0566
21	0.5252	1.06283
22	0.5268	1.0696
23	0.5283	1.0754
24	0.5296	1.0811
25	0.5386	1.0864
26	0.532	1.9145
27	0.5332	1.0961
28	0.5343	1.1004
29	0.6353	1.1047
30	0.53622	1.1086
31	0.5321	1.11258
32	0.538	1.1193
33	0.5388	1.1226
34	0.5396	1.1255
35	0.54034	1.12847
36	0.541	1.1313
37	0.5418	1.1339
38	0.5424	1.1363
39	0.543	1.1388
40	0.54862	1.14132
41	0.5442	1.1436
42	0.5448	1.1458
43	0.5453	1.148
44	0.5458	1.1499
45	0.5463	1.15185
46	0.5468	1.1538
47	0.5473	1.1557
48	0.5477	1.1574
49	0.5481	1.159
50	0.54884	1.16066

DISTRIBUCION DE VALORES EXTREMOS TIPO I

Para maximos valores

$$\varphi = \bar{X} - \left(\frac{S_y}{G_n} \right) * [Y_n + \ln \ln \left(\frac{T_m}{T_{m-1}} \right)]$$

$\varphi =$ Intensidad maxima de diseno

$\bar{Y} =$ Media de los valores dela poblacion

$S_y =$ Desviacion estandar de los valores de la poblacion

$Y_n, G_n =$ Media y Desviacion estandar en funcion del tamaño de la muestra

$T_{(m)} =$ Tiempo de retorno de maxino anual

$T_r =$ Tiempo de retorno de excedente anua

ANEXO N° 03

Resultados de los análisis

De suelos

CALICATA N°01

CALICATA N°02

CALICATA N°03

CALICATA N°04

CALICATA N°05

CALICATA N°06

CALICATA N°07

CALICATA N°08

CALICATA N°09

CALICATA N°10

ANEXO N° 04

Panel Fotográfico



Figura A-01. En la imagen se aprecia las cunetas construidos empíricamente por los pobladores ubicados en el Jirón Picaflores C-02. (**Fuente:** Elaboración propia).



Figura A-02. En la imagen se aprecia una cuneta construida empíricamente por los pobladores ubicado en el jirón Los Flamencos C-02. (**Fuente:** Elaboración propia)



Figura A-03. En la imagen se observa la quebrada Amorarca, en donde se va descargar el agua de los techos y calles producto de las precipitaciones pluviales (Fuente: Elaboración propia).



Figura A-04. En la imagen se aprecia el Levantamiento topográfico realizado con estación total, para tener una perspectiva más detallado de la zona. (Fuente: Elaboración propia).



Figura A-05. En la imagen se aprecia la calicata excavada para tomar muestras, y luego realizar los estudios respectivos para el diseño estructural. (Fuente: Elaboración propia).



Figura A-06. En la imagen se aprecia la calicata excavada para tomar muestras, y luego realizar los estudios respectivos para el diseño estructural de las estructuras (Fuente: Elaboración propia)

ANEXO N°05
Documentos Oficiales de Datos Hidrológicos.

ANEXO N°06

Planos