



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 INGENIERIA CIVIL Y ARQUITECTURA
ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL



**Diseño hidráulico y estructural del sistema de drenaje pluvial de la localidad
de Fausa Sapina, Provincia el Dorado, Región San Martín.**

Tesis para optar el título profesional de Ingeniero Civil

AUTORES:

Danny Joel Villacorta Morán

Ciro Alonso Hoyos Tuesta

ASESOR:

Ing. Nestor Raúl Sandoval Salazar

Tarapoto – Perú

2019

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



Diseño hidráulico y estructural del sistema de drenaje pluvial de la localidad de
Fausa Sapina, Provincia el Dorado, Región San Martín

AUTORES:

Danny Joel Villacorta Morán
Ciro Alonso Hoyos Tuesta

Sustentada el día 27 de setiembre de 2019 y aprobada ante el honorable jurado:

Ing. Carlos Enrique Chung Rojas
Presidente

Ing. Ivan Gustavo Reátegui Acedo
Secretario

Ing. Carlos Segundo Huamán Torrejón
Miembro

Ing. Nestor Raúl Sandoval Salazar
Asesor

Declaratoria de Autenticidad

Yo **Danny Joel Villacorta Morán**, con DNI N° 71505886, con domicilio legal AH. Nuevo Perú B-16 Tarapoto, Bachiller de la facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, **Ciro Alonso Hoyos Tuesta**, con DNI N° 70421115 con domicilio legal Jr. Sinchi Roca 408 - A Tarapoto, Bachiller de la facultad de Ingeniería Civil y Arquitectura, Escuela Profesional de Ingeniería Civil, de la Universidad Nacional de San Martín con la Tesis Titulada: **Diseño hidráulico y estructural del sistema de drenaje pluvial de la localidad de Fausa Sapina, Provincia el Dorado, Región San Martín**. Declaramos bajo juramento que:

1. La tesis 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 presentan en la tesis se constituirán en aportes a la realidad investigada.

De considerar que el trabajo cuenta con una falta grave, como el hecho de contar con datos fraudulentos, demostrar indicios 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, asumimos las consecuencias y sanciones que de nuestra acción se deriven, sometiéndonos a la normatividad vigente de la Universidad Nacional de San Martín - Tarapoto.

Tarapoto, 27 de Setiembre del 2019.



Danny Joel Villacorta Morán

DNI N° 71505886



Ciró Alonso Hoyos Tuesta

DNI N° 70421115

Declaración Jurada

Yo **Danny Joel Villacorta Morán**, con DNI N° 71505886, con domicilio legal AH. Nuevo Perú B-16 Tarapoto, **Ciro Alonso Hoyos Tuesta** con DNI N° 70421115 con domicilio legal Jr. Sinchi Roca 408 – A 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 toda la documentación y de todos datos e información de la presente tesis y/o informe de Ingeniera, que acompaño es veras y autentica.

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

Tarapoto, 27 de Setiembre del 2019.



Danny Joel Villacorta Morán
DNI N° 71505886



Ciró Alonso Hoyos Tuesta
DNI N° 70421115

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: Villacorta Moran Danny Joel	
Código de alumno : 71505886	Teléfono: 919782868
Correo electrónico : dam 94.11.16@gmail.com	DNI: 71505886

(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 hidráulico y estructural del sistema de drenaje Pluvial de la localidad de Fausa Sapina, Provincia el Dorado, 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 deajo 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.

02 / 10 / 2020


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: Hoyos Tuesta ciro Alonso	
Código de alumno :	Teléfono: 921 372 988
Correo electrónico : ciroal hoyos@gmail.com	DNI:

(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 hidráulico y Estructural del sistema de drenaje pluvial de la localidad de Fausa Sapina, Provincia el Dorado 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.

02 / 10 / 2020



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

Dedico esta tesis a DIOS por haberme permitido llegar hasta este punto con sabiduría y haberme dado salud para lograr mis objetivos, además de su infinita bondad y amor.

A mis padres; a quienes amo infinitamente; a ellos por su apoyo incondicional y fundamental en los momentos más importantes de mi vida, por sus sabios consejos y por todo ese amor que me pueden dar.

A mis hermanos por compartir momentos significativos conmigo y por siempre estar dispuestos a escucharme y ayudarme en cualquier momento.

.

Danny Joel Villacorta Morán

Dedico este trabajo principalmente a Dios, por haberme permitido el haber llegado hasta este momento tan importante de mi formación profesional. A mis padres, por enseñarme que en esta vida todo se obtiene con esfuerzo, los amo.

A mis hermanos, por su comprensión y apoyo constante en esta etapa de mi vida profesional

Y a todas las personas especiales que me acompañaron y me apoyaron en esta etapa, aportando a mi formación tanto profesional y como ser humano.

Ciro Alonso Hoyos Tuesta

Agradecimiento

A mis padres por todo el esfuerzo brindado hacia mi camino profesional, además del apoyo incondicional en la toma de decisiones, a los docentes por el tiempo y enseñanzas que nos brindaron durante el proceso de nuestra formación profesional, a mi familia por ser el impulso a mejorar y seguir adelante.

A mi papá, por todo lo que me está enseñando de la vida, demostrando que nada es fácil y si quiero obtener algo, que sea con esmero y dedicación.

Danny Joel Villacorta Morán

A Dios, por protegerme durante todo mi camino y darme fuerzas para superar dificultades y permitirme un logro más en mi vida.

A mis padres por haberme forjado como la persona que soy en la actualidad, muchos de mis logros se los debo a ellos entre los que incluye este. Me formaron con moral y ética, y me motivaron contantemente para alcanzar mis anhelos.

Asimismo, a mis familiares en general. Sé que este momento es tan especial para ustedes como lo es para mí.

A todos ellos, muchas gracias de corazón.

Ciro Alonso Hoyos Tuesta

Índice

Dedicatoria.....	vi
Agradecimiento	vii
Índice	viii
Índice de Tabla	xiv
Índice de Figuras	xv
Índice de Planos.....	xvi
Resumen	xviii
Abstract.....	xviii
Introducción.....	1
CAPÍTULO I.....	1
REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA.....	2
1.1 Generalidades.....	2
1.2. Exploración Preliminar Orientando la Investigación.....	2
1.3.Aspectos Generales del Estudio.....	2
CAPÍTULO II.....	3
MARCO TEÓRICO.....	3
2.1.Antecedentes, Planteamiento, Delimitación, Formulación del Problema a resolver ...	3
2.1.1.Antecedentes del Problema	3
2.1.2.Planteamiento del Problema.....	4
2.1.3. Delimitación del Problema.....	4
2.1.4. Formulación del Problema a Resolver	4
2.2.Objetivos	5
2.2.1.Objetivo General.	5
2.2.2.Objetivos Específicos.....	5
2.3 Justificación de la Investigación	5
2.4. Delimitación de la Investigación	6
2.5. Antecedentes de la Investigación.....	6
2.6.Marco Teórico.....	8
2.6.1.Climatología.....	8
2.6.2. Hidrología.....	9
2.6.3. Precipitación.....	11
2.6.4. Escorrentia Superficial	12

2.6.5. Evaporacion	13
2.6.6 Coeficiente de Escorrentia	13
2.6.7. Caudal de diseño	15
2.6.8. Medicion de Caudales	15
2.6.9. Cunetas	16
2.6.10. Diseño estructural de cunetas	17
2.6.11. Consideraciones Hidraulicas	22
2.6.12. Transiciones	23
2.6.13. Taludes de Cunetas	24
2.6.14 Coeficiente de rugosidad	24
2.6.15. Ancho de solera	25
2.6.16. Tirante	25
2.6.17 Area hidraulica	26
2.6.18. Borde Libre	26
2.6.19. Profundidad total de cunetas	28
2.6.20 Velocidad	28
2.6.20.1. Velocidad Minima	28
2.6.20.2. Velocidad maxima de erosion	28
2.6.21. Revestimientos de cunetas	29
2.6.22. Marco Conceptual	30
2.6.23. Marco historico	31
2.5. Hipótesis a demostrar	31
CAPÍTULO III	32
MATERIAL Y MÉTODOS	32
3.1. Materiales	32
3.1.1. Recursos Humanos	32
3.1.2. Recursos Materiales y servicios	32
3.1.3. Recursos de Equipos	33
3.1.4. Otros Recursos	33
3.2. Metodología de la Investigación	33
3.2.1. Universo y/o Muestra	33
3.2.1.1. Universo y/o muestra	33
3.2.1.2. Muestra poblacion	33
3.2.2. Sistemas variables	33

3.2.2.1. Variable independiente	33
3.2.2.2. Variable dependiente.....	34
3.2.3. Diseño experimental de la Investigacion	34
3.2.4 Diseñode instrumentos	34
3.2.4.1. Trabajos de campo	34
3.2.4.2 Recopilacion de informacion	35
3.2.4.3. Trabajos de gabinete	35
3.2.5 Procesamiento de informacion	36
3.2.5.1. Topografia.....	36
3.2.5.2 Hidrologia	41
3.2.5.3. Precipitacion	41
3.2.5.4. Calculo del tiempo de concentracion.....	44
3.2.5.5. Calculo de la intensidad maxima de diseño	45
3.2.5.6. Determinacion del Area drenada.....	53
3.2.5.7. Determinacion del coeficiente de escorrentia	56
3.2.6. Caudal de escurrimiento.....	60
3.2.6.1. Calculo del caudal de diseño	60
3.2.6.2 Diseño del sistema de drenaje.....	75
3.2.6.3. Criterios generales para el diseño	83
3.2.6.4. Diseño hidraulico de cunetas y alcantarillas.....	83
3.2.7. Diseño estructural de cunetas y alcantarillas.....	85
3.2.7.1. Diseño estructural de cunetas	85
3.2.7.2 Diseño estructural de alcantarillas	113
CAPÍTULO IV.....	150
RESULTADOS Y DISCUSIÓN	150
4.1. Intensidad maxima de diseño.....	150
4.2. Areas colectoras de lluvias.....	150
4.3. Coeficiente de escorrentia.....	150
4.4. Caudales de escurrimiento	150
4.4.1. Caudales de escurrimiento de colectores, cunetas y alcantarillas	150
4.4.2. caudales de escurrimiento por tramos de colectores, cunetas t alcantarillas ...	151
4.5. Dimensionamiento de colectores, cunetas y alcantarillas.....	151
4.5.1. Longitud de colectores	151
4.5.2. Longitud de cunetas	151

4.5.3. Longitud de alcantarillas	151
4.5.4. Obras complementarias.....	151
4.6. Analisis de suelo	151
4.7. El analisis y discusionde resultados de la presente tesis.....	151
4.8. Selección de alternativa	153
4.9. Constratacion de hipotesis	154
CONCLUSIONES	155
RECOMENDACIONES	156
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	157
ANEXOS	156
ANEXO 1: Estudio de suelos	160
PLANOS	161

Índice de Tablas

Tabla 1. Valores del coeficiente de escorrentia	14
Tabla 2. Valores para la determinacion de coeficiente de escorrentia	15
Tabla 3. Taludes recomendables según tipo de material	24
Tabla 4. Coeficiente de rugosidad según el material	24
Tabla 5. Ancho de solera en relacion con el caudal	25
Tabla 6. Borde libre en relacion del caudal	27
Tabla 7. Relacion de borde libre con ancho de solera	17
Tabla 8. Velocidades maximas de erosion.	29
Tabla 9. Informacion topografica de calles	37
Tabla 10. Informacion topograficas de calles.....	39
Tabla 11. Ocurrencia cronologica de la precipitacion	42
Tabla 12. Ordenamiento y Analisis estadistico de la informacion pluviometrica.....	43
Tabla 13. Resumen de valores del tiempo de concentracion.....	44
Tabla 14. Resumen de valores de tm vs presipitacion.....	47
Tabla 15. Resumen de valores de tm vs presipitacion (metodo gumbel)	49
Tabla 16. Comparacion de intesidades de diseño.....	49
Tabla 17. Distribucion porcentual de la precipitacion.....	50
Tabla 18. Distribucion porcentual de la precipitacion.....	50
Tabla 19. Pruebas de bondad o ajuste de smirnov-kolmogorov.....	52
Tabla 20. Areas colectoras de lluvia.....	54
Tabla 21. Areas colectoras de lluvia.....	55
Tabla 22. Determinacion del coeficiente de escorrentia.....	56
Tabla 23. Determinacion del coeficiente de escorrentia.....	58
Tabla 24. Caudales de escurrimiento de las cunetas proyectadas: metodo racional	61
Tabla 25. Caudales de escurrimiento de las cunetas proyectadas: metodo racional	62
Tabla 26. Caudales de escurrimiento de las cunetas proyectadas: metodo racional	64
Tabla 27. Caudales de escurrimiento de las cunetas proyectadas: metodo mac math.....	66
Tabla 28. Caudales de escurrimiento de las cunetas proyectadas: metodo mac math.....	68
Tabla 29. Caudales de escurrimiento de las cunetas proyectadas: metodo mac math.....	70
Tabla 30. Comparacion de caudales de diseñosegun metodos aplicados.....	72
Tabla 31. Comparacion de caudales de diseñosegun metodos aplicados.....	73
Tabla 32. Comparacion de caudales de diseñosegun metodos aplicados.....	74

Tabla 33. Resumen del calculo del caudal en cunetas y alcantarillas	76
Tabla 34. Resumen del calculo del caudal en cunetas y alcantarillas	77
Tabla 35. Resumen del calculo del caudal en cunetas y alcantarillas	79
Tabla 36. Resumen del calculo del caudal en cunetas y alcantarillas	81
Tabla 37. Dimensiones minimas de cunetas.....	84

Índice de Figuras

Figura 1. Seccion típica de cuneta	17
Figura 2. Poza sin agua, terreno seco	18
Figura 3. Pozo lleno hasta la cota superiorde la pared lateral, terreno seco	18
Figura 4. Vista isometrico de una transicion en un canal	23
Figura 5. Seccion rectangularde un canal.....	25
Figura 6. Sección de cuneta.....	85
Figura 7. Sección transversal de la cuneta.....	86
Figura 8. Diagrama de momentos de la cuneta para el caso i	88
Figura 9. Seccion de la superficie lateral de la cuneta.....	89
Figura 10. Diagrama de momentos de la cuneta	91
Figura 11. Distribucion de acero de la cuneta	98
Figura 12. Seccion de cuneta 0.80x0.60.....	99
Figura 13. Seccion transversal de la cuneta.....	100
Figura 14. Diagrama de momentos de la cuneta caso i	102
Figura 15. Diagrama de momentos de la cuneta caso ii	105
Figura 16. Distribucion de acero de la cuneta	112
Figura 17. Sistemas de cargas en las alcantarillas	113
Figura 18. Diagrama de esfuerzos en elmarco rigido.....	115
Figura 19. Analisis estructural del marco rigido por el metodo hardy cross.....	119
Figura 20. Esfuerzos en el tramo1-2 marco rigido	120
Figura 21. Diagrama de esfuerzos cortantes del marco rigido	121
Figura 22. Esfuerzos en la losa del marco rigidoa una distancia “x”	122
Figura 23. Esfuerzos en las paredes del marco rigidoa una distancia “x”	123
Figura 24. Diagrama de momentos del marco rigido	125
Figura 25. Disposicion del acero en la alcantarilla.....	136
Figura 26. Sistemas de cargas en las alcantarillas	137
Figura 27. Diagrama de esfuerzos en el marco rigido	139
Figura 28. Analisis estructural del marco rigido por el metodo hardy cross.....	142
Figura 29. Esfuerzos en el tramo1-2 marco rigido	143
Figura 30. Diagrama de esfuerzos en elmarco rigido	144
Figura 31. Esfuerzos en la losa del marco rigidoa una distancia “x”	145

Figura 32. Esfuerzos en las paredes del marco rigido a una distancia “x”	146
Figura 33. Diagrama de momentos del marco rigido	148
Figura 34. Disposicion del acero en la alcantarilla.....	149

Índice de Planos

Plano 1. Plano topografico - lotizacion	T - 1
Plano 2. Plano de flujos de precipitaciones	PF - 1
Plano 3. Plano de mecanica de suelos - calicatas	UC - 1
Plano 4. Plano obras de arte.....	OA - 1

Resumen

En la actualidad el crecimiento acelerado de la población en la mayoría de las ciudades del país, ha traído como consecuencia el aumento de la demanda de mayores y mejores servicios públicos entre los cuales tienen especial importancia los excedentes de aguas pluviales, conocido como drenaje pluvial urbano. El proyecto de tesis denominado: **Diseño hidráulico y estructural del sistema de drenaje pluvial de la localidad de Fausa Sapina, Provincia el Dorado, Región San Martín**, busca dar 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 la Localidad de Fausa Sapina; cuando se presentan precipitaciones pluviales ordinarias y extraordinarias. En el presente trabajo de tesis, se ha realizado levantamientos topográficos en la zona urbana actual 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 28.58 Ha., lo que ha dividido en 37 áreas colectoras, dentro de las cuales se han determinado 140 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. El presente trabajo servirá de base para la ejecución de obras de drenaje pluvial urbano, los mismos que se plantea su ejecución a corto y mediano plazo, por la magnitud de los costos de construcción.

Palabras Clave: Drenaje urbano, aguas pluviales, modelamiento hidráulico, cálculo hidráulico.

Abstract

Nowadays, the rapid growth of the population in most cities of the country, has resulted in increased demand for higher and better public services and one of the most important public services is surplus stormwater, known as urban storm drain. The thesis project called: Hydraulic and structural design of the storm drainage system in the town of Fausa Sapina, El Dorado, San Martin, the research seeks to solve the serious problems of, progressive deterioration of slope public roads, platforms of existing arts works, which occur in Fausa Sapina when ordinary and extraordinary rainfall occurs. In this thesis, topographical surveys have been carried out in the current urban area, information that allowed us to obtain the plans of the project.

Topographic plans (blocks and level curves) allow us to define a total area of 28.58ha to be drained, which has been divided into 37 collecting areas and 140 stormwater collector areas have been determined, see the Plan of Collector Areas (PCA). This work will serve as the basis for the execution of urban storm drainage works, which are proposed for their execution in the short and medium term, because of the magnitude of the construction costs.

Keywords: Urban drainage, stormwater, hydraulic modeling, hydraulic calculation.



Introducción

En los últimos años la provincia de El Dorado, específicamente en el distrito de San José de Sisa ha recibido en su territorio un gran flujo migratorio acelerado, que ha motivado el poblamiento de áreas terrenales hasta ese entonces no habitadas, como es el caso de la localidad de Fausa Sapina motivo por el cual se plantea el diseño hidráulico de un sistema de drenaje pluvial de esta localidad, lo que generará la evacuación ordenada de las aguas pluviales de la mencionada zona.

Los proyectos hidráulicos típicos de defensa o de protección contra el agua, son los de drenaje urbano, drenaje vial y drenaje agrícola; comprenden, además, los de encauzamiento de ríos, los de defensa contra las inundaciones y otros.

La urbanización incrementa tanto el volumen como la velocidad de la escorrentía, por lo cual se han hecho esfuerzos en áreas urbanas para atenuar estos efectos.

El presente trabajo se concentra específicamente al diseño de cunetas y alcantarillas del área comprendida por esta localidad, con el fin de drenar las aguas superficiales originado por la caída de las lluvias, garantizando un buen funcionamiento hidráulico tratando de mantener, manteniendo la rasante de las calles y vías de acceso en óptimas condiciones.

Las lluvias a inicio de cada año se producen a nivel nacional debido a factores hidrológicos, y de estos no son ajenos diversos distritos y provincias de nuestra Región San Martín, esto ocasiona el incremento de las escorrentías de aguas pluviales en diversas vías públicas, como se puede apreciar en la Localidad de Fausa Sapina; Provincia El Dorado; Región San Martín”, ocasionando el deterioro de la plataforma de las calles, obstaculizando el libre tránsito de los transeúntes y en mayores casos la propagación de enfermedades debido a la acumulación de agua no evacuadas. Tras la percepción de estos hechos nos ha motivado, a buscar alternativas de solución basadas en criterios para el diseño hidráulico y estructural de obras de drenaje.

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.

CAPÍTULO I

REVISIÓN BIBLIOGRÁFICA

1.1. Generalidades

En estos últimos años la región San Martín, es concentración de migrantes principalmente de la sierra y esto ha provocado un acelerado crecimiento poblacional en la Localidad de Fausa Sapina, y es por ello que se ha visto necesario elaborar el Proyecto de Drenaje Pluvial ya antes mencionado. La presente tesis constituye un aporte técnico de solución al problema de drenaje, en la cual se propone desarrollar el “DISEÑO HIDRAULICO Y ESTRUCTURAL DEL DRENAJE PLUVIAL URBANO DE LA LOCALIDAD DE FAUSA SAPINA - PROVINCIA EL DORADO Y REGION DE SAN MARTIN”

La tesis se ha elaborado de acuerdo a los requisitos y normas técnicas que se especifican en cada una de las áreas, tanto en hidráulica y así como en estructuras; también se contó con información auxiliar como son: tablas, cuadros, y formulas empleadas durante su desarrollo.

1.2. Exploración preliminar orientado la investigación

Para el trabajo de investigación 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. 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).

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.

1.3. Aspectos generales del estudio

La Localidad de Fausa Sapina a comparación de los diferentes pueblos aledaños presentan un crecimiento demográfico acelerado producto de la migración continua, y esto ha originado un desordenado desarrollo urbano, trayendo consigo consecuencias un mal manejo de las aguas pluviales, hecho que nos motivó a la formulación de la presente tesis. urbano, como es el asfaltado de calles y sus autoridades se preocupan en generar fuentes de

CAPÍTULO II

MARCO TEÓRICO

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

2.1.1. Antecedentes del problema

Nuestro país en la región de la selva, específicamente el Departamento de San Martín, cuenta con una gran variedad de características geográficas, ecológicas, climatológicas, esto permite que ocurran múltiples fenómenos naturales, provocando desastres lo cual hace que la población se sienta amenazada y que la infraestructura de las localidades existentes también se encuentre vulnerables.

Permanente escuchamos hablar sobre el problema del sistema de drenaje pluvial, como calles en mal estado por las fuertes precipitaciones en épocas de invierno, inundación de casas, lo que en realidad muestra la gran problemática que se vive en diversas partes de la región, en este caso la localidad de Fausa Sapina.

Con la elaboración y aplicación del diseño del sistema de drenaje pluvial se plantea mejorar las condiciones de salubridad y la normal transitabilidad vehicular y peatonal de la población a través de una eficiente prestación de los servicios de drenaje pluvial, para poder brindar a la población un medio urbano con condiciones favorables de desarrollo y con un medio ambiente limpio y sin contaminación, se desea revertir el alto grado de incidencia de enfermedades de la población por origen hídrico, lo cual incidirá en la economía de los hogares por la disminución de gastos en medicinas, originando mejora en la calidad de vida de la población por la mayor disponibilidad de recursos económicos, de igual modo es menester brindar al inversionista privado un ambiente de habitabilidad para que se desarrolle y esto revierta en la dinámica económica local.

Las intensas lluvias en la zona generan la acumulación de agua y en algunos casos la inundación de viviendas; sumado a esto el tránsito peatonal en época de invierno se torna dificultoso y esto provoca que se agrave más la situación, ya que deteriora con más rapidez la superficie de rodaje, ocasiona lodo y charcos.

Debido a que la Localidad de Fausa Sapina no posee un sistema de drenaje pluvial y con la finalidad de analizar e interpretar la realidad y determinar la problemática existente, enfocamos la investigación para plantear una propuesta que resuelva los problemas que presenta las condiciones actuales de esta Localidad, mediante el Diseño Hidráulico del Drenaje Pluvial Urbano, Utilizando todos los lineamientos técnicos necesarios para

presentar un soporte de los cálculos, de tal manera contribuir a 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 esta parte de la Localidad de Fausa Sapina , desde un punto de vista general, lo que se puede apreciar es la falta de mejoramiento de sus calles, esto implica primero tener un sistema de drenaje pluvial, lo cual es muy importante y necesario para la población de esta localidad, ya que con el crecimiento poblacional y la falta de un plan piloto para una adecuada distribución, los pobladores están emergidos en problemas tales como salubridad, comodidad y tránsito por la falta de un sistema de drenaje pluvial urbano, teniendo como causa principal las intensas precipitaciones que existen en esta parte de la región, provocando así muchas veces la formación de charcos mal olientes e infecciosos, y bacheos superficiales en la plataforma de vía.

La migración masiva y con ella la tecnificación de la ganadería; tierras aptas para una buena agricultura, una adecuada ubicación ha provocado que el flujo económico gire en torno al pueblo y es por ello que el ingreso económico del pueblo tiene que ser directamente proporcional a la calidad de vida de sus habitantes

2.1.3. Delimitación del problema

Ante la situación negativa que actualmente están atravesando los pobladores de la zona al no prestar un escenario urbano con un nivel aceptable de calidad de vida.

La falta de existencia de un sistema de drenaje pluvial está causando condiciones de desorden por la falta de evacuación de las aguas de lluvia.

¿Cómo el diseño hidráulico y estructural del sistema de drenaje pluvial, mejorará la transitabilidad vehicular y peatonal de la localidad de Fausa Sapina, Provincia El Dorado Región San Martín?

2.1.4. Formulación del problema.

Ante la situación negativa que actualmente están atravesando los pobladores de la zona al no prestar un escenario urbano con un nivel aceptable de calidad de vida.

La falta de existencia de un sistema de drenaje pluvial está causando condiciones de desorden por la falta de evacuación de las aguas de lluvia.

¿Cómo el diseño hidráulico y estructural del sistema de drenaje pluvial, mejorará la transitabilidad vehicular y peatonal de la localidad de Fausa Sapina, Provincia El Dorado, Región San Martín?

2.2. Objetivos

La presente investigación presenta los siguientes objetivos:

2.2.1. Objetivo general

Diseñar el hidráulico y estructural del Drenaje pluvial de la Localidad de Fausa Sapina Provincia del Dorado Región San Martín.

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 localidad de Fausa Sapina, se encuentra en la provincia de El Dorado, departamento de San Martín y pese a su antigüedad y siendo actualmente una ciudad estratégicamente turística se ha visto la concentración de migrantes a la ciudad generando un gran crecimiento poblacional. En la actualidad no cuenta con un sistema de drenaje pluvial que garantice la ordenada y segura evacuación de las precipitaciones pluviales, siendo de necesidad urgente la lucha constante contra las precipitaciones, ya que el tema de las lluvias son un fuerte problema en esta zona, claro ejemplo de ello es el mal estado de las calles, inundaciones de viviendas a menudo, hace que los pobladores busquen solucionar sus problemas generados por las intensas lluvias constantes.

Ante este problema se plantea el Diseño hidráulico del sistema de drenaje pluvial, de la localidad de Fausa Sapina, Provincia El Dorado, Región San Martín.

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 investigación, es la Localidad urbana de Fausa Sapina. 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. Antecedentes de la investigación

(Ortuño, E.2016), realizó una tesis denominada Aplicación de un modelo de drenaje urbano a dos subcuencas de la ciudad de Bogotá. (Perfil de profundización de Posgrado), Universidad Nacional de Colombia, llegando al siguiente resumen:

En el presente trabajo se presenta la aplicación del modelo City Drain en dos subcuencas de la ciudad de Bogotá, una pluvial y una sanitaria, ubicada al nororiente de la ciudad. Se utilizó la información del Plan Maestro de Mediciones implementado por la Empresa de Acueducto, Alcantarillado y Aseo de Bogotá. Con datos de nivel medidos en campo y con la respectiva curva de calibración, se obtuvieron valores de caudal. Para la calibración del modelo se modificaron los parámetros de cada Unidad Gestión de Alcantarillado (UGA) que conforman cada subcuenca, hasta lograr un ajuste adecuado de los caudales observados con los simulados, determinando grado de incertidumbre de los parámetros. Los parámetros más sensibles a la calibración fueron el K de Muskingum, X de Muskingum, pérdidas iniciales h_i , pérdidas permanentes h_p y caudal en tiempo seco, el cual dependía de las unidades según uso (residenciales, comerciales, oficiales, industriales, multiuso).

Para la calibración se tuvo en cuenta el patrón de comportamiento de diferentes eventos, esto facilitó el uso de factores multiplicadores que fueron ingresados al modelo para mejorar

el ajuste de los caudales generados. Los parámetros que se calibraron en este trabajo final fueron el K y X de Muskingum, las pérdidas iniciales y permanentes y el de mayor incidencia el caudal en tiempo seco.

Las conclusiones son:

Al realizarse una calibración forzando el modelo, por medio de la variación de parámetros manualmente, el trabajo se hace dispendioso y en el momento que se quiera realizar la calibración para una subcuenca con mayor número de UGA, se puede llegar a no lograrla.

Al calibrar los eventos con mayor ingreso de precipitación al sistema, se evidenciaron deficiencias en el modelo en cuanto a subestimación en los caudales generados por esa escorrentía.

El mantener un modelo integrado de drenaje urbano activo y cumpliendo con los objetivos para los cuales fue creado, hace que su mantenimiento sea costoso con el fin de contar con equipos de medición en óptimas condiciones, facilitando de esta manera la continua calibración del modelo.

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.

2.6. marco teorico o fundamentacion teorica de la investigacion.

2.6.1. 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 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 determina 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.

2.6.2. 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 los mismos, 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.

2.6.3. Precipitación

Según Chereque Moran, Wendor, la precipitación en general es el término que se refiere a todas las formas 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:

- a) El aire húmedo de los estratos bajos es calentado por conducción.
- b) El aire húmedo, entonces, se torna más leve que el de las vecindades y experimenta una ascensión adiabática.
- c) 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.
- d) A partir de ese nivel, con núcleos giroscópicos, el vapor de agua se condensa formando minúsculas gotas a lo largo de dichos núcleos.
- e) Dichas gotas se mantienen en suspensión hasta que por un proceso de crecimiento, alcanzan el tamaño suficiente para precipitar.

2.6.4. 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.

2.6.5. 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.

2.6.6. 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, intercepción vegetal, detención superficial en cunetas, zanjas o depresiones, y por infiltración, el cual es función de la impermeabilidad del terreno y es por esto que en algunos casos se llama coeficiente de impermeabilidad.

La determinación absoluta de este coeficiente es muy difícil ya que existen hechos que pueden hacer que su valor varíe con el tiempo.

Se expresa como la relación:

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

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 AREA DRENADA	COEFICIENTE "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
Patios de Ferrocarril	0.20 – 0.40
Zonas Suburbanas	0.10 – 0.30
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.

Los parámetros para la determinación del valor de coeficiente de escorrentía según el Método de Mac Math, se encuentran plasmados en la siguiente tabla.

Tabla 2:

valores para la determinación del coeficiente de escorrentía según el método Mac match.

VEGETACION Cobertura 100%	C1	SUELO Textura	C2	TOPOGRAFIA 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

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

2.6.8. Medicion 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.

$$V = a * n + b$$

Donde:

V..... velocidad en el punto

- n.....** numero de revoluciones por seg.= R/t
a,b.... constante de calibración

2.6.9. 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 a la longitud de la cuneta, sus dimensiones y el caudal máximo que puede soportar el 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 la cunetas no tienen suficiente capacidad para la intensidad pluvial local, se deberá agregar desfuegos intermedios entre las alcantarillas existentes.

2.6.10. 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.

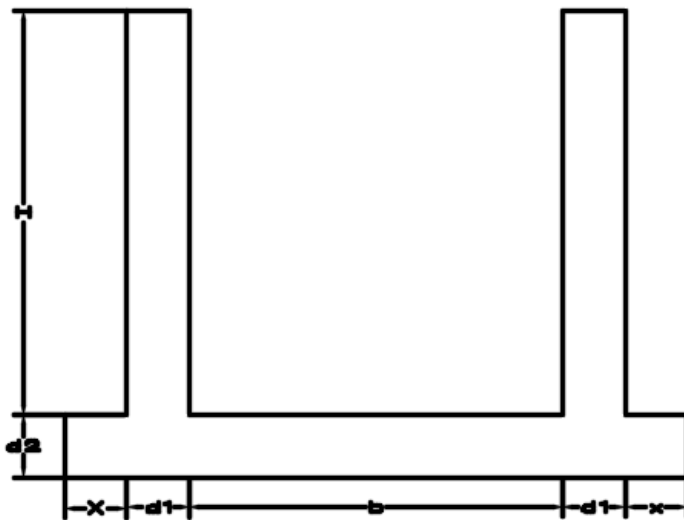


Figura 1: Sección típica de cuneta. (fuente: Morales Uchofen, Walter)

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:

A.1. 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.

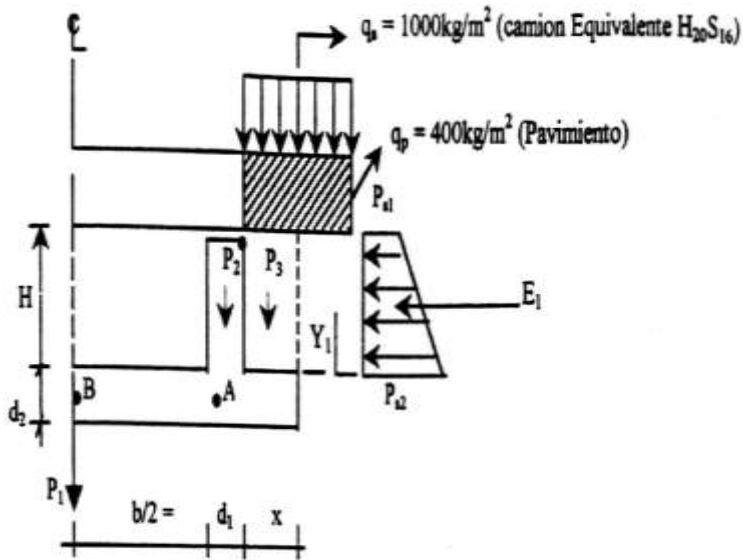


Figura 2: Poza sin agua, terreno seco. (fuente: Morales Uchofen, Walter)

A.2. 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.

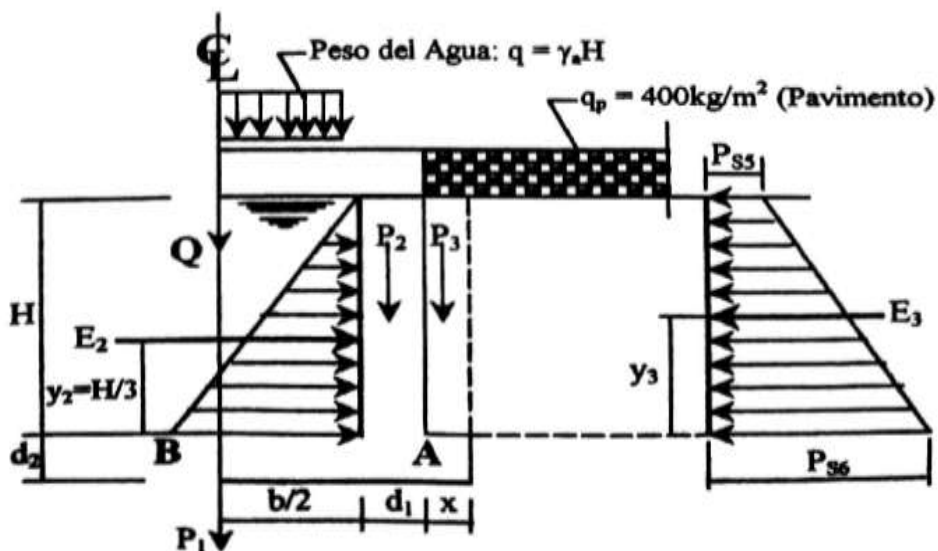


Figura 3: Poza llena hasta la cota superior de la pared lateral, terreno seco. (fuente: Morales Uchofen, Walter)

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.

A3.1. Criterios Generales para el Diseño.

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

Es el refuerzo perpendicular al principal.

Los espaciamientos "S" permisibles son:

$$0.45 \text{ m} > S < 5d \dots\dots\dots (23)$$

$$S = A_y/AS \dots\dots\dots (24)$$

Cuantías mínimas a usar, serán:

$$\text{Para: muros} \quad P_{\min r} = 0.0025 \dots\dots\dots (25)$$

$$\text{Losas} \quad P_{\min r} = 0.0018 \dots\dots\dots (26)$$

Luego las áreas de Refuerzo por Temperatura " A_{st° ", serán:

$$\text{Para: muros} \quad A_{s r} = 0.0025 b d_T$$

$$\text{Losas} \quad A_{s r} = 0.0018 b d_T$$

Donde:

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

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

A_S = Área total del refuerzo (cm^2)

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

Refuerzo Mínimo de Elementos Sujetos a Tracción ($A_{S_{\min}}$)

Las cuantías Mínimas a usar $f_y = 4200$ Kg/cm², serán:

Para:	Losas	$P_{\min r} = 0.0017$
	Muros	$P_{\min r} = 0.0015$

Luego las Áreas del Refuerzo Mínimo " $A_{S_{\min}}$ ", serán:

$$\text{Para: Muros } A_{S_{\min}} = 0.0015 b d \dots (27)$$

$$\text{Losas } A_{S_{\min}} = 0.0017 b d \dots (28)$$

Donde:

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

Recubrimiento de Concreto para el Refuerzo (r).

Consideramos lo siguiente:

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

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

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

A3.2. Elementos Rectangulares con Refuerzo de Tracción Únicamente.

El momento resistente a la rotura será calculado, según:

$$As = \frac{Mu}{\phi f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)} \dots\dots\dots (29)$$

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

Donde:

As = Área del refuerzo en tracción (cm^2).

f_y = Límite de fluencia del refuerzo, se usará $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

d = Distancia de la fibra extrema en compresión al centroide del refuerzo en tracción (cm)

a = Profundidad del prisma rectangular de esfuerzos (cm)

f'_c = Resistencia a la compresión del concreto a los 28 días, se usará $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ para obras de arte y $f'_c = 175 \text{ Kg/cm}^2$ para cunetas.

b = Ancho de la cara en Compresión de un elemento sujeto a flexión (cm), para nuestro caso $b = 100 \text{ cm}$.

Φ = Factor de reducción de capacidad, se usará el factor para flexión y tracción simple $\Phi = 0.90$.

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

$$P = \frac{As}{bd} < 0.75 P_b \dots\dots\dots (31)$$

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

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 $P_{\text{máx}} = 0.016$

A3.3. Resistencia a la Rotura por Fuerza Cortante (τ_u)

El esfuerzo cortante nominal en la rotura " τ_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 " τ_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:

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

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.

2.6.11. 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.

2.6.12. 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.

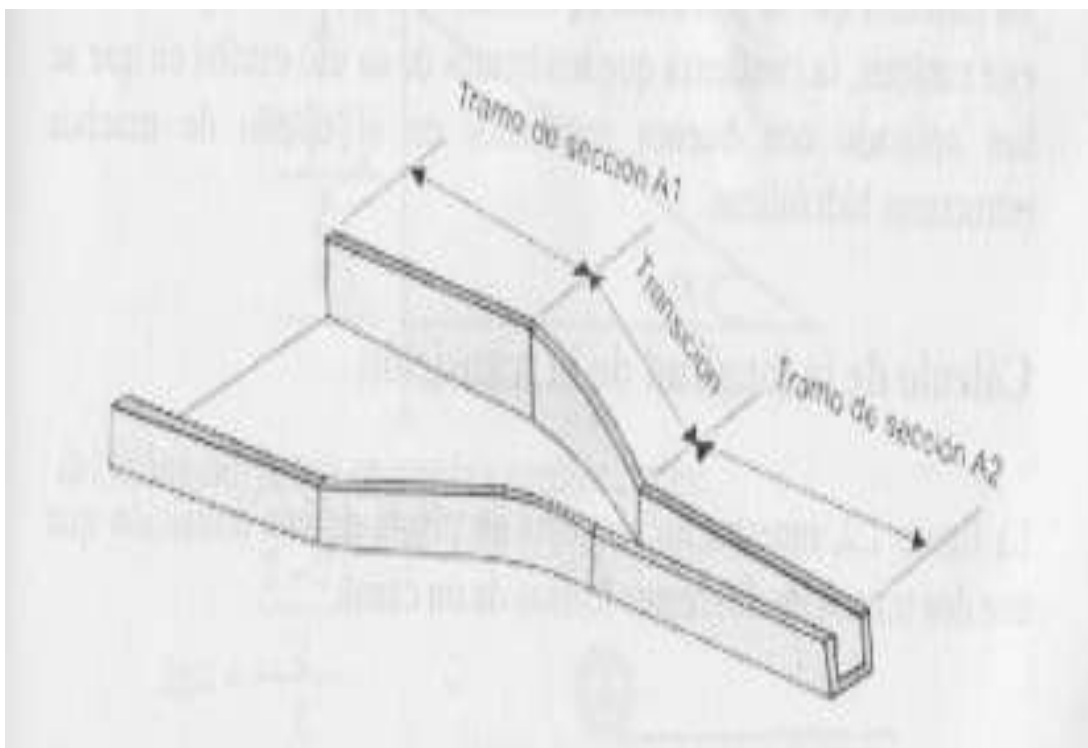


Figura 4: Vista isométrica de una transición en un canal. Fuente: Villón Béjar, Máximo. “Diseño de estructuras hidráulicas”, pág.13.

2.6.13. 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

2.6.14. 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 (n)
Tierra : alineada y uniforme	0.025
Roca : lisos y uniformes	0.033
Roca : con salientes	0.040 ✓
Dragados en 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.

2.6.15. 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

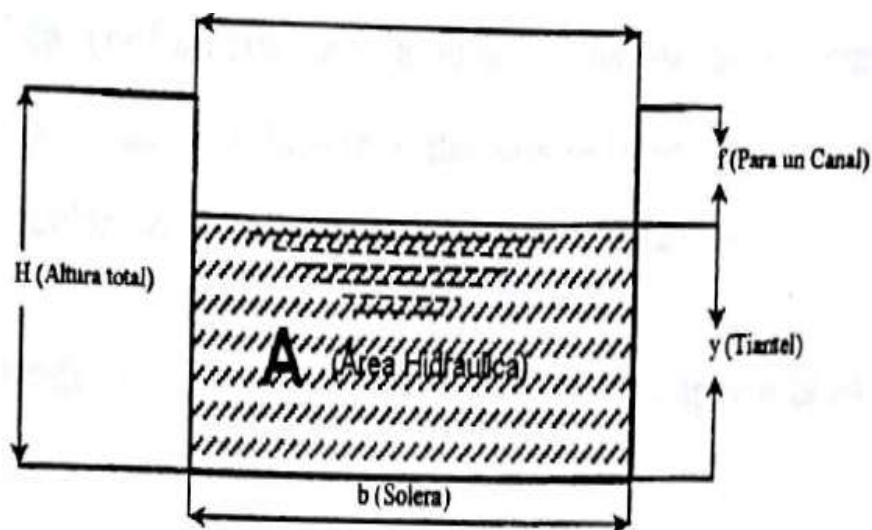


Figura 5: Sección rectangular de un canal. (Fuente: Walter Morales Uchofen, "Infraestructura de riego")

2.6.15.1. 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:

a. Selección de Máxima Eficiencia Hidráulica

$$B/y = 2Tg\left(\frac{\theta}{2}\right)$$

2.6.17. 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

2.6.18. 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 relacion del caudal

CAUDAL m ³ /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

2.6.19. 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.

2.6.20. Velocidad (v)

Según Morales Uchufen, 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:

2.6.20.1. Velocidad Mínima (v_{\min})

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.

2.6.20.2. Velocidad Máxima de Erosión (v_{\max})

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 medias 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

2.6.21. 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.

Los revestimientos de las cunetas deben 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.

2.6.22. 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.

2.6.23. Marco histórico

La localidad de Fausa Sapina se dedica a la ganadería, tierras aptas para una buena agricultura, una adecuada ubicación libre de inundaciones y a esto sumamos el mejoramiento de las vías de comunicación ha provocado que la migración se incremente en esta última década.

El pueblo en conjunto, con apoyo de sus autoridades locales ha construido un sistema de drenaje empírico y en algunos casos estos se han realizado por el cauce natural de las aguas pluviales.

Han pasado los años y el flujo económico en la zona ha mejorado sustancialmente, teniendo como centro económico de la Localidad de Fausa Sapina , por lo, tanto es de vital importancia sumarlo a esto una mejor calidad de vida para los contribuyentes, el pueblo.

2.7. Hipótesis a demostrar

El diseño hidráulico y estructural del drenaje Pluvial urbano contribuye a mejorar la calidad de vida de la población de la Localidad de Fausa Sapina Provincia De El Dorado Región De San Martín

CAPÍTULO III

MATERIAL 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

a. 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 Privado.

b. 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.

c. 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.

3.1.2. Recursos materiales

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

Estudio hidrológico

Se ha utilizado los datos recopilados por SENAMHI.

Estudio topográfico

Prisma

Trípode

Wincha de 50m

Pintura esmalte

Libreta de campo

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:

Estudio topográfico

Estación Total

GPS

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 Fausa Sapina

3.2.1.2. Muestra población

La Población de Fausa Sapina.

3.2.2. Sistema de variables

3.2.2.1. Variable independiente

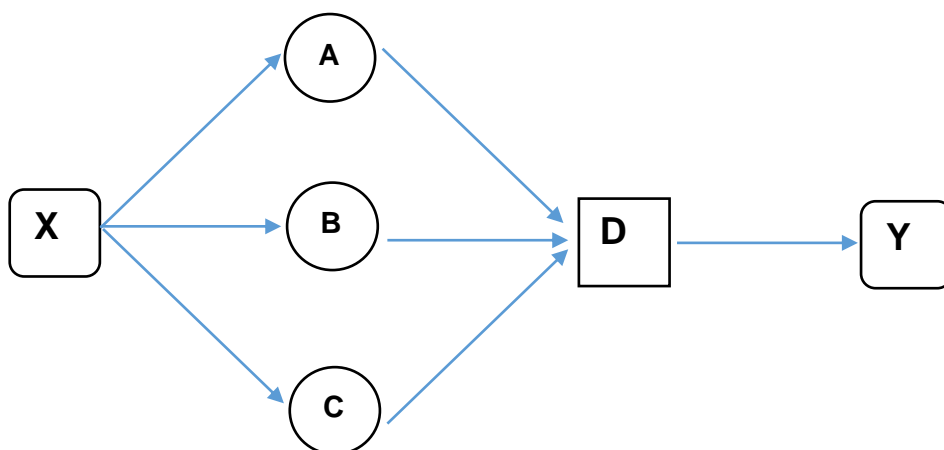
Diseño hidráulico y estructural del drenaje Pluvial urbano de Fausa Sapina.

3.2.2.2 Variable dependiente

Contribuye en mejorar la calidad de vida de la población que habita en la Localidad de Fausa Sapina.

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 = situación del problema que requiere de la investigación para el Diseño Hidráulico y Estructural del Drenaje Pluvial Urbano.

A = Efectuar estudios topográficos.

B = Recopilación de datos Hidrológicos.

C = Realizar estudio de mecánica de suelos

D = Contribuye en mejorar la calidad de vida de la población que habita en la Localidad de Fausa Sapina.

Y = Resultado de la investigación, presenta la validación de la hipótesis obteniendo el Diseño Hidráulico y Estructural del Drenaje Pluvial Urbano.

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 procedió a realizar el levantamiento topográfico del área en estudio, tanto plan métrico 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 Meteorológica. - Intensidades máximas en 24 horas, obtenida del Servicio Nacional de Meteorología e Hidrología San Martín, (SENAMHI) de la Estación Climatológica Corpac (C.0) de Tarapoto.

Información Topográfica. – No se contó con planos catastrales, pues se tuvo que realizar el levantamiento Catastral Urbano a escala 1/2,000 y topográfico de detalle a escala 1/1,250.w

Información Estadística. - Recopilada del último Censo Nacional para contrastar con la información de campo, obtenida del Instituto Nacional de Estadística e Informática (INEI)

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.

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.

Información estadística

Basándose en la información obtenida de la estación CO - Corpac de 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.

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:

información básica requerida

3.2.5.1. Topografía

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 el cuadro N° 01 conteniendo información topográfica básica como longitud de calles, cotas de terreno, pendientes y desniveles

Tabla 9*Información topográfica de calles*

COLECTOR	TRAMO	CALLE	LONGITUD	COTA TERRENO		DESNIVEL m	PENDIENTE %
				INICIO	FINAL		
Colector N°1	09 - 10	Jr. San Pablo	87.50	323.677	323.77 1	0.093	0.69
Alcantarill a	10 - 26	Jr. San Pablo	7.20	323.771	324.91 8	0.19	2.64
Colector N°1	26 - 27	Jr. San Pablo	108.65	324.918	323.71 9	1.17	1.51
Alcantarill a	27 - 38	Jr. San Pablo	7.20	323.719	321.03 2	0.05	0.69
Colector N°1	38 - 39	Jr. San Pablo	74.30	321.032	320.83 7	1.12	1.43
Alcantarill a	39 - 50	Jr. San Pablo	7.20	320.837	321.81 6	0.03	0.42
Colector N°1	50 - 51	Jr. Sinchi Roca	111.70	325.243	325.64 9	1.57	1.32
Colector N°1	51 - 52	Jr. Sinchi Roca	41.10	325.649	325.51 0	0.78	1.54
Colector N°2	13 - 14	Jr. Sinchi Roca	51.30	325.510	325.37 2	0.22	0.29
Alcantarill a	14 - 30	Jr. Sinchi Roca	7.20	326.477	326.43 8	0.15	2.08
Colector N°2	30 - 31	Jr. Sinchi Roca	128.15	326.829	326.79 7	1.18	1.54
Alcantarill a	31 - 42	Jr. La Marginal	7.20	328.762	329.25 9	0.49	6.81
Colector N°2	42 - 43	Jr. La Marginal	140.25	329.534	332.83 6	0.46	0.59
Alcantarill a	43 - 48	Jr. La Marginal	7.20	333.526	336.46 6	0.17	2.36
Colector N°2	48 - 47	Jr. La Marginal	98.75	336.002	336.32 8	0.326	1.13
Colector N°3	34 - 35	Jr. Las Lomas	46.03	326.423	326.55 6	0.133	0.84
Alcantarill a	35 - 46	Jr. Las Lomas	7.20	326.496	326.85 6	0.3	4.17
Colector N°3	46 - 47	Jr. Las Lomas	54.86	328.778	332.89 6	0.95	1.22
Alcantarill a	47 - 54	Jr. Las Lomas	7.20	335.772	348.92 6	.12.23	8.25
Colector N°4	54 - 55	Jr. Apurima c	79.15	327.16 5	327.35 6	1.24	1.06
Alcantarill a	55 - 72	Jr. Apurima c	7.20	327.47 7	327.12 5	0.24	3.33

Colector N°4	72 - 73	Jr. Apurimac	55.85	327.334	327.625	0.26	0.24
Alcantarilla	73 - 87	Jr. Apurimac	7.20	327.754	337.791	0.34	4.72
Colector N°4	87 - 88	Jr. Daniel A. Carrión	48.45	326.452	328.120	0.95	1.43
Alcantarilla	88 - 99	Jr. Daniel A. Carrión	7.20	328.130	328.965	0.37	5.14
Colector N°4	99 - 100	Jr. Daniel A. Carrión	68.00	328.732	328.585	0.88	1.29
Alcantarilla	100 - 109	Jr. Daniel A. Carrión	7.20	330.052	335.210	0.10	1.39
Colector N°4	109 - 109'	Jr. Las Palmeras	62.25	329.52	332.138	0.56	1.75
Colector N°5	60 - 59	Jr. Las Palmeras	7.20	334.012	337.181	1.22	1.64
Alcantarilla	59 - 64	Jr. Las Palmeras	45.12	337.977	346.123	0.22	2.93
Colector N°5	64 - 63	Jr. Las Palmeras	7.20	344.344	363.516	0.10	0.20
Colector N°6	68 - 69	Jr. Ramón Castilla	220.15	321.25	326.15	1.427	1.35
Alcantarilla	69 - 83	Jr. Ramón Castilla	7.20	231.54	322.56	0.13	1.81
Colector N°6	83 - 84	Jr. Manco Cápac	65.52	325.023	325.673	0.62	0.94
Alcantarilla	84 - 95	Jr. Manco Cápac	7.20	326.455	327.101	0.08	1.11
Colector N°6	95 - 96	Jr. Manco Cápac	67.50	328.152	328.156	0.27	0.40
Alcantarilla	96 - 107	Jr. Manco Cápac	7.20	328.456	328.465	0.09	1.25
Colector N°6	107 - 107'	Jr. Manco Cápac	44.00	328.45	328.966	1.13	2.57
Colector N°7	126 - 125	Jr. Ramón Castilla	125.05	329.001	329.088	0.87	2.02

Alcantarilla	125 - 122	Jr. Ramón Castilla	7.20	329.152	329.456	0.14	1.94
Colector N°7	122 - 121	Jr. Ramón Castilla	75.25	330.526	329.123	3.07	1.20

Fuente: Elaboración propia

Tabla 10

Información topográfica de calles

COLECTOR	TRAMO	CALLE	LONGITUD	COTA TERRENO		DESNIVEL m	PENDIENTE %
				INICIO	FINAL		
Alcantarilla	121 - 120	Jr. Ramón Castilla	7.20	330.561	332.054	0.13	1.81
Colector N°7	120 - 119	Jr. Ramón Castilla	89.25	332.154	332.456	1.61	1.52
Alcantarilla	119 - 116	Jr. Ramón Castilla	7.20	332.795	332.781	0.1	1.39
Colector N°7	116 - 115	Jr. Ramón Castilla	135.50	332.701	334.549	1.38	1.02
Colector N°7	115 - 114	Jr. Shambuyacu	75.12	329.452	329.120	2.22	3.93
Alcantarilla	114 - 113	Jr. Shambuyacu	8.00	329.089	327.581	0.11	1.37
Colector N°8	127 - 128	Jr. Shambuyacu	123.25	327.81	328.782	0.328	0.65
Alcantarilla	128 - 129	Jr. Shambuyacu	7.20	328.019	329.251	0.38	5.28
Colector N°8	129 - 130	Jr. Shambuyacu	78.20	329.510	332.561	3.12	1.25
Alcantarilla	130 - 133	Jr. Shambuyacu	7.20	332.756	335.172	0.04	0.56
Colector N°8	133 - 134	Jr. Shambuyacu	121.90	334.12	334.651	2.75	1.11
Alcantarilla	134 - 112	Jr. Shambuyacu	14.00	334.800	334.809	0.09	0.64
Colector N°8	112 - 113	Jr. Shambuyacu	62.00	338.790	335.798	1.81	2.92
Cuneta N°9	02 - 03	Jr. Shambuyacu	167.90	342.501	344.789	2.101	1.25
Cuneta N°10	08 - 09	Jr. Fausa	110.95	327.561	327.000	2.098	1.32
Cuneta N°11	04 - 03	Jr. Fausa	84.50	326.540	326.152	0.847	1.00
Alcantarilla	03 - 09	Jr. Fausa	7.20	328.961	328.651	0.07	0.97
Cuneta N°12	05 - 06	Jr. Fausa	84.00	326.789	329.645	0.9	1.07

Cuneta N°12	06 - 07	Jr. Fausa	64.00	333.210	332.150	1.22	1.91
Alcantarilla	07 - 13	Jr. Fausa	7.20	334.000	333.00	0.5	6.94
Cuneta N°13	12 - 13	Jr. Fausa	61.00	328.981	328.950	1.377	2.26
Cuneta N°14	12' - 15	Jr. Fausa	75.00	333.651	332.891	0.837	1.12
Cuneta N°14	15 - 14	Jr. Fausa	62.50	340.684	340.782	0.85	1.36
Cuneta N°15	16 - 19	Jr. Fausa	72.00	340.51	344.621	0.332	0.46
Cuneta N°15	19 - 18	Jr. Lamas	60.00	326.311	328.820	0.74	1.23
Cuneta N°16	17 - 18	Jr. Lamas	60.00	325.036	326.820	1.216	2.03
Alcantarilla	18 - 34	Jr. Lamas	7.20	329.820	329.500	0.32	4.44
Cuneta N°17	33 - 34	Jr. Lamas	57.50	334.481	334.500	0.981	1.71
Cuneta N°18	33' - 36	Jr. Lamas	73.50	329.618	329.330	1.288	1.75
Cuneta N°18	36 - 35	Jr. Shambuyacu	60.50	328.330	327.800	0.53	0.88
Cuneta N°19	29 - 30	Calle 2	59.50	332.384	332.540	0.844	1.42
Cuneta N°20	29' - 32	Calle 2	74.50	328.287	328.050	1.237	1.66
Cuneta N°20	32 - 31	Calle 2	61.50	326.050	327.360	0.69	1.12
Cuneta N°21	11 - 10	Calle 2	96.25	329.171	328.487	-0.316	-0.33
Cuneta N°22	25 - 26	Jr. Shambuyacu	57.00	329.005	330.589	0.379	0.66
Cuneta N°23	28 - 27	Calle 2	65.50	330.910	330.874	1.087	1.66
Cuneta N°24	37 - 38	Calle 2	66.50	328.456	328.345	-0.14	-0.21
Cuneta N°25	40 - 39	Jr. Shambuyacu	46.50	328.962	327.620	1.004	2.16
Cuneta N°26	41 - 42	Calle 1	58.50	332.612	332.016	1.017	1.74
Cuneta N°27	41' - 44	Calle 1	75.65	329.000	329.000	0	0.00
Cuneta N°27	44 - 43	Calle 1	60.73	330.251	3329.612	0.641	1.06

Fuente: Elaboración propia

3.2.5.2. Hidrología

La hidrología es la ciencia que estudia el agua en todos sus estados, su distribución y su relación en la vida con el hombre y el medio ambiente.

Es así que 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.

3.2.5.3. 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.

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 11*Ocurrencia cronológica de la precipitación*

AÑO	PRECIPITACIÓN (mm)
1999	77.80
2000	74.00
2001	85.30
2002	70.00
2003	155.00
2004	94.00
2005	99.50
2006	114.30
2007	86.80
2008	104.60
2009	73.10
2010	102.70
2011	78.30
2012	94.10
2013	148.80
2014	78.80
2015	101.90
2016	138.40
2017	95.60
2018	94.70

Fuente: Oficina de SENAMHI

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:

$$\bar{Y} = \frac{\sum \text{precipitaciones}}{N}$$

$$\bar{Y} = \frac{1967.70}{20} = 98.39$$

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 el cuadro N°04

Tabla 12

Ordenamiento y análisis estadístico de la información pluviométrica

N° DE ORDEN	PRECIPITACION EN ORDEN DECRECIENTE	FRECUENCIA m/(n+1)	PERIODO DE RETORNO (n+1)/m	$(Y_i - \bar{y})^2$
1	155.00	0.0476	21.00	3205.26
2	148.80	0.0952	10.50	2541.67
3	138.40	0.1429	7.00	1601.20
4	114.30	0.1905	5.25	253.29
5	104.60	0.2381	4.20	38.63
6	102.70	0.2857	3.50	18.62
7	101.90	0.3333	3.00	12.36
8	99.50	0.3810	2.63	1.24
9	95.60	0.4286	2.33	7.76
10	94.70	0.4762	2.10	13.58
11	94.10	0.5238	1.91	18.36
12	94.00	0.5714	1.75	19.23
13	86.80	0.6190	1.62	134.21
14	85.30	0.6667	1.50	171.22
15	78.80	0.7143	1.40	383.57
16	78.30	0.7619	1.31	403.41
17	77.80	0.8095	1.24	423.74
18	74.00	0.8571	1.17	594.63
19	73.10	0.9048	1.11	639.33
20	70.00	0.9524	1.05	805.71
\sum	1967.70			11287.02

Fuente: Elaboración propia

3.2.5.4. 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 13

Tabla 13

Resumen de valores del tiempo de concentración

COLECTOR	LONGITUD Km	DESNIVEL m	TIEMPO DE CONCENTRACIÓN (min)
Colector N°1	0.42	6.1	10.530
Colector N°2	0.31	3.45	9.220
Colector N°3	0.17	2	5.567
Colector N°4	0.42	4.26	11.949
Colector N°5	0.13	1.55	4.635
Colector N°6	0.31	3.77	8.664
Colector N°7	0.63	8.96	14.267
Colector N°8	0.64	8.49	14.857
Cuneta N°9	0.17	2.08	5.506
Cuneta N°10	0.16	2.01	5.199
Cuneta N°11	0.09	0.9	3.752
Cuneta N°12	0.16	2.57	4.600
Cuneta N°13	0.06	1.38	1.987
Cuneta N°14	0.06	1.67	1.899
Cuneta N°15	0.13	1.03	5.425
Cuneta N°16	0.07	1.54	2.130
Cuneta N°17	0.06	0.97	2.126
Cuneta N°18	0.13	1.75	4.501
Cuneta N°19	0.06	0.66	2.565
Cuneta N°20	0.14	1.93	4.409

Fuente: Elaboración propia

Observamos que el TIEMPO 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 distribuya en porcentajes en función del 100% del tiempo de duración como observamos en el siguiente ítem.

3.2.5.5. Cálculo de la intensidad máxima de diseño

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

METODO DE GUMBELL 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

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

Donde:

TR es el tiempo de retomo en años.

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

DESVIACION ESTÁNDAR_(S)

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

Reemplazando valores tenemos:

$$S = \sqrt{\frac{11,287.02}{19}}$$

$$S = 24.37 \text{ m. m.}$$

PARÁMETRO DE DISPERSIÓN (α)

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

$$\alpha = \sqrt{6} \times \frac{24.37}{\pi}$$

$$\alpha = 19.00 \text{ m. m.}$$

MODA DE DISTRIBUCION (μ)

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

$$\mu = 98.39 - 0.45 * 24.37$$

$$\mu = 87.42 \text{ m. m.}$$

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.

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

$$3.1985 = (Y - 87.42)/19.00$$

$$Y_{25} = 148.19 \text{ m. m.}$$

Tabla 14

Resumen de valores de tm vs precip.

PERIODO DE RETORNO Tm (años)	PRECIPITACIÓN (mm)
5	115.918
10	130.178
15	138.222
20	143.854
25	148.192
50	161.556
100	174.822

METODO DE GUMBELL

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

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

Donde:

Ψ : Precipitación de diseño (mm)

T_m : Período de retorno (años)

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

Luego 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.

$$\bar{Y} = 98.39 \text{ m. m}$$

$$S_y = 24.37 \text{ m. m.}$$

$$\Psi = 98.39 - \frac{24.37}{1.06} \left[0.52 + \ln. \ln \left(\frac{T_m}{T_m - 1} \right) \right]$$

$$\Psi_{20} = 154.72 \text{ mm.}$$

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

$$\Psi = 98.39 - \frac{24.37}{1.085} \left[0.53 + \ln. \ln \left(\frac{T_m}{T_m - 1} \right) \right]$$

$$\Psi_{25} = 158.33 \text{ mm.}$$

De la misma manera calculamos la precipitación de diseño para periodos (T_m) de retomo reemplazando de 10, 15, 50, 100 años cuyos valores se presentan en el Cuadro N° 07 que a continuación se detalla:

$$\Psi_{10} = 143.29 \text{ mm.}$$

$$\Psi_{15} = 150.60 \text{ mm.}$$

$$\Psi_{50} = 168.80 \text{ mm.}$$

$$\Psi_{100} = 174.88 \text{ mm.}$$

Tabla 15*Resumen de valores de t_m vs precip.*

PERIODO DE RETORNO T_m (años)	PRECIPITACION (mm)
10	143.29
15	150.60
20	154.72
25	158.33
50	168.80
100	174.88

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 **158.33 mm**

Tabla 16*Comparación de intensidades de diseño.*

PERIODO DE RETORNO T_m (años)	PRECIPITACION DE DISEÑO		
	MÉTODO GUMBEL	MÉTODO GUMBEL TIPO I	DISEÑO
5		115.92	115.92
10	143.29	130.18	143.29
15	150.60	138.22	150.60
20	154.72	143.85	154.72
25	158.33	148.19	158.33
50	168.80	161.56	168.80
100	174.88	174.82	174.88

Fuente: Elaboración propia

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 17

Distribución porcentual de la precipitación

DURACION EN HORAS	PORCENTAJE DE PRECIPITACION	PRECIPITACIÓN (mm)
6	75	118.75
12	85	134.58
24	100	158.33

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

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

Tabla 18

Distribución porcentual de la precipitación.

DURACION EN HORAS	PORCENTAJE DE PRECIPITACION	PRECIPITACION (mm)
6	100	118.75
5	92	109.25
4	84	99.75
3	75	89.06
2	64	76.00
1	49	58.19

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

Por lo tanto:

Observamos que para una hora la precipitación de diseño es 58.19 mm/hr.

Nota: Teniendo en consideración que el tiempo de concentración máxima, para la red de drenaje establecida es de 14.86 min., y siendo éste menor de una hora se tomará como intensidad de diseño. $I_{Max} = 58.19$ mm/h., con el cual se realizará el dimensionamiento hidráulico de la red.

$$I_{Diseño} = 58.19 \text{ mm/hr}$$

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 $S_y = 24.37$ mm

Parámetro de dispersión $\alpha = 19.0$ mm

Moda de dispersión $\mu = 87.42$ mm

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

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

$$\delta = \frac{104.60 - 87.42}{19.00}$$

$$\delta = 0.9042$$

Reemplazando el valor δ en la siguiente fórmula:

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

$$F(G) = e^{-e^{-0.9042}}$$

$$F(G) = e^{-0.4049}$$

$$F(G) = 0.6671$$

$$F(G) - P(x) = 0.6671 - 0.7619$$

$$F(G) - P(x) = -0.0948$$

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

$$\Delta_{\text{máx}} = 0.0948$$

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)

$\Delta_0 = 0.29$

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

$$\Delta_{\text{calculado}} = 0.095 < \Delta_{\text{tabla}} = 0.29$$

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:

Tabla 19

Pruebas de bondad o ajustede smirnov - kolmogorov

Nº 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_{\text{max}}$
1	70.00	0.0476	-0.9165	0.0820	0.0344
2	73.10	0.0952	-0.7534	0.1195	0.0243
3	74.00	0.1429	-0.7060	0.1319	0.0110
4	77.80	0.1905	-0.5061	0.1904	0.0001
5	78.30	0.2381	-0.4798	0.1988	0.0393
6	78.80	0.2857	-0.4534	0.2073	0.0784
7	85.30	0.3333	-0.1114	0.3270	0.0063
8	86.80	0.3810	-0.0325	0.3559	0.0250
9	94.00	0.4286	0.3464	0.4930	0.0644
10	94.10	0.4762	0.3517	0.4948	0.0187
11	94.70	0.5238	0.3832	0.5058	0.0180
12	95.60	0.5714	0.4306	0.5220	0.0494
13	99.50	0.6190	0.6358	0.5889	0.0301
14	101.90	0.6667	0.7621	0.6271	0.0396
15	102.70	0.7143	0.8042	0.6393	0.0750
16	104.60	0.7619	0.9042	0.6671	0.0948
17	114.30	0.8095	1.4146	0.7843	0.0253
18	138.40	0.8571	2.6828	0.9339	0.0768
19	148.80	0.9048	3.2300	0.9612	0.0565
20	155.00	0.9524	3.5563	0.9719	0.0195

Fuente: Morales Uchofen, Walter, "Drenaje Vial"

3.2.5.6. 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

AREAS 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 20*Áreas colectoras de lluvia*

MANZANA	SECTOR	AREA INFLUENCIA TECHO	AREA INFLUENCIA PAVIMENTO
		(m2)	(m2)
1	1	3363.525	0
	2	3501.699	0
	3	3437.042	758.204
	4	3301.184	1069.309
2	1	1263.008	783.124
	2	1066.031	0
	3	1344.550	0
	4	1592.991	456.842
3	1	2037.991	0
	2	3534.631	1033.143
	3	2174.540	488.483
	4	1253.792	573.4
4	1	1056.871	487.763
	2	1065.365	394.011
	3	1029.363	469.365
	4	1021.156	392.553
5	1	1046.789	452.038
	2	877.924	0
	3	739.174	335.357
	4	881.351	382.874
6	1	10419.509	1250.06
	2	8562.244	0
	3	7934.533	0
	4	9655.639	1355.778
7	1	1053.337	0
	2	906.19	355.04
	3	1028.517	491.952
	4	1195.528	400.401
8	1	1020.594	494.213
	2	1028.206	385.221
	3	996.88	471.615
	4	989.5	403.763
9	1	952.481	467.004
	2	962.348	378.696
	3	945.069	465.68
	4	935.379	426.157
10	1	933.511	0
	2	1359.512	401.795
	3	943.89	516.302
	4	648.123	278.718

Tabla 21*Áreas colectoras de lluvia*

MANZANA	SECTOR	AREA INFLUENCIA TECHO (m2)	AREA INFLUENCIA PAVIMENTO (m2)
11	1	1004.099	509.831
	2	974.871	378.038
	3	1007.223	464.001
	4	1037.42	471.383
12	1	995.677	552.472
	2	898.518	420.795
	3	960.067	452.052
	4	1063.882	438.466
13	1	1103.421	0
	2	1253.526	254.804
	3	1186.233	834.467
	4	1044.188	296.3
14	1	3539.733	835
	2	3331.71	967.35
	3	3304.539	700.062
	4	3510.865	718.006
15	1	1986.662	704.643
	2	2281.23	542.074
	3	2038.879	892.582
	4	1831.368	424.502
16	1	2425.056	881.7
	2	3001.105	674.914
	3	709.809	232.587
	4	0	0
17	1	2034.87	0
	2	3308.082	557.603
	3	2077.204	810.041
	4	1278.204	440.342
18	1	1512.457	778.774
	2	1359.849	345.54
	3	1477.677	723.6
	4	1643.509	431.109
19	1	1615.187	684.867
	2	1751.856	441.498
	3	1643.119	639.675
	4	1514.932	400.129
20	1	1133.811	640.905
	2	873.967	255.396
	3	1131.77	0
	4	1468.264	0

Cabe precisar que el área a drenar del pavimento se calculó por separado, tal como se muestra en el Tabla 15.

3.2.5.7. 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 a 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 el cuadro N° 13 se puede observar los resultados de valores del coeficiente de escorrentía (C) por cada tramo.

Tabla 22

Determinación del coeficiente de escorrentía según el método mac math

COLECTOR	TRAMO	CALLE	COEFICIENTES DE ESCORRENTIA "C"									
			ÁREA TRIBUTARIA DE MZ				ÁREA TRIBUTARIA DE CALLE					
			C1	C2	C3	C	C1	C2	C3	C		
Colector N°1	09 -	Jr. San										
	10	Pablo	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52		
Alcantarilla	10 -	Jr. San										
	26	Pablo	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52		
Colector N°1	26 -	Jr. San										
	27	Pablo	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52		
Alcantarilla	27 -	Jr. San										
	38	Pablo	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52		

Colector N°1	38 -	Jr. San Pablo	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Alcantarilla	39 -	Jr. San Pablo	0.30	0.16	0.05	0.51	0.30	0.16	0.05	0.51
Colector N°1	50 -	Jr. Sinchi Roca	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Colector N°1	51 -	Jr. Sinchi Roca	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Colector N°2	13 -	Jr. Sinchi Roca	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Alcantarilla	14 -	Jr. Sinchi Roca	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Colector N°2	30 -	Jr. Sinchi Roca	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Alcantarilla	31 -	Jr. La Marginal	0.16	0.16	0.06	0.38	0.30	0.16	0.06	0.52
Colector N°2	42 -	Jr. La Marginal	0.30	0.16	0.05	0.51	0.30	0.16	0.05	0.51
Alcantarilla	43 -	Jr. La Marginal	0.16	0.16	0.06	0.38	0.30	0.16	0.06	0.52
Colector N°2	48 -	Jr. La Marginal	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Colector N°3	34 -	Jr. Las Lomas	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Alcantarilla	35 -	Jr. Las Lomas	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Colector N°3	46 -	Jr. Las Lomas	0.30	0.16	0.05	0.51	0.30	0.16	0.05	0.51
Alcantarilla	47 -	Jr. Las Lomas	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Colector N°4	54 -	Jr. Apurimac	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Alcantarilla	55 -	Jr. Apurimac	0.30	0.16	0.05	0.51	0.30	0.16	0.05	0.51
Colector N°4	72 -	Jr. Apurimac	0.30	0.16	0.1	0.56	0.30	0.16	0.1	0.56
Alcantarilla	73 -	Jr. Apurimac	0.30	0.16	0.1	0.56	0.30	0.16	0.1	0.56
Colector N°4	87 -	Jr. Daniel A. Carrión	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Alcantarilla	88 -	Jr. Daniel A. Carrión	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Colector N°4	99 -	Jr. Daniel A. Carrión	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Alcantarilla	100 -	Jr. Daniel A. Carrión	0.30	0.16	0.1	0.56	0.30	0.16	0.1	0.56
Colector N°4	109 -	Jr. Daniel A. Carrión	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Colector N°5	60 -	Jr. Las Palmeras	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52

Alcantarilla	59 - 64	Jr. Las Palmeras	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Colector N°5	64 - 63	Jr. Las Palmeras	0.30	0.16	0.1	0.56	0.30	0.16	0.1	0.56
Colector N°6	68 - 69	Jr. Ramón Castilla	0.16	0.16	0.06	0.38	0.30	0.16	0.06	0.52
Alcantarilla	69 - 83	Jr. Ramón Castilla	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Colector N°6	83 - 84	Jr. San Pablo	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Alcantarilla	84 - 95	Jr. San Pablo	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Colector N°6	95 - 96	Jr. San Pablo	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Alcantarilla	96 - 107	Jr. San Pablo	0.30	0.16	0.1	0.56	0.30	0.16	0.1	0.56
Colector N°6	107 - 107'	Jr. San Pablo	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Colector N°7	126 - 125	Jr. San Pablo	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52

Tabla 23

Determinación del coeficiente de escorrentía según el método mac math

COLECTOR	TRAMO	CALLE	COEFICIENTES DE ESCORRENTIA "C"							
			ÁREA TRIBUTARIA DE MZ				ÁREA TRIBUTARIA DE CALLE			
			C1	C2	C3	C	C1	C2	C3	C
Alcantarilla	121 - 120	Jr. Ramón Castilla	0.30	0.16	0.05	0.51	0.30	0.16	0.05	0.51
Colector N°7	120 - 119	Jr. Ramón Castilla	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Alcantarilla	119 - 116	Jr. Ramón Castilla	0.30	0.16	0.1	0.56	0.30	0.16	0.1	0.56
Colector N°7	116 - 115	Jr. Ramón Castilla	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Colector N°7	115 - 114	Jr. Shambuyacu	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Alcantarilla	114 - 113	Jr. Shambuyacu	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Colector N°8	127 - 128	Jr. Shambuyacu	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Alcantarilla	128 - 129	Jr. Shambuyacu	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Colector N°8	129 - 130	Jr. Shambuyacu	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Alcantarilla	130 - 133	Jr. Shambuyacu	0.30	0.16	0.04	0.5	0.30	0.16	0.04	0.5
Colector N°8	133 - 134	Jr. Shambuyacu	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Alcantarilla	134 - 112	Jr. Shambuyacu	0.30	0.16	0.1	0.56	0.30	0.16	0.1	0.56

Colector N°8	112 - 113	Jr. Shambuyacu	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Cuneta N°9	02 - 03	Jr. Shambuyacu	0.30	0.16	0.1	0.56	0.30	0.16	0.1	0.56
Cuneta N°10	08 - 09	Jr. Fausa	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Cuneta N°11	04 - 03	Jr. Fausa	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Alcantarilla	03 - 09	Jr. Fausa	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Cuneta N°12	05 - 06	Jr. Fausa	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Cuneta N°12	06 - 07	Jr. Fausa	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Alcantarilla	07 - 13	Jr. Fausa	0.80	0.16	0.06	1.02	0.30	0.16	0.06	0.52
Cuneta N°13	12 - 13	Jr. Fausa	0.80	0.16	0.10	1.06	0.30	0.16	0.10	0.56
Cuneta N°14	12' - 15	Jr. Fausa	0.80	0.16	0.04	1	0.30	0.16	0.04	0.50
Cuneta N°14	15 - 14	Jr. Fausa	0.30	0.16	0.05	0.51	0.30	0.16	0.05	0.51
Cuneta N°15	16 - 19	Jr. Fausa	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Cuneta N°15	19 - 18	Jr. Lamas	0.30	0.16	0.10	0.56	0.30	0.16	0.10	0.56
Cuneta N°16	17 - 18	Jr. Lamas	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Alcantarilla	18 - 34	Jr. Lamas	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Cuneta N°17	33 - 34	Jr. Lamas	0.16	0.16	0.06	0.38	0.30	0.16	0.06	0.52
Cuneta N°18	33' - 36	Jr. Lamas	0.16	0.16	0.06	0.38	0.30	0.16	0.06	0.52
Cuneta N°18	36 - 35	Jr. Shambuyacu	0.16	0.16	0.06	0.38	0.30	0.16	0.06	0.52
Cuneta N°19	29 - 30	Calle 2	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Cuneta N°20	29' - 32	Calle 2	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Cuneta N°20	32 - 31	Calle 2	0.30	0.16	0.05	0.51	0.30	0.16	0.05	0.51
Cuneta N°21	11 - 10	Calle 2	0.30	0.16	0.04	0.5	0.30	0.16	0.04	0.5
Cuneta N°22	25 - 26	Jr. Shambuyacu	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Cuneta N°23	28 - 27	Calle 2	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Cuneta N°24	37 - 38	Calle 2	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Cuneta N°25	40 - 39	Jr. Shambuyacu	0.30	0.16	0.06	0.52	0.30	0.16	0.06	0.52
Cuneta N°26	41 - 42	Calle 1	0.30	0.16	0.04	0.5	0.30	0.16	0.04	0.5

Fuente: Elaboracion propia

3.2.6. Caudal de escurrimiento

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

3.2.6.1. Calculo 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.

METODO 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 T_c 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 ésta o cualquier otro punto de interés. De acuerdo a esta definición el caudal pico Q_p en la salida de la cuenca debe alcanzarse después de un lapso igual al del tiempo de concentración T_c.

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

1. Determinar la porción de cuenca interesada y calcular su área.
2. Determinar el tiempo de concentración.
3. Determinar el periodo de retomo, que para nuestro caso es de 25 años.
4. Determinar la intensidad de lluvia de diseño.
5. 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 el Tabla 24.

Tabla 24

Caudales de escurrimiento de las cunetas proyectadas: método racional

DESCRIPCIO N	COLECTO R	TRAM O	CALLE	VARIABLES			CAUDAL Q(M3/S)	
				C	I(mm/h)	A(Ha.)	SUB- TOTAL	TOTA L
Mz	Colector N°1	09 - 10	Jr. San Pablo	0.75	58.19	0.2175	0.0264	0.0339
Calle				0.95		0.0488	0.0075	
Mz	Colector N°1	26 - 27	Jr. San Pablo	0.75	58.19	0.1029	0.0125	0.0200
Calle				0.95		0.0492	0.0076	
Mz	Colector N°1	38 - 39	Jr. San Pablo	0.75	58.19	0.0944	0.0114	0.0194
Calle				0.95		0.0516	0.0079	
Mz	Colector N°1	50 - 51	Jr. Sinchi Roca	0.75	58.19	0.1186	0.0144	0.0272
Calle				0.95		0.0834	0.0128	
Mz	Colector N°1	51 - 52	Jr. Sinchi Roca	0.75	58.19	0.1044	0.0127	0.0172
Calle				0.95		0.0296	0.0045	
Mz	Colector N°2	13 - 14	Jr. Sinchi Roca	0.75	58.19	0.1029	0.0125	0.0197
Calle				0.95		0.0469	0.0072	
Mz	Colector N°2	30 - 31	Jr. La Marginal	0.75	58.19	0.0997	0.0121	0.0193
Calle				0.95		0.0472	0.0072	
Mz	Colector N°2	42 - 43	Jr. La Marginal	0.75	58.19	0.1007	0.0122	0.0193
Calle				0.95		0.0464	0.0071	
Mz	Colector N°2	48 - 47	Jr. Las Lomas	0.75	58.19	0.1064	0.0129	0.0196
Calle				0.95		0.0438	0.0067	
Mz	Colector N°3	34 - 35	Jr. Apurimac	0.7	58.19	0.094	0.0115	0.0186
Calle				0.9		0.046	0.0072	
Mz	Colector N°3	46 - 47	Jr. Apurimac	0.7	58.19	0.096 0	0.0116	0.0186

Calle				0.95		0.0452	0.0069	
Mz	Colector N°4	54 - 55	Jr. Daniel A. Carrión	0.35	58.19	0.3305	0.0187	0.0294
Calle				0.95		0.0700	0.0107	
Mz	Colector N°4	72 - 73	Jr. Daniel A. Carrion	0.75	58.19	0.1478	0.0179	0.0290
Calle				0.95		0.0724	0.0111	
Mz	Colector N°4	87 - 88	Jr. Daniel A. Carrión	0.25	58.19	0.0893	0.0036	0.0102
Calle				0.95		0.0427	0.0066	
Mz	Colector N°4	99 - 100	Jr. Las Palmeras	0.75	58.19	0.0983	0.0119	0.0181
Calle				0.95		0.0401	0.0062	
Mz	Colector N°4	109 - 109'	Jr. Las Palmeras	0.75	58.19	0.0325	0.0039	0.0063
Calle				0.95		0.0153	0.0024	
Mz	Colector N°5	60 - 59	Jr. Ramón Castilla	0.75	58.19	0.1831	0.0222	0.0287
Calle				0.95		0.0425	0.0065	
Mz	Colector N°5	64 - 63	Jr. Manco Cápac	0.75	58.19	0.0710	0.0086	0.0122
Calle				0.95		0.0233	0.0036	
Mz	Colector N°6	68 - 69	Jr. Manco Cápac	0.75	58.19	0.2077	0.0252	0.0376
Calle				0.95		0.0810	0.0124	
Mz	Colector N°6	83 - 84	Jr. San Pablo	0.75	58.19	0.0790	0.0096	0.0167
Calle				0.95		0.0461	0.0071	

Fuente: Elaboración propia

Tabla 25

Caudales de escurrimiento de las cunetas proyectadas: método racional

DESCRIPCIO N	COLECTO R	TRAM O	CALLE	VARIABLES			CAUDAL Q(M3/S)	
				I(mm/h C)	A(Ha.)	SUB- TOTA L	TOTA L	
Mz	Colector N°6	95 - 96	Jr. Ramón Castilla	0.7		0.088		
				5	58.19	0	0.0107	
Calle				0.9		0.040	0.0062	0.0169
				5		3		
Mz	Colector N°6	107 - 107'	Jr. Ramón Castilla	0.7	58.19	0.084	0.0102	
				5		4		0.0137
Calle				0.9		0.022	0.0035	
				5		8		
Mz	Colector N°7	126 - 125	Jr. Shambuyacu	0.7	58.19	0.075	0.0091	
				5		5		0.0144
Calle				0.9		0.034	0.0052	
				5		0		
Mz	Colector N°7	122 - 121	Jr. Shambuyacu	0.7	58.19	0.120	0.0146	
				5		6		0.0571
Calle				0.9		0.276	0.0425	
				5		9		
Mz	Colector N°7	120 - 119		0.7	58.19	0.111	0.0135	0.0303
				5		6		

Calle			Jr. Shambuyacu	0.9 5		0.109 1	0.0168	
Mz	Colector N°7	116 - 115	Jr. Shambuyacu	0.7 5	58.19	0.204 1	0.0247	0.0413
Calle			Jr. Shambuyacu	0.9 5		0.107 6	0.0165	
Mz	Colector N°7	115 - 114	Jr. Shambuyacu	0.7 5	58.19	0.127 8	0.0155	0.0205
Calle			Jr. Shambuyacu	0.9 5		0.032 8	0.0050	
Mz	Colector N°8	127 - 128	Jr. Fausa	0.7 5	58.19	0.036 7	0.0044	0.0098
Calle			Jr. Fausa	0.9 5		0.034 7	0.0053	
Mz	Colector N°8	129 - 130	Jr. Fausa	0.7 5	58.19	0.151 1	0.0183	0.0605
Calle			Jr. Fausa	0.9 5		0.274 7	0.0422	
Mz	Colector N°8	133 - 134	Jr. Ramón Castilla	0.7 5	58.19	0.169 6	0.0206	0.0635
Calle			Jr. Ramón Castilla	0.9 5		0.279 9	0.0430	
Mz	Colector N°8	112 - 113	Jr. Ramón Castilla	0.7 5	58.19	0.070 9	0.0086	0.0131
Calle			Jr. Ramón Castilla	0.9 5		0.029 6	0.0045	
Mz	Cuneta N°9	02 - 03	Jr. Shambuyacu	0.2 5	58.19	0.330 1	0.0133	0.0298
Calle			Jr. Shambuyacu	0.9 5		0.106 9	0.0164	
Mz	Cuneta N°10	08 - 09	Jr. Shambuyacu	0.7 5	58.19	0.353 5	0.0428	0.0587
Calle			Jr. Shambuyacu	0.9 5		0.103 3	0.0159	
Mz	Cuneta N°11	04 - 03	Jr. Shambuyacu	0.7 5	58.19	0.343 7	0.0417	0.0533
Calle			Jr. Shambuyacu	0.9 5		0.075 8	0.0116	
Mz	Cuneta N°12	05 - 06	Jr. Shambuyacu	0.7 5	58.19	0.126 3	0.0153	0.0273
Calle			Jr. Shambuyacu	0.9 5		0.078 3	0.0120	
Mz	Cuneta N°12	06 - 07	Jr. Shambuyacu	0.7 5	58.19	0.159 3	0.0193	0.0263
Calle			Jr. Shambuyacu	0.9 5		0.045 7	0.0070	
Mz	Cuneta N°13	12 - 13	Jr. Fausa	0.7 5	58.19	0.106 5	0.0129	0.0190

Calle				0.9		0.039	0.0060	
				5		4		
Mz	Cuneta N°14	12' - 15	Jr. Fausa	0.7	58.19	0.105	0.0128	
				5		7		0.0203
Calle				0.9		0.048	0.0075	
				5		8		
Mz	Cuneta N°14	15 - 14	Jr. Ramón Castilla	0.7	58.19	0.102	0.0124	
				5		1		0.0184
Calle				0.9		0.039	0.0060	
				5		3		
Mz	Cuneta N°15	16 - 19	Jr. Ramón Castilla	0.7	58.19	0.104	0.0127	
				5		7		0.0196
Calle				0.9		0.045	0.0069	
				5		2		

Fuente: Elaboración propia

Tabla 26*Caudales de escurrimiento de las cunetas proyectadas: método racional*

DESCRIPCIO N	COLECTO R	TRAM O	CALLE	VARIABLES			CAUDAL Q(M3/S)	
				I(mm/h C	A(Ha.)	SUB- TOTA L	TOTA L	
Mz	Cuneta N°15	19 - 18	Jr. Ramón Castilla	0.7	58.19	0.088	0.0107	
				5		1		0.0166
Calle				0.9		0.038	0.0059	
				5		3		
Mz	Cuneta N°16	17 - 18	Jr. Ramón Castilla	0.7	58.19	0.073	0.0090	
				5		9		0.0141
Calle				0.9		0.033	0.0051	
				5		5		
Mz	Cuneta N°17	33 - 34	Jr. Shambuyacu	0.7	58.19	0.096	0.0117	
				5		2		0.0175
Calle				0.9		0.037	0.0058	
				5		9		
Mz	Cuneta N°18	33' - 36	Jr. Shambuyacu	0.7	58.19	0.095	0.0115	
				5		2		0.0187
Calle				0.9		0.046	0.0072	
				5		7		
Mz	Cuneta N°18	36 - 35	Jr. Shambuyacu	0.7	58.19	0.093	0.0113	
				5		5		0.0179
Calle				0.9		0.042	0.0065	
				5		6		
Mz	Cuneta N°19	29 - 30	Jr. Shambuyacu	0.7	58.19	0.102	0.0125	
				5		8		0.0184
Calle				0.9		0.038	0.0059	
				5		5		
Mz	Cuneta N°20	29' - 32		0.7	58.19	0.102	0.0124	0.0200
				5		1		

Calle			Jr. Shambuyacu	0.95		0.0494	0.0076	
Mz	Cuneta N°20	32 - 31	Jr. Fausa	0.75	58.19	0.0990	0.0120	0.0182
Calle				0.95		0.0404	0.0062	
Mz	Cuneta N°21	11 - 10	Jr. Fausa	0.75	58.19	0.1254	0.0152	0.0240
Calle				0.95		0.0573	0.0088	
Mz	Cuneta N°22	25 - 26	Jr. Fausa	0.75	58.19	0.0906	0.0110	0.0164
Calle				0.95		0.0355	0.0055	
Mz	Cuneta N°23	28 - 27	Jr. Fausa	0.75	58.19	0.1196	0.0145	0.0206
Calle				0.95		0.0400	0.0061	
Mz	Cuneta N°24	37 - 38	Jr. Fausa	0.75	58.19	0.1360	0.0165	0.0226
Calle				0.95		0.0402	0.0062	
Mz	Cuneta N°25	40 - 39	Jr. Lamas	0.75	58.19	0.0648	0.0079	0.0121
Calle				0.95		0.0279	0.0043	
Mz	Cuneta N°26	41 - 42	Jr. Lamas	0.75	58.19	0.0975	0.0118	0.0176
Calle				0.95		0.0378	0.0058	
Mz	Cuneta N°27	41' - 44	Jr. Lamas	0.75	58.19	0.1004	0.0122	0.0200
Calle				0.95		0.0510	0.0078	
Mz	Cuneta N°27	44 - 43	Calle 2	0.75	58.19	0.1037	0.0126	0.0198
Calle				0.95		0.0471	0.0072	
Mz	Cuneta N°28	45 - 46	Calle 2	0.75	58.19	0.0899	0.0109	0.0174
Calle				0.95		0.0421	0.0065	
Mz			Jr. Shambuyacu	0.75		0.0996	0.0121	
Calle	Cuneta N°29	45' - 48	Jr. Shambuyacu	0.95	58.19	0.1250	0.0192	0.0206
Calle				0.95		0.0678	0.0104	

Fuente: Elaboración Propia

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 : Area 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:

1. Determinar la pendiente de cada tramo.
2. Determinar la intensidad de lluvia de diseño.
3. Seleccionar el coeficiente "C" teniendo en cuenta, la cobertura de la vegetación, textura del terreno y pendiente del mismo.
4. 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 el Cuadro N° 15.

Tabla 27

Caudales de escurrimiento de las cunetas proyectadas: método mac math

DESCRIPCIO N	COLECTO R	TRAM O	CALLE	VARIABLES			CAUDAL Q(M3/S)		
				C	I(mm/ h)	A(Km2)	S(m/m)	SUB- TOTA L	TOTA L
Mz	Colector N°1	09 - 10	Jr. San Pablo	0.5 2	58.19	0.0021 7	0.015	0.035 0	0.045 6
Calle				0.5 2		0.0004 9	4	0.010 6	
Mz	Colector N°1	26 - 27	Jr. San Pablo	0.5 2	58.19	0.0010 3	0.015 1	0.019 2	0.029 8

				0.5		0.0004		0.010	
Calle				2		9		6	
Mz	Colector N°1	38 - 39	Jr. San Pablo	2	58.19	4	0.014	7	0.028
Calle				0.5		0.0005	3	0.010	6
				2		2		9	
Mz	Colector N°1	50 - 51	Jr. Sinchi Roca	2	58.19	9	0.013	9	0.036
Calle				0.5		0.0008	2	0.015	7
				2		3		8	
Mz	Colector N°1	51 - 52	Jr. Sinchi Roca	2	58.19	4	0.015	5	0.026
Calle				0.5		0.0003	4	0.007	6
				2		0		1	
Mz	Colector N°2	13 - 14	Jr. Sinchi Roca	1	58.19	3	0.004	5	0.022
Calle				0.5		0.0004	1	0.007	3
				1		7		7	
Mz	Colector N°2	30 - 31	Jr. La Marginal	2	58.19	0	0.015	8	0.029
Calle				0.5		0.0004	4	0.010	1
				2		7		3	
Mz	Colector N°2	42 - 43	Jr. La Marginal	2	58.19	1	0.005	6	0.024
Calle				0.5		0.0004	9	0.008	0
				2		6		4	
Mz	Colector N°2	48 - 47	Jr. Las Lomas	2	58.19	6	0.011	6	0.027
Calle				0.5		0.0004	3	0.009	7
				2		4		1	
Mz	Colector N°3	34 - 35	Jr. Las Lomas	2	58.19	5	0.009	2	0.025
Calle				0.5		0.0004	2	0.009	4
				2		7		2	
Mz	Colector N°3	46 - 47	Jr. Apurimac	2	58.19	6	0.012	4	0.026
Calle				0.5		0.0004	2	0.009	9
				2		5		5	
Mz	Colector N°4	54 - 55	Jr. Apurimac	8	58.19	0	0.010	2	0.046
Calle				0.3		0.0033		0.033	
				2		0		1	
Mz	Colector N°4	72 - 73	Jr. Daniel A. Carrion	1	58.19	8	0.002	4	0.027
Calle				0.5		0.0007	4	0.009	3
				1		2		8	
Mz	Colector N°4	87 - 88	Jr. Daniel A. Carrión	8	58.19	9	0.014	4	0.021
Calle				0.3		0.0008		0.012	
				2		3		4	
				0.5		0.0004	3	0.009	8
				2		3		4	

				0.5		0.0009		0.017	
Mz	Colector	99 -	Jr. Las	2	58.19	8	0.012	9	0.026
	N°4	100	Palmeras	0.5		0.0004		9	
Calle				2		0		7	
				0.5		0.0003		0.007	
Mz	Colector	109 -	Jr. Las	2	58.19	3	0.017	9	0.012
	N°4	109'	Palmeras	0.5		0.0001		5	
Calle				2		5		3	
				0.5		0.0018		0.031	
Mz	Colector	60 -	Jr. Ramón	2	58.19	3	0.016	0	0.040
	N°5	59	Castilla	0.5		0.0004		5	
Calle				2		2		6	
				0.5		0.0007		0.009	
Mz	Colector	64 -	Jr. Manco	1	58.19	1	0.002	3	0.013
	N°5	63	Cápac	0.5		0.0002		0	
Calle				1		3		8	
				0.5		0.0020		0.033	
Mz	Colector	68 -	Jr. Manco	2	58.19	8	0.013	0	0.048
	N°6	69	Cápac	0.5		0.0008		7	
Calle				2		1		5	
				0.5		0.0007		0.014	
Mz	Colector	83 -	Jr. Ramón	2	58.19	9	0.009	1	0.023
	N°6	84	Castilla	0.5		0.0004		4	
Calle				2		6		2	

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 28*Caudales de escurrimiento de las cunetas proyectadas: método mac math*

DESCRIPCIÓN	COLECTOR	TRAMO	CALLE	VARIABLES				CAUDAL Q(M3/S)	
				C	I(mm/h)	A(Km ²)	S(m/m)	SUB-TOTAL	TOTAL
				0.5		0.0008		0.012	
Mz	Colector	95 -	Jr. Ramón	1	58.19	8	0.004	7	0.0195
	N°6	96	Castilla	0.5		0.0004		0	
Calle				1		0		8	
				0.5		0.0008		0.019	
Mz	Colector	107 -	Jr. Ramón	6	58.19	4	0.025	6	0.0265
	N°6	107'	Castilla	0.5		0.0002		7	
Calle				6		3		9	
				0.5		0.0007		0.017	
Mz	Colector	126 -	Jr. Shambuya	6	58.19	5	0.020	2	0.0263
	N°7	125	cu	0.5		0.0003		9	
Calle				6		4		1	
				0.5		0.0012		0.020	
Mz	Colector	122 -	Jr. Shambuya	2	58.19	1	0.012	8	0.0612
	N°7	121	cu	0.5		0.0027		0	
Calle				2		7		4	

Mz	Colector N°7	120 - 119	Jr. Shambuyacu	0.5 2 0.5	58.19	0.0011 2 0.0010	0.015 5 2	0.020 0.020	0.0406
Calle				2		9	1		
Mz	Colector N°7	116 - 115	Jr. Shambuyacu	0.5 2 0.5	58.19	0.0020 4 0.0010	0.010 7 2	0.030 0.018	0.0490
Calle				2		8	4		
Mz	Colector N°7	115 - 114	Jr. Shambuyacu	0.5 6 0.5	58.19	0.0012 8 0.0003	0.039 7 3	0.029 0.010	0.0398
Calle				6		3	0		
Mz	Colector N°8	127 - 128	Jr. Fausa	0.5 2 0.5	58.19	0.0003 7 0.0003	0.009 7 5	0.007 0.007	0.0150
Calle				2		5	3		
Mz	Colector N°8	129 - 130	Jr. Fausa	0.5 2 0.5	58.19	0.0015 1 0.0027	0.012 1 5	0.025 0.040	0.0656
Calle				2		5	5		
Mz	Colector N°8	133 - 134	Jr. Ramón Castilla	0.5 2 0.5	58.19	0.0017 0 0.0028	0.011 9 1	0.026 0.040	0.0671
Calle				2		0	2		
Mz	Colector N°8	112 - 113	Jr. Ramón Castilla	0.5 6 0.5	58.19	0.0007 1 0.0003	0.017 5 2	0.017 0.008	0.0262
Calle				6		0	7		
Mz	Cuneta N°9	02 - 03	Jr. Shambuyacu	0.3 8 0.5	58.19	0.0033 0 0.0010	0.012 2 3	0.034 0.019	0.0532
Calle				2		7	0		
Mz	Cuneta N°10	08 - 09	Jr. Shambuyacu	0.5 2 0.5	58.19	0.0035 3 0.0010	0.012 7 6	0.049 0.018	0.0682
Calle				2		3	6		
Mz	Cuneta N°11	04 - 03	Jr. Shambuyacu	0.5 2 0.5	58.19	0.0034 4 0.0007	0.010 9 7	0.046 0.014	0.0610
Calle				2		6	0		
Mz	Cuneta N°12	05 - 06	Jr. Shambuyacu	0.5 2 0.5	58.19	0.0012 6 0.0007	0.010 9 1	0.020 0.014	0.0351
Calle				2		8	2		
Mz	Cuneta N°12	06 - 07	Jr. Shambuyacu	0.5 2 0.5	58.19	0.0015 9 0.0004	0.019 5 1	0.028 0.010	0.0390
Calle				2		6	5		
Mz	Cuneta N°13	12 - 13	Jr. Fausa	0.5 6	58.19	0.0010 7	0.022 6	0.023 0	0.0334

				0.5		0.0003		0.010	
Calle				6		9		4	
Mz	Cuneta N°14	12' - 15	Jr. Fausa	2	58.19	6	0.010	4	0.0283
Calle				0.5		0.0004	9	0.009	
				2		9		9	
Mz	Cuneta N°14	15 - 14	Jr. Ramón Castilla	2	58.19	2	0.013	7	0.0274
Calle				0.5		0.0003	6	0.008	
				2		9		7	
Mz	Cuneta N°15	16 - 19	Jr. Ramón Castilla	1	58.19	5	0.004	6	0.0221
Calle				0.5		0.0004	0	0.007	
				1		5		5	

Fuente: Elaboración Propia

Tabla 29*Caudales de escurrimiento de las cunetas proyectadas: método mac math*

DESCRIPCIÓN	COLECTOR	TRAMO	CALLE	VARIABLES			CAUDAL Q(M3/S)		
				C	I(mm/h)	A(Km ²)	S(m/m)	SUB-TOTAL	TOTAL
				0.5		0.0008		0.016	
Mz	Cuneta N°15	19 - 18	Jr. Ramón Castilla	2	58.19	8	0.012	3	0.0246
Calle				0.5		0.0003	3	0.008	
				2		8		4	
Mz	Cuneta N°16	17 - 18	Jr. Ramón Castilla	6	58.19	4	0.020	8	0.0258
Calle				0.5		0.0003	3	0.008	
				6		4		9	
Mz	Cuneta N°17	33 - 34	Jr. Shambuyacu	2	58.19	6	0.016	6	0.0274
Calle				0.5		0.0003	9	0.008	
				2		8		8	
Mz	Cuneta N°18	33' - 36	Jr. Shambuyacu	2	58.19	5	0.016	4	0.0288
Calle				0.5		0.0004	6	0.010	
				2		7		4	
Mz	Cuneta N°18	36 - 35	Jr. Shambuyacu	2	58.19	4	0.008	9	0.0244
Calle				0.5		0.0004	8	0.008	
				2		3		5	
Mz	Cuneta N°19	29 - 30	Jr. Shambuyacu	2	58.19	3	0.011	0	0.0262
Calle				0.5		0.0003	1	0.008	
				2		9		2	
Mz	Cuneta N°20	29' - 32		2	58.19	0.0010	0.016	0.019	0.0303
				2		2	6	4	

			Jr. Shambuyacu	0.5 2		0.0004 9		0.010 9	
Calle				0.5 2		0.0009 9		0.017 5	
Mz	Cuneta N°20	32 - 31	Jr. Fausa	0.5 2	58.19	0.0004 2	0.011	0.008	0.0261
Calle				0.5 2		0.0012 5		0.010 1	
Mz	Cuneta N°21	11 - 10	Jr. Fausa	0.5 2	58.19	0.0005 3	0.000	0.005	0.0155
Calle				0.5 2		0.0009 1		0.017 0	
Mz	Cuneta N°22	25 - 26	Jr. Fausa	0.5 2	58.19	0.0003 7	0.013	0.008	0.0250
Calle				0.5 6		0.0012 0		0.025 5	
Mz	Cuneta N°23	28 - 27	Jr. Fausa	0.5 6	58.19	0.0004 0	0.024	0.010	0.0362
Calle				0.5 2		0.0013 6		0.024 8	
Mz	Cuneta N°24	37 - 38	Jr. Fausa	0.5 2	58.19	0.0004 0	0.018	0.009	0.0342
Calle				0.5 6		0.0006 5		0.015 5	
Mz	Cuneta N°25	40 - 39	Jr. Lamas	0.5 6	58.19	0.0002 0	0.023	0.007	0.0234
Calle				0.5 2		0.0009 7		0.018 7	
Mz	Cuneta N°26	41 - 42	Jr. Lamas	0.5 2	58.19	0.0003 4	0.016	0.008	0.0274
Calle				0.5 2		0.0010 0		0.017 8	
Mz	Cuneta N°27	41' - 44	Jr. Lamas	0.5 2	58.19	0.0005 5	0.011	0.010	0.0282
Calle				0.5 2		0.0010 4		0.017 6	
Mz	Cuneta N°27	44 - 43	Calle 2	0.5 2	58.19	0.0004 6	0.009	0.009	0.0270
Calle				0.5 2		0.0009 0		0.015 7	
Mz	Cuneta N°28	45 - 46	Calle 2	0.5 2	58.19	0.0004 6	0.009	0.008	0.0243
Calle				0.5 2		0.0010 0		0.017 3	
Mz	Cuneta N°29	45' - 48	Jr. Shambuyacu	0.5 2	58.19	0.0005 4	0.010	0.010	0.0282
Calle				0.5 2		0.0010 5		0.017 8	
Mz	Cuneta N°30	20 - 24		1.0 2	58.19	0.0104 2	0.014 8	0.238 8	0.2611

Calle			Jr. Shambuyacu	0.5 2		0.0012 5		0.022 3	
Mz	Cuneta N°30	24 - 23	Calle 1	1.0 6 0.5	58.19	0.0048 3 0.0006	0.021 2	0.144 0 0.015	0.1599
Calle				6		8		8	

Fuente: Elaboración propia

En la tabla 30 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 30

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	09 - 10	Jr. San Pablo	0.0339	0.0460	0.046
Colector N°1	26 - 27	Jr. San Pablo	0.0200	0.0301	0.030
Colector N°1	38 - 39	Jr. San Pablo	0.0194	0.0289	0.029
Colector N°1	50 - 51	Jr. Sinchi Roca	0.0272	0.0371	0.037
Colector N°1	51 - 52	Jr. Sinchi Roca	0.0172	0.0268	0.027
Colector N°2	13 - 14	Jr. Sinchi Roca	0.0197	0.0225	0.022
Colector N°2	30 - 31	Jr. La Marginal	0.0193	0.0294	0.029
Colector N°2	42 - 43	Jr. La Marginal	0.0193	0.0242	0.024
Colector N°2	48 - 47	Jr. Las Lomas	0.0196	0.0280	0.028
	34 - 35		0.0186	0.0257	0.026

Colector N°3		Jr. Apurimac			
Colector N°3	46 - 47	Jr. Apurimac	0.0186	0.0271	0.027
Colector N°4	54 - 55	Jr. Daniel A. Carrión	0.0294	0.0467	0.047
Colector N°4	72 - 73	Jr. Daniel A. Carrion	0.0290	0.0275	0.029
Colector N°4	87 - 88	Jr. Daniel A. Carrión	0.0102	0.0220	0.022
Colector N°4	99 - 100	Jr. Las Palmeras	0.0181	0.0269	0.027
Colector N°4	109 - 109'	Jr. Las Palmeras	0.0063	0.0123	0.012

Fuente: Elaboración propia

Tabla 31

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°5	60 - 59	Jr. Ramón Castilla	0.0287	0.0409	0.041
Colector N°5	64 - 63	Jr. Ramón Castilla	0.0122	0.0133	0.013
Colector N°6	68 - 69	Jr. Shambuyacu	0.0376	0.0489	0.049
Colector N°6	83 - 84	Jr. Shambuyacu	0.0167	0.0235	0.023
Colector N°6	95 - 96	Jr. Shambuyacu	0.0169	0.0197	0.020
Colector N°6	107 - 107'	Jr. Shambuyacu	0.0137	0.0267	0.027
Colector N°7	126 - 125	Jr. Shambuyacu	0.0144	0.0265	0.027
Colector N°7	122 - 121	Jr. Fausa	0.0571	0.0617	0.062
	120 - 119	Jr. Fausa	0.0303	0.0410	0.041

Colector N°7					
Colector N°7	116 - 115	Jr. Ramón Castilla	0.0413	0.0495	0.049
Colector N°7	115 - 114	Jr. Ramón Castilla	0.0205	0.0401	0.040
Colector N°8	127 - 128	Jr. Shambuyacu	0.0098	0.0151	0.015
Colector N°8	129 - 130	Jr. Shambuyacu	0.0605	0.0662	0.066
Colector N°8	133 - 134	Jr. Shambuyacu	0.0635	0.0677	0.068
Colector N°8	112 - 113	Jr. Shambuyacu	0.0131	0.0264	0.026
Cuneta N°9	02 - 03	Jr. Shambuyacu	0.0298	0.0536	0.054

Fuente: Elaboración propia

Tabla 32

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
Cuneta N°10	08 - 09	Jr. Ramón Castilla	0.0587	0.0689	0.069
Cuneta N°11	04 - 03	Jr. Ramón Castilla	0.0533	0.0615	0.061
Cuneta N°12	05 - 06	Jr. Shambuyacu	0.0273	0.0354	0.035
Cuneta N°12	06 - 07	Jr. Shambuyacu	0.0263	0.0393	0.039
Cuneta N°13	12 - 13	Jr. Shambuyacu	0.0190	0.0337	0.034
Cuneta N°14	12' - 15	Jr. Shambuyacu	0.0203	0.0285	0.029
Cuneta N°14	15 - 14	Jr. Shambuyacu	0.0184	0.0276	0.028
	16 - 19	Jr. Fausa	0.0196	0.0223	0.022

Cuneta N°15					
Cuneta N°15	19 - 18	Jr. Fausa	0.0166	0.0248	0.025
Cuneta N°16	17 - 18	Jr. Fausa	0.0141	0.0260	0.026
Cuneta N°17	33 - 34	Jr. Fausa	0.0175	0.0276	0.028
Cuneta N°18	33' - 36	Jr. Fausa	0.0187	0.0290	0.029
Cuneta N°18	36 - 35	Jr. Lamas	0.0179	0.0247	0.025
Cuneta N°19	29 - 30	Jr. Lamas	0.0184	0.0265	0.026
Cuneta N°20	29' - 32	Jr. Lamas	0.0200	0.0306	0.031
Cuneta N°20	32 - 31	Calle 2	0.0182	0.0263	0.026

Fuente: Elaboración propia

3.2.6.2. 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 el cuadro N° 17 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 33, se presentan los caudales finales de diseño.

Tabla 33*Resumen del calculo 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	09 - 10	Jr. San Pablo	77.50	323.677	323.771	04-03, 02-03, 08-09	0.184	0.046	0.230	0.230
Alcantarilla	10 - 26	Jr. San Pablo	7.20	323.771	324.918	04-03, 02-03, 08-09, 09-10, 11-10	0.255		0.255	0.255
Colector N°1	26 - 27	Jr. San Pablo	77.50	324.918	323.719	04-03, 02-03, 08-09, 09-10, 11-10, 25-26	0.280	0.030	0.310	0.310
Alcantarilla	27 - 38	Jr. San Pablo	7.20	323.719	321.032	04-03, 02-03, 08-09, 09-10, 11-10, 25-26, 26-27, 28-27	0.347		0.347	0.347
Colector N°1	38 - 39	Jr. San Pablo	78.50	320.837	321.816	04-03, 02-03, 08-09, 09-10, 11-10, 25-26, 26-27, 28-27, 37-38	0.381	0.029	0.410	0.410
Alcantarilla	39 - 50	Jr. San Pablo	7.20	325.649	325.510	04-03, 02-03, 08-09, 09-10, 11-10, 25-26, 26-27, 28-27, 37-38, 38-39, 40-39	0.434		0.434	0.434
Colector N°1	50 - 51	Jr. San Pablo	118.50	326.477	326.438	04-03, 02-03, 08-09, 09-10, 11-10, 25-26, 26-27, 28-27, 37-38, 38-39, 40-39, 49-50	0.463	0.037	0.500	0.500
Colector N°1	51 - 52	Jr. San Pablo	50.50	323.677	323.771	04-03, 02-03, 08-09, 09-10, 11-10, 25-26, 26-27, 28-27, 37-38, 38-39, 40-39, 49-50, 50-51	0.500	0.027	0.526	0.526
Colector N°2	13 - 14	Jr. Sinchi Roca	75.00	324.918	323.719	05-06, 06-07, 12-13	0.108	0.022	0.131	0.131
Alcantarilla	14 - 30	Jr. Sinchi Roca	7.20	323.719	321.032	05-06, 06-07, 12-13, 13-14, 15-14	0.187		0.187	0.187

Alcantarilla	31 - 42	Jr. Sinchi Roca	7.20	320.837	321.816	05-06, 06-07, 12-13, 13-14, 15-14, 29-30, 30-31, 32-31	0.300		0.300	0.300
Colector N°2	42 - 43	Jr. San Pablo	78.50	325.649	325.510	05-06, 06-07, 12-13, 13-14, 15-14, 29-30, 30-31, 32-31, 41-42	0.327	0.024	0.352	0.352
Alcantarilla	43 - 48	Jr. San Pablo	7.20	326.477	326.438	05-06, 06-07, 12-13, 13-14, 15-14, 29-30, 30-31, 32-31, 41-42, 42-43, 44-43	0.407		0.407	0.407
Colector N°2	48 - 47	Jr. San Pablo	61.00	323.677	323.771	05-06, 06-07, 12-13, 13-14, 15-14, 29-30, 30-31, 32-31, 41-42, 42-43, 44-43, 45-48	0.436	0.028	0.464	0.464
Colector N°3	34 - 35	Jr. Sinchi Roca	76.00	324.918	323.719	16-19, 19-18, 17-18, 33-34	0.101	0.026	0.126	0.126

Fuente: Elaboración propia

Tabla 34

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
Alcantarilla	35 - 46	Jr. Ramón Castilla	7.20	326.496	326.856	16-19, 19-18, 17-18, 33-34, 34-35, 36-35	0.180		0.180	0.180
Colector N°3	46 - 47	Jr. Ramón Castilla	78.00	328.778	332.896	16-19, 19-18, 17-18, 33-34, 34-35, 36-35, 45-46	0.205	0.027	0.232	0.232
Alcantarilla	47 - 54	Jr. Apurimac	7.20	327.165	327.356	16-19, 19-18, 17-18, 33-34, 34-35, 36-35, 45-46, 46-47, 48-47, 05-06, 06-07, 12-13,	0.695		0.695	0.695

						13-14, 15-14, 29-30, 30-31, 32-31, 41-42, 42-43, 44-43, 45'-48				
Colector N°4	54 - 55	Jr. Apurimac	117.00	326.452	328.120	16-19, 19-18, 17-18, 33-34, 34-35, 36-35, 45-46, 46-47, 48-47, 05-06, 06-07, 12-13, 13-14, 15-14, 29-30, 30-31, 32-31, 41-42, 42-43, 44-43, 45'-48, 53-54	0.742	0.047	0.789	0.789
						16-19, 19-18, 17-18, 33-34, 34-35, 36-35, 45-46, 46-47, 48-47, 05-06, 06-07, 12-13, 13-14, 15-14, 29-30, 30-31, 32-31, 41-42, 42-43, 44-43, 45'-48, 53-54, 54-55, 56-55				0.000
Alcantarilla	55 - 72	Jr. Apurimac	7.20	327.165	327.356	16-19, 19-18, 17-18, 33-34, 34-35, 36-35, 45-46, 46-47, 48-47, 05-06, 06-07, 12-13, 13-14, 15-14, 29-30, 30-31, 32-31, 41-42, 42-43, 44-43, 45'-48, 53-54, 54-55, 56-55	0.886		0.886	0.886
Colector N°4	72 - 73	Jr. Apurimac	107.50	326.452	328.120	16-19, 19-18, 17-18, 33-34, 34-35, 36-35, 45-46, 46-47, 48-47, 05-06, 06-07, 12-13, 13-14, 15-14, 29-30, 30-31, 32-31, 41-42, 42-43, 44-43, 45'-48, 53-54, 54-55, 56-55, 71-72	0.916	0.030	0.946	0.946
Alcantarilla	73 - 87	Jr. Apurimac	7.20	327.477	327.125	16-19, 19-18, 17-18, 33-34, 34-35, 36-35, 45-46, 46-47, 48-47, 05-06, 06-07, 12-13,	0.946		0.946	0.946

13-14, 15-14, 29-30, 30-31, 32-31,
41-42,
42-43, 44-43, 45'-48, 53-54, 54-
55, 56-55,
71-72, 72-73

Fuente: Elaboración propia

Tabla 35

Resumen del cálculo de caudal en cunetas y alcantarillas

COLECTOR	TRAMO	CALLE	LONGITUD	COTA TERRENO		COLECTOR CONTRIBUYENTE Descripción	CAUDAL			DISEÑO
				INICIO	FINAL		INICIAL	TRAMO	FINAL	
Colector N°4	87 - 88	Jr. Daniel A. Carrión	66.50	326.496	326.856	16-19, 19-18, 17-18, 33-34, 34-35, 36-35, 45-46, 46-47, 48-47, 05-06, 06-07, 12-13, 13-14, 15-14, 29-30, 30-31, 32- 31, 41-42, 42-43, 44-43, 45'-48, 53-54, 54- 55, 56-55, 71-72, 72-73	0.946	0.022	0.968	0.968
Alcantarilla	88 - 99	Jr. Daniel A. Carrión	7.20	328.778	332.896	16-19, 19-18, 17-18, 33-34, 34-35, 36-35, 45-46, 46-47, 48-47, 05-06, 06-07, 12-13, 13-14, 15-14, 29-30, 30-31, 32-31, 41-42, 42-43, 44-43, 45'-48, 53-54, 54- 55, 56-55,	1.017		1.017	1.017

Colector N°4	99 - 100	Jr. Daniel A. Carrión	68.00	327.477	327.125	71-72, 72-73, 87-88, 87'-86, 86-89, 89-88 16-19, 19-18, 17-18, 33-34, 34-35, 36-35, 45-46, 46-47, 48-47, 05-06, 06-07, 12-13, 13-14, 15-14, 29-30, 30-31, 32-31, 41-42, 42-43, 44-43, 45'-48, 53-54, 54-55, 56-55, 71-72, 72-73, 87-88, 87'-86, 86-89, 89-88, 98-99	1.042	0.027	1.069	1.069
Alcantarilla	100 - 109	Jr. Daniel A. Carrión	7.20	327.334	327.625	16-19, 19-18, 17-18, 33-34, 34-35, 36-35, 45-46, 46-47, 48-47, 05-06, 06-07, 12-13, 13-14, 15-14, 29-30, 30-31, 32-31, 41-42, 42-43, 44-43, 45'-48, 53-54, 54-55, 56-55, 71-72, 72-73, 87-88, 87'-86, 86-89, 89-88, 98-99, 99-100, 101-100, 98'-101	1.120		1.120	1.120
Colector N°4	109 - 109'	Jr. Daniel A. Carrión	32.00	328.732	328.585	16-19, 19-18, 17-18, 33-34, 34-35, 36-35, 45-46, 46-47, 48-47, 05-06, 06-07, 12-13, 13-14, 15-14, 29-30, 30-31, 32-31, 41-42,	1.139	0.012	1.152	1.152

Fuente: Elaboración propia

Tabla 36*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	
						42-43, 44-43, 45'-48, 53-54, 54-55, 56-55, 71-72, 72-73, 87-88, 87'-86, 86-89, 89-88, 98-99, 99-100, 101-100, 98'-101, 108-109					
Colector N°5	60 - 59	Jr. Las Palmeras	74.50	150.220	149.000	57'-60	0.044	0.041	0.084	0.084	
Alcantarilla	59 - 64	Jr. Las Palmeras	7.50	149.000	148.780	57'-60, 60-59, 58-59, 57-58, 24-23, 20-24	0.606		0.606	0.606	
Colector N°5	64 - 63	Jr. Las Palmeras	50.00	148.780	148.680	57'-60, 60-59, 58-59, 57-58, 24-23, 20-24, 21-22, 62-61, 61-64	0.789	0.013	0.802	0.802	
Colector N°6	68 - 69	Jr. Manco Cápac	106.00	325.023	325.673	67-68	0.032	0.049	0.081	0.081	
Alcantarilla	69 - 83	Jr. Manco Cápac	7.20	326.455	327.101	67-68, 68-69	0.081		0.081	0.081	
Colector N°6	83 - 84	Jr. Manco Cápac	66.00	328.152	328.156	67-68, 68-69, 74-71', 74-73'	0.155	0.023	0.178	0.178	
Alcantarilla	84 - 95	Jr. Manco Cápac	7.20	328.456	328.465	67-68, 68-69, 74-71', 74-73', 83- 84	0.178		0.178	0.178	
Colector N°6	95 - 96	Jr. Manco Cápac	67.50	328.45	328.966	67-68, 68-69, 74-71', 74-73', 83- 84	0.178	0.020	0.198	0.198	
Alcantarilla	96 - 107	Jr. Manco Cápac	7.20	325.023	325.673	67-68, 68-69, 74-71', 74-73', 83- 84, 95-96	0.198		0.198	0.198	
Colector N°6	107 - 107'	Jr. Manco Cápac	44.00	326.455	327.101	67-68, 68-69, 74-71', 74-73', 83- 84, 95-96	0.198	0.027	0.225	0.225	

Colector N°7	126 - 125	Jr. Ramón Castilla	43.00	329.001	329.088		0.027	0.027	0.027
Alcantarilla	121 - 120	Jr. Ramón Castilla	7.20	329.001	329.088	126-125, 124-125, 123-122, 122-121	0.153		0.153
Colector N°7	120 - 119	Jr. Ramón Castilla	106.00	329.152	329.456	126-125, 124-125, 123-122, 122-121	0.153	0.041	0.194
Alcantarilla	119 - 116	Jr. Ramón Castilla	7.20	330.526	329.123	126-125, 124-125, 123-122, 122-121, 118-119	0.218		0.218
Colector N°7	116 - 115	Jr. Ramón Castilla	135.50	329.001	329.088	126-125, 124-125, 123-122, 122-121, 118-119,	0.255	0.049	0.304
Colector N°7	115 - 114	Jr. Ramon Castilla	56.50	329.001	329.088	117-116 126-125, 124-125, 123-122, 122-121, 118-119,	0.304	0.040	0.344
Alcantarilla	114 - 113	Jr. Huallaga	8.00	330.526	329.123	117-116, 116-115 126-125, 124-125, 123-122, 122-121, 118-119,	0.344		0.344

3.2.6.3. 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.

Drenaje Transversal

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.

3.2.6.4. 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.

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 transmisión 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.

3.2.6.4.1.1. DISEÑO HIDRAULICO DE UNA CUNETETA

Las cunetas tendrán en general sección rectangular y se proyectarán en todas las calles.

Sus dimensiones han sido fijadas de acuerdo a las condiciones pluviométricas del lugar, siendo éstas como mínimas las siguientes:

Tabla 37

Dimensiones mínimas de cunetas

REGION	PROFUNDIDAD (m)	ANCHO (m)
Seca	0.20	0.50
Lluviosa	0.30	0.50
Muy Lluviosa	0.50	1.00

Fuente: Sandoval Salazar, Néstor, "Apuntes del Curso de Drenaje",

UNSM Tarapoto – Perú, 2015

El ancho medido desde el borde de la sub rasante hasta la vertical que pasa por el vértice inferior. La profundidad es medida verticalmente desde el nivel del borde de la sub rasante 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.

3.2.7. Diseño estructural de cunetas y alcantarillas

3.2.7.1. Diseño estructural de cunetas

Para el diseño estructural se ha determinado dos dimensiones promedias (0.60 x 0.40 y 0.80 x 0.60, ambas medidas interiores).

Diseño estructural de cunetas (0.60x0.40)

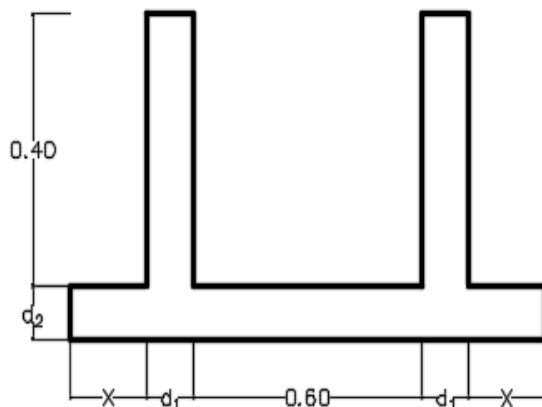


Figura 6: Sección de cuneta. (Fuente: Elaboración propia)

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= 0.80 kg/cm².

A1. CASO I: Poza Sin Agua, Terreno Seco

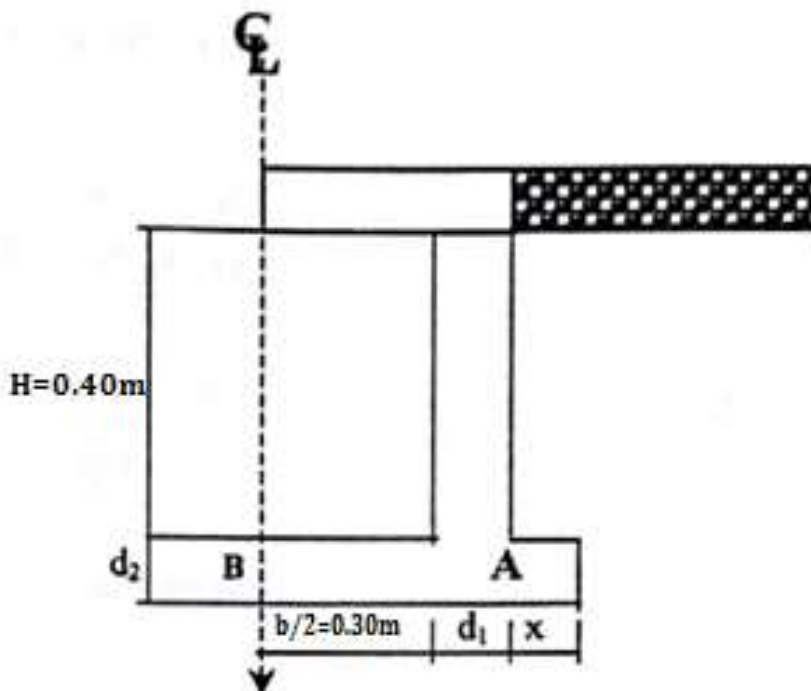


Figura 7: Sección transversal de la cuneta. (Fuente: Elaboración propia)

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

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

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

$$K_a = 0.5088$$

A.1. 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:

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

Luego:

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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 d_1 y d_2

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

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

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

$d_2 = 0.20$ mts

Luego:

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

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

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

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

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

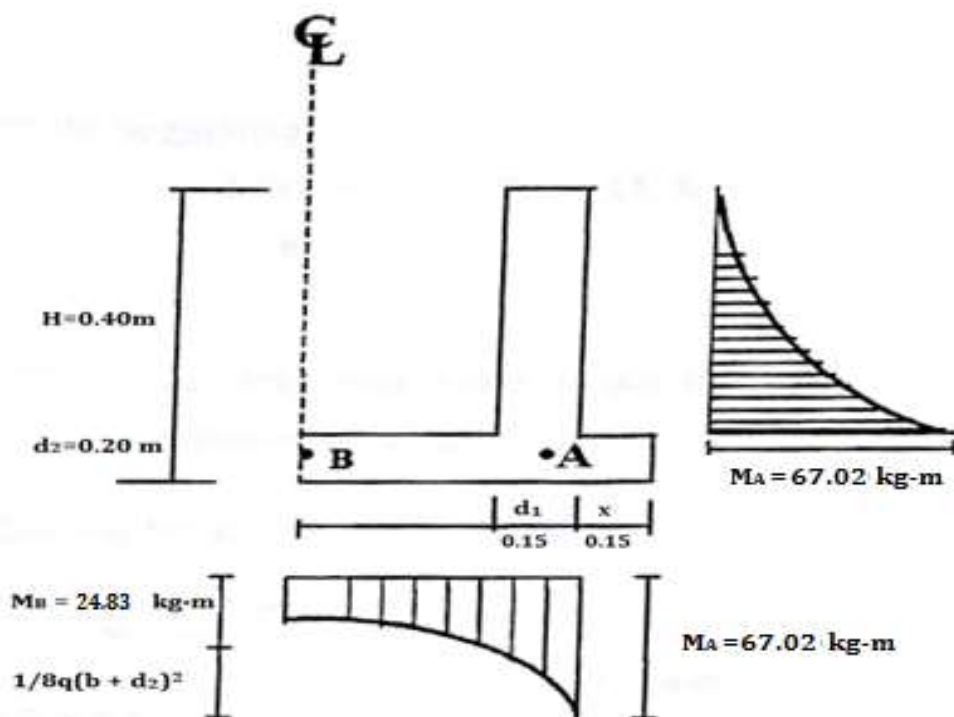


Figura 8: Diagrama de momentos en la cuneta para el caso i. (fuente: Elaboración propia)

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

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

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

A.2. Caso II: La poza está llena hasta la cota superior de la pared lateral.

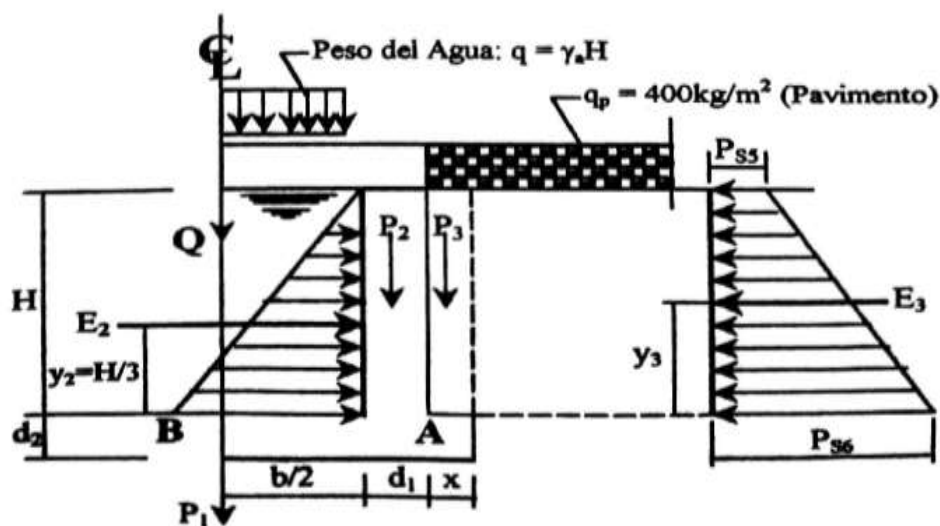


Figura 9: Sección de la superficie lateral de la cuneta. (fuente: Elaboración propia)

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

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

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

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

$$\mathbf{K_a = 0.5088}$$

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

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

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

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

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

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

Empuje de Agua "E₂" (kg/m)

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

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

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

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

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

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

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

El momento en el punto "B"

$$q = \gamma_a H$$

$$q = 1000 * 0.40$$

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

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

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

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

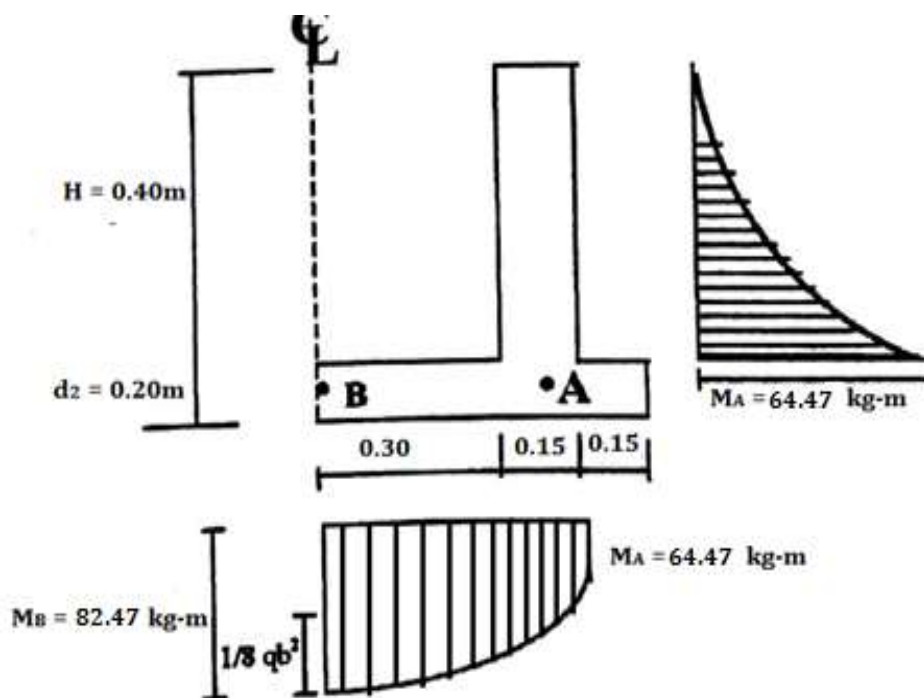


Figura 10: Diagrama de momentos de la cuneta. (Fuente: Elaboración propia)

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:

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

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

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

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

$$P_2 = 0.15 * 0.40 * 2400$$

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

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

$$P_3 = 1830 * 0.40 * 0.15$$

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

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

$$Q = 1000 * 0.40 * 0.60$$

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

Entonces:

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

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

$$\sigma_T = \mathbf{0.11}$$

Factor de Seguridad

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

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

Cálculo del Refuerzo en las Paredes

Según las figuras N° 05 y N° 06 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 el refuerzo en la cara interior se determinará el área de refuerzo mínimo ($A_{s_{min}}$) por no presentar esfuerzos debido a momento flector en esta cara.

Momento en la Cara Exterior:

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

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

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:

$$M_u = 1.8 M$$

$$M_u = 1.8(67.02)$$

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

$$\phi = 0.90$$

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

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

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

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

$d = 10.37 \text{ cm}$ (asumiendo
un refuerzo de $\phi = 1/2''$ de
1.27 cm de diámetro)

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

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

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

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

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

Refuerzos en los Muros:

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

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

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

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

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

Espaciamiento del refuerzo.

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

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

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

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

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

Este refuerzo se colocara 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 : $\emptyset 3/8" @ .375\text{m}$

Longitudinal:

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

Espaciamiento del refuerzo.

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

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

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

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 05 y 06 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)

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

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

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

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

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

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

→ **Usar: $A_s = 2.02 \text{ cm}^2$**

Espaciamiento del refuerzo.

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

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

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

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

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

$R = 4.0$ 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.

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

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 $\emptyset 3/8"$ @. 375

Paralelo al eje:

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

Piso

Cara superior,

Perpendicular al eje:

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

Paralelo al eje:

Usar $\emptyset 3/8"$ @. 0. 40m

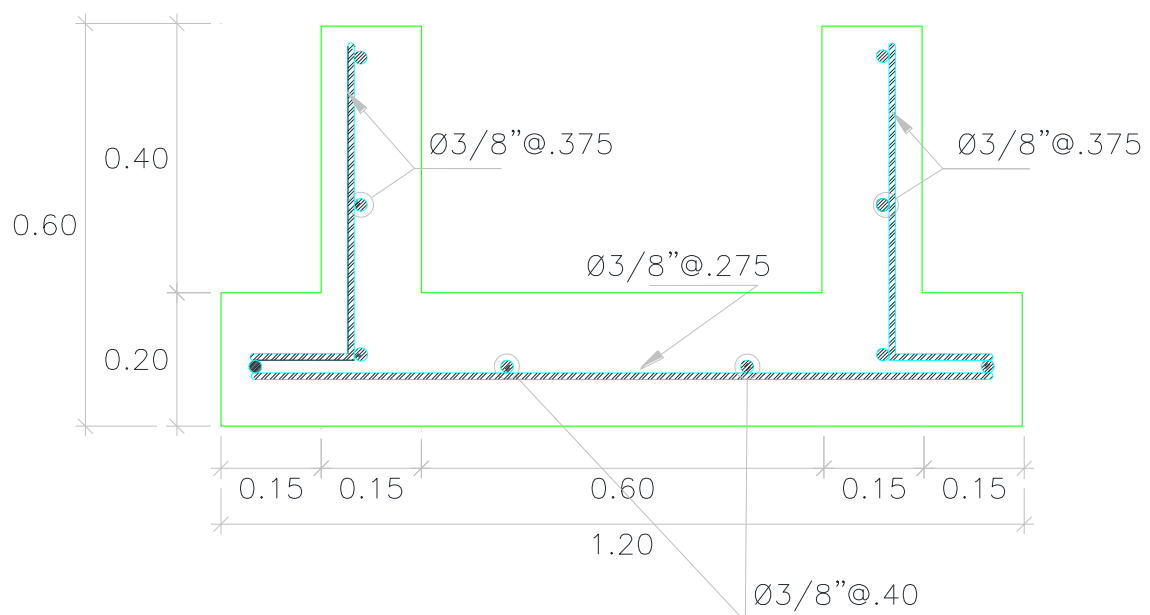


Figura 11: Distribución de acero en la cuneta. (Fuente: Elaboración propia)

Especificaciones Técnicas	
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	
$f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$	
- Recubrimientos	
Paredes	$r = 4.0$ cm
Losa: Cara inferior	$r = 7.5$ cm
Cara superior	$r = 4.0$ cm
- Capacidad Portante del Suelo (σ_t)	
Suelo Seco $\sigma_t = 0.80 \text{ kg/cm}^2$	

Diseño estructural de cunetas (0.80x0.60)

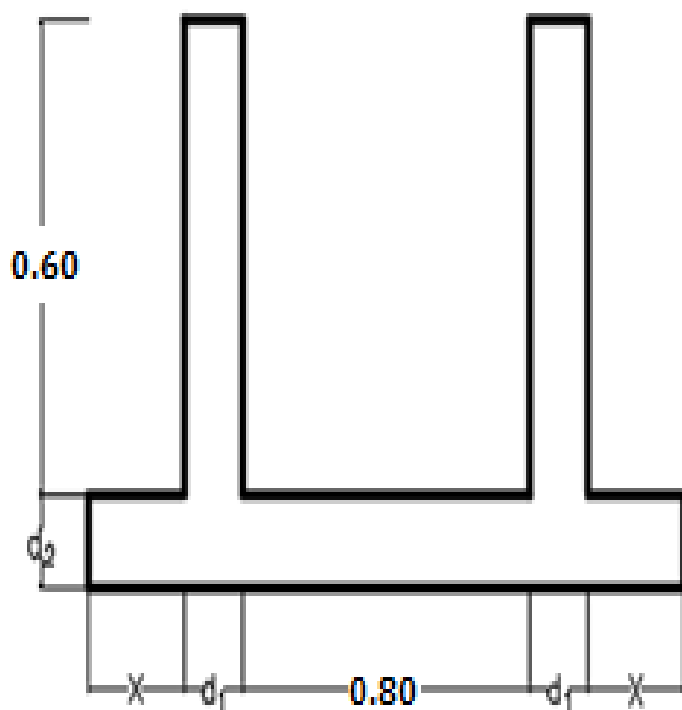


Figura 12: sección de cuneta 0.80x0.60(Fuente: Elaboración Propia)

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= 0.80 kg/cm².

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

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

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

A1. CASO I: Poza Sin Agua, Terreno Seco

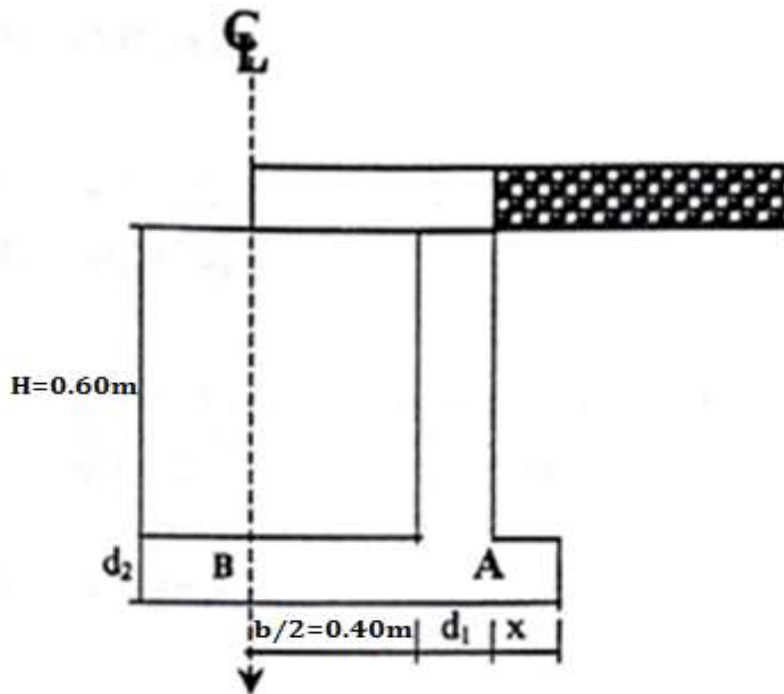


Figura 13: Sección transversal de la cuneta. (Fuente: Elaboración propia)

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

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

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

$$K_a = 0.5088$$

A.1. 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:

$$H = 0.60 \text{ mts} \quad b = 0.80 \text{ mts}$$

Luego:

$$P_{S_1} = K_a(q_s + q_p)$$

$$P_{S_1} = 0.5088(1000 + 400)$$

$$\mathbf{P_{S_1} = 712.32 \text{ kg/m}^2}$$

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

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

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

$$P_{S_2} = K_a \gamma_s (H + h_{s/c})$$

$$P_{S_2} = 0.5088 \times 1830 (0.60 + 0.77)$$

$$\mathbf{P_{S_2} = 1275.61 \text{ kg/m}^2}$$

$$E_1 = \frac{1}{2} (P_{S_1} + P_{S_2}) H$$

$$E_1 = \frac{1}{2} (712.32 + 1275.6) \times 0.60$$

$$\mathbf{E_1 = 596.38 \text{ kg/m}}$$

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

$$Y_1 = \frac{0.60^2 + 3(0.60)(0.77)}{3(0.60 + 2(0.77))}$$

$$\mathbf{Y_1 = 0.272 \text{ mts}}$$

El momento en el punto "A"

$$M_A = E_1 \times Y_1$$

$$M_A = 596.38 \times 0.272$$

$$\mathbf{M_A = 162.21 \text{ kg} - \text{m}}$$

El momento en el punto "B"

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

Calculamos d_1 y d_2

$$d = \frac{H}{15} = \frac{0.60}{15}$$

$$d = 0.04 \text{ mts}$$

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

$$d_2 = 0.20 \text{ mts}$$

Luego:

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

$$q = 1000(0.60 + 0.20)$$

$$q = 800 \text{ kg/m}^2$$

$$M_B = 162.21 - \frac{1}{8}(800)(0.80 + 0.15)^2$$

$$M_B = 71.96 \text{ kg-m}$$

Diagrama de momentos en la cuneta para el caso i:

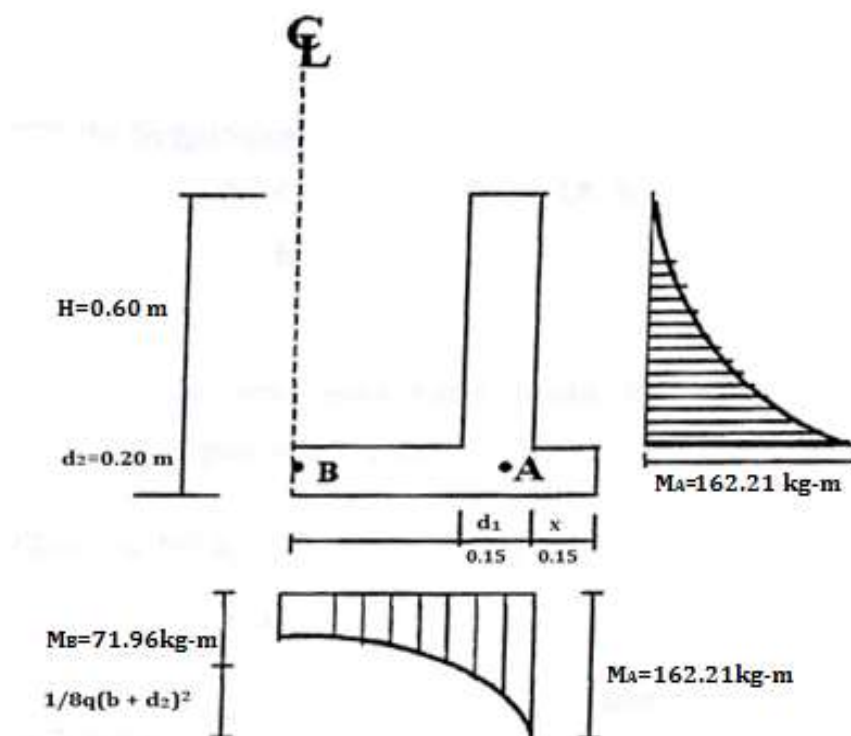


Figura 14: Diagrama de momentos en la cuneta. (Fuente: Elaboración propia) :

Presión de la estructura sobre el terreno:

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

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

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

$$P_1 = (0.80 + 2 * 0.15 + 2 * 0.15) * 0.20 * 2400$$

$$\mathbf{P_1 = 672 \text{ kg/m}}$$

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

$$P_2 = 0.15 * 0.60 * 2400$$

$$\mathbf{P_2 = 216 \text{ kg/m}}$$

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

$$P_3 = 1830 * 0.60 * 0.15$$

$$\mathbf{P_3 = 164.70 \text{ kg/m}}$$

$$\sigma_T = \frac{672 + 2 * 216 + 2 * 164.70}{(0.80 + 2 * 0.15 + 2 * 0.15)10000}$$

$$\mathbf{\sigma_T = 0.102}$$

Factor de Seguridad

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

$$F = \frac{0.80}{0.102} = \mathbf{7.84 > 2 \quad OK}$$

A.2. Caso II: La poza está llena hasta la cota superior de la pared lateral.

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

$$\mathbf{h' = 0.212m}$$

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

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

$$\mathbf{K_a = 0.5088}$$

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

$$E_3 = \frac{1}{2} * 0.5088 * 1830(0.60 + 2 * 0.212)$$

$$E_3 = \mathbf{476.73 \text{ kg/m}}$$

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

$$y_3 = \frac{0.60^2 + 3 * 0.60 * 0.21}{3(0.60 + 2 * 0.212)}$$

$$y_3 = \mathbf{0.243 \text{ m}}$$

Empuje de Agua "E₂" (kg/m)

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

$$E_2 = \frac{1}{2} * 1000 * 0.60^2$$

$$E_2 = \mathbf{180 \text{ kg/m}}$$

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

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

$$M_A = \frac{1}{3} * 0.60 * 180 - 476.73 * 0.243$$

$$M_A = \mathbf{-79.85 \text{ kg} - \text{m}}$$

El momento en el punto "B"

$$q = \gamma_a H$$

$$q = 1000 * 0.60$$

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

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

$$M_B = \frac{400 * 0.80^2}{8} - (-79.8)$$

$$M_B = \mathbf{111.85 \text{ kg} - \text{m}}$$

Diagrama de momentos en la cuneta para el caso ii:

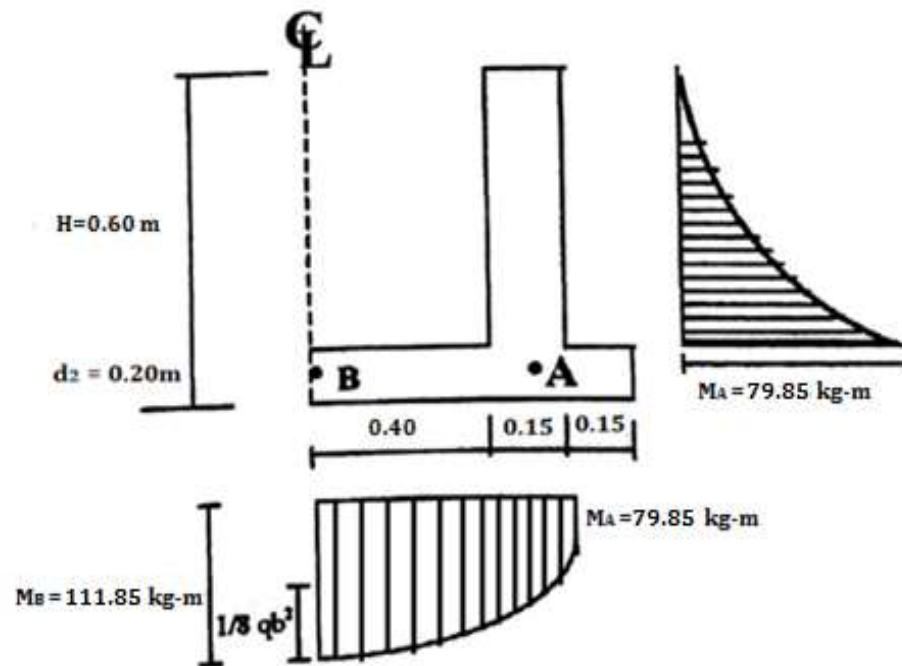


Figura 15: Diagrama de momentos en la cuneta caso ii:

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:

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

$$P_1 = (0.80 + 2 * 0.15 + 2 * 0.15) * 0.20 * 2400$$

$$P_1 = 672 \text{ kg/m}$$

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

$$P_2 = 0.15 * 0.60 * 2400$$

$$P_2 = 216 \text{ kg/m}$$

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

$$P_3 = 1830 * 0.60 * 0.15$$

$$P_3 = 164.70 \text{ kg/m}$$

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

$$Q = 1000 * 0.60 * 0.80$$

$$Q = 480 \text{ kg/m}$$

Entonces:

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

$$\sigma_T = \frac{672 + 2 * 216 + 2 * 164.7 + 480}{(0.80 + 2 * 0.15 + 2 * 0.15)10000}$$

$$\sigma_T = \mathbf{0.137}$$

Factor de Seguridad

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

$$F = \frac{0.80}{0.136} = \mathbf{5.84 > 2 \quad OK}$$

Cálculo del Refuerzo en las Paredes

Según las figuras N° 10 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 ($A_{s_{min}}$) por no presentar esfuerzos debido a momento flector en esta cara.

Momento en la Cara Exterior:

$$\mathbf{M_A = 162.21 \text{ kg} - \text{m}}$$

$$\mathbf{M_A = 79.85 \text{ kg} - \text{m}}$$

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:

$$M_u = 1.8 M$$

$$M_u = 1.8(162.21)$$

$$M_u = 291.98 \text{ kg} - \text{m}$$

$$\phi = 0.90$$

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

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

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

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

$d = 10.37 \text{ cm}$ (asumiendo
un refuerzo de $\phi = 1/2''$ de
1.27 cm de diámetro)

$$a = 0.150 \quad A_s = 0.750 \quad a = 0.211$$

$$a = 0.200 \quad A_s = 0.752 \quad a = 0.212$$

$$a = 0.212 \quad A_s = 0.753 \quad a = 0.212$$

$$A_s = 0.753 \text{ cm}^2$$

Refuerzos en los Muros:

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

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

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

$$A_{s_{\min}} > A_s = 0.753 \text{ cm}^2$$

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

Espaciamiento del refuerzo.

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

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

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

Usar : $\phi 3/8'' @ .45 \text{ m}$

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.

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

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

Longitudinal:

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

Espaciamiento del refuerzo.

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

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

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

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 10 y 11 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:

$$M_A = 162.21 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_B = 71.96 \text{ kg} - \text{m}$$

Caso II:

$$M_A = 79.85 \text{ kg} - \text{m}$$

$$M_B = 111.85 \text{ kg} - \text{m}$$

Tomaremos el mayor momento:

$$M_u = 1.8 M$$

$$M_u = 1.8(161.85)$$

$$\mathbf{M_u = 291.98 \text{ kg} - \text{m}}$$

$$\emptyset = 0.90$$

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

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

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

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

$$d = 11.9 \text{ cm (asumiendo)}$$

un refuerzo de $\emptyset = 1/2''$ de

1.27 cm de diámetro

$$a = 0.185 \quad A_s = 0.654 \quad a = 0.185$$

$$A_s = 0.654 \text{ cm}^2$$

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

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

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

$$A_{s_{\min}} > A_s = 0.654 \text{ cm}^2$$

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

Espaciamiento del refuerzo.

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

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

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

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

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

R = 4.0 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

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

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

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

$$A_{s_{\min}} > A_s = 0.654 \text{ cm}^2$$

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

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.

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

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 la 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

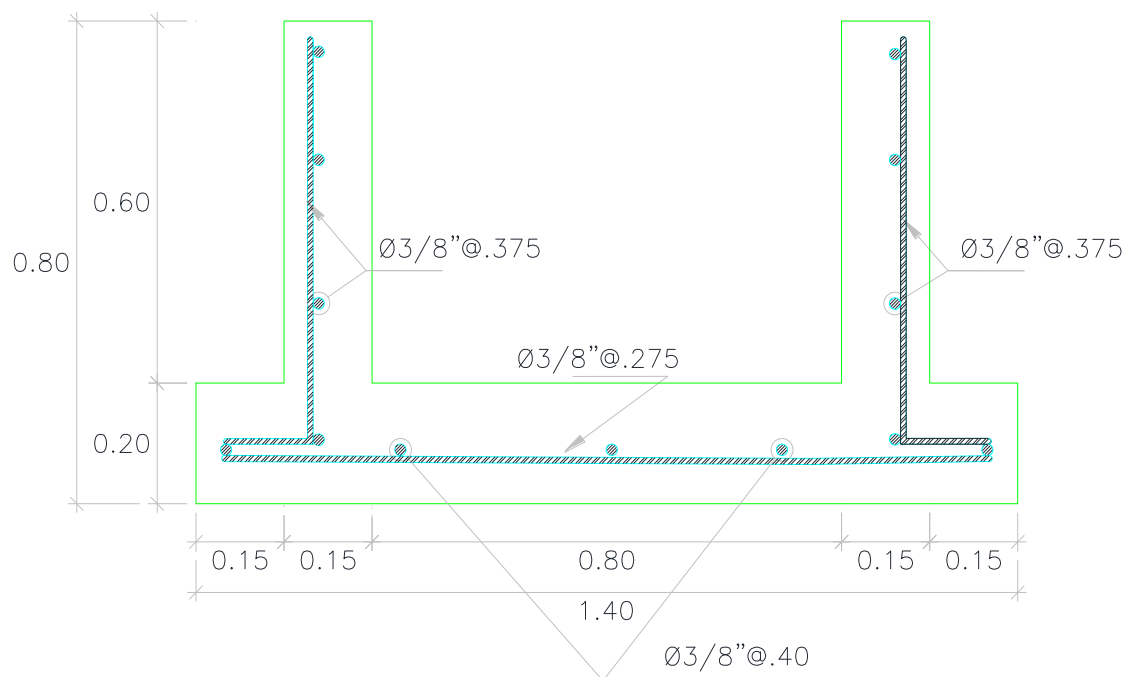


Figura 16: Distribución de acero en la cuneta. (Fuente: Elaboración propia)

Especificaciones Técnicas	
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	
$f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2$	
- Recubrimientos	
Paredes	$r = 4.0$
cm	
Losa: Cara inferior	$r = 7.5 \text{ cm}$
Cara superior	$r = 4.0 \text{ cm}$
- Capacidad Portante del Suelo (σ_t)	
Suelo Seco σ_t	$= 0.80 \text{ kg/cm}^2$

3.2.7.2. 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)

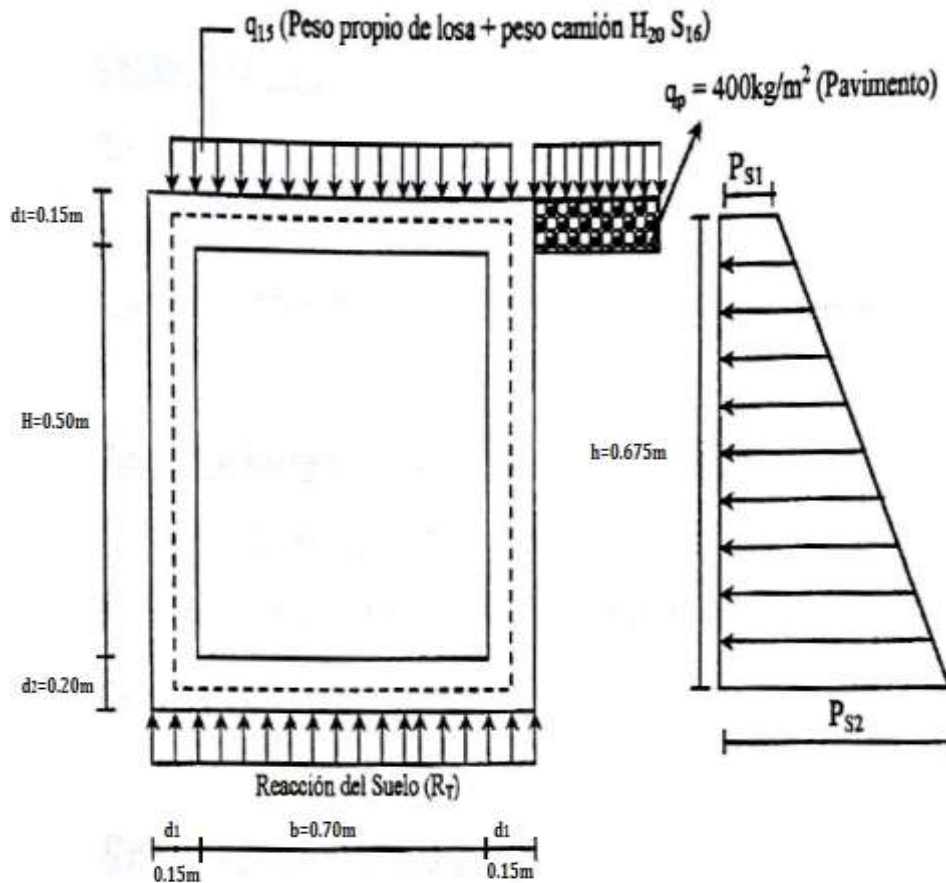


Figura 17: Sistemas de cargas en las alcantarillas. (Fuente: Elaboración propia)

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 $H_{20} S_{16}$, donde la carga transmitida por cada rueda posterior es de $P_L = 8000 \text{ kg}$, Luego:

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

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

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

Carga Total (q_{LS})

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

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

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

Peso de la Estructura (P_E):

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

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

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

Reacción del Terreno (R_T)

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

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

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

Cargas sobre las paredes laterales:

Según la figura anterior (Figura N° 07), se muestran las cargas actuantes en las paredes.

Hacemos uso de algunas ecuaciones determinadas anteriormente, como las Ecuaciones 01,

02, 03 y 04 respectivamente:

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

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

$$K_a = \mathbf{0.5088}$$

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

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

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

$$Ps_1 = K\gamma_s h_{s/c}$$

$$Ps_1 = 0.5088 * 1830 * 0.77$$

$$Ps_1 = 716.95 \text{ kg/m}^2$$

$$Ps_2 = K\gamma_s(H + h_{s/c})$$

$$Ps_2 = 0.5088 * 1830 * (0.675 + 0.77)$$

$$Ps_2 = 1345.45 \text{ kg/m}^2$$

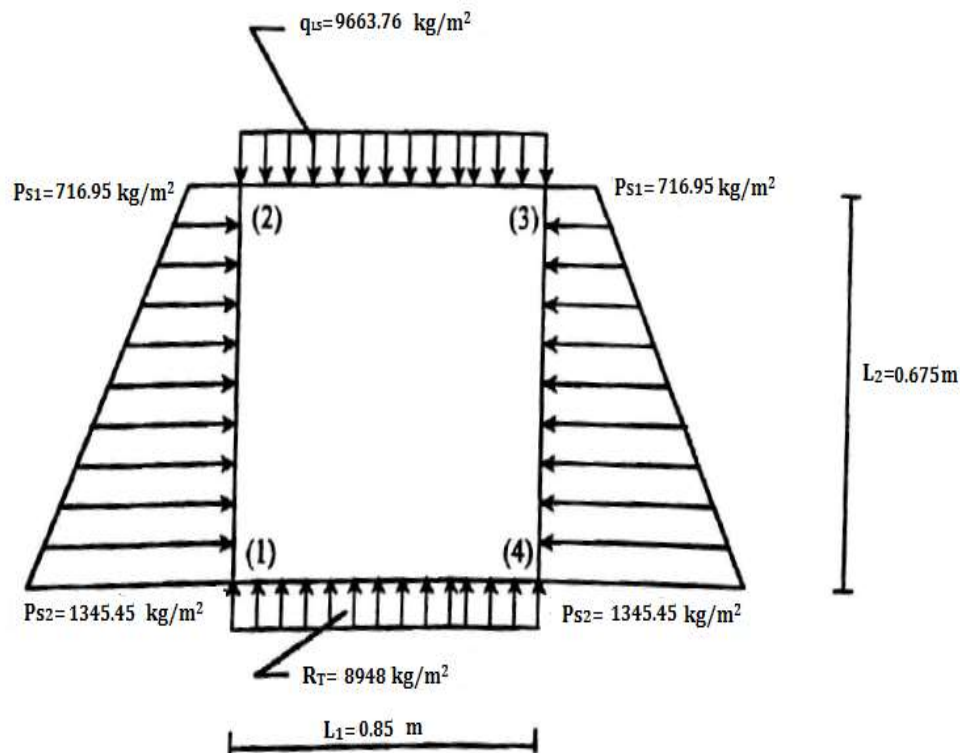


Figura 18: Diagrama de esfuerzos en el marco rígido (alcantarilla). (Fuente: Elaboración propia)

Momentos de Empotramientos (M°_{ij})

Los valores de "w" y "L" son tomados de la figura anterior.

Losa Superior (M°_{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°_{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°_{12})

$$M^{\circ}_{21} = -M^{\circ}_{34} = -\frac{(3P_{S1} + 2P_{S2})L_2^2}{60}$$

$$M^{\circ}_{21} = -M^{\circ}_{34} = -(3 * 716.95 + 2 * 1345.45)0.675^2/60$$

$$M^{\circ}_{21} = -M^{\circ}_{34} = \mathbf{-36.76 \text{ kg} - \text{m}}$$

$$M^{\circ}_{12} = -M^{\circ}_{43} = \frac{(2P_{S1} + 3P_{S2})L_2^2}{60}$$

$$M^{\circ}_{12} = -M^{\circ}_{43} = (2 * 716.95 + 3 * 1345.45)0.675^2/60$$

$$M^{\circ}_{12} = -M^{\circ}_{43} = \mathbf{41.54 \text{ kg} - \text{m}}$$

Aplicación del Método de Hardy Cross al Marco Rígido:

Inercias (I_{ij}):

$$I_{12} = I_{34} = \frac{H * d_1^3}{12}$$

$$I_{12} = I_{34} = \frac{0.50 * 0.15^3}{12}$$

$$I_{12} = I_{34} = \mathbf{1.406 * 10^{-4} m^4}$$

$$I_{23} = \frac{b * d_1^3}{12}$$

$$I_{23} = \frac{0.70 * 0.15^3}{12}$$

$$I_{23} = \mathbf{1.969 * 10^{-4} m^4}$$

$$I_{14} = \frac{b * d_2^3}{12}$$

$$I_{14} = \frac{0.70 * 0.20^3}{12}$$

$$I_{14} = 4.667 * 10^{-4} \text{m}^4$$

Rigideces (K_{ij}):

$$K_{12} = K_{34} = \frac{I_{12}}{L_2}$$

$$K_{12} = K_{34} = \frac{1.406 * 10^{-4}}{0.675}$$

$$K_{12} = K_{34} = 2.083 * 10^{-4}$$

$$K_{23} = \frac{I_{23}}{L_1}$$

$$K_{23} = \frac{1.969 * 10^{-4}}{0.85}$$

$$K_{23} = 2.316 * 10^{-4}$$

$$K_{14} = \frac{I_{14}}{L_1}$$

$$K_{14} = \frac{4.667 * 10^{-4}}{0.85}$$

$$K_{14} = 5.491 * 10^{-4}$$

Factores de Distribución (L_{ij}):

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
Σ	$7.574 * 10^{-4}$	1.000

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

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
Σ	$4.399 * 10^{-4}$	1.000

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

Análisis estructural del marco rígido por el método de Hardy Cross.

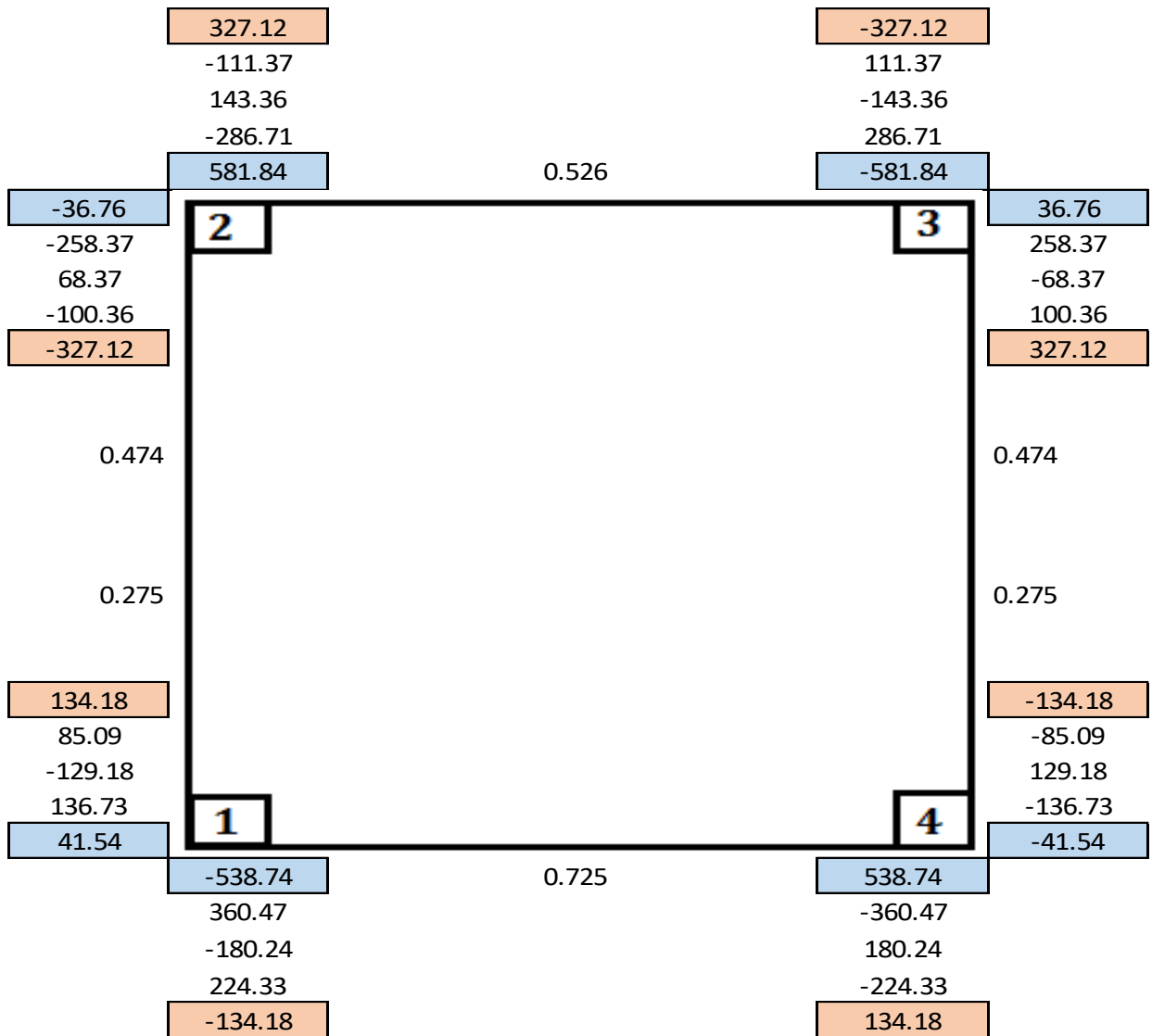


Figura 19: Análisis estructural del marco rígido por el método Hardy Cross. (Fuente: Elaboración propia)

$$MF_{1-2} = 134.18 \text{ kg} - \text{m}$$

$$MF_{1-4} = -134.18 \text{ kg} - \text{m}$$

$$MF_{2-1} = -327.12 \text{ kg} - \text{m}$$

$$MF_{2-3} = 327.12 \text{ kg} - \text{m}$$

$$MF_{3-2} = -327.12 \text{ kg} - \text{m}$$

$$MF_{3-4} = 327.12 \text{ kg} - \text{m}$$

$$MF_{4-3} = -134.18 \text{ kg} - \text{m}$$

$$MF_{4-1} = 134.18 \text{ kg} - \text{m}$$

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.

$$V_{23} = (q_{LS} * L_1)/2 + (M_2 - M_3)/L_1$$

$$V_{23} = (9663.76 * 0.85)/2 + (327.12 - 327.12)/0.85$$

$$V_{23} = 4107.10 \text{ kg}$$

$$V_{32} = (9663.76 * 0.85)/2 + (327.12 - 327.12)/0.85$$

$$V_{32} = 4107.10 \text{ kg}$$

$$V_{12} = (P_{S1} * L_2)/2 + [(P_{S2} - P_{S1}) * L_2]/6 + (M_2 - M_1)/L_2$$

$$V_{21} = (P_{S1} * L_2)/2 + [(P_{S2} - P_{S1}) * L_2]/3 + (M_1 - M_2)/L_2$$

Esfuerzos en el tramo 1 – 2 marco rígido.

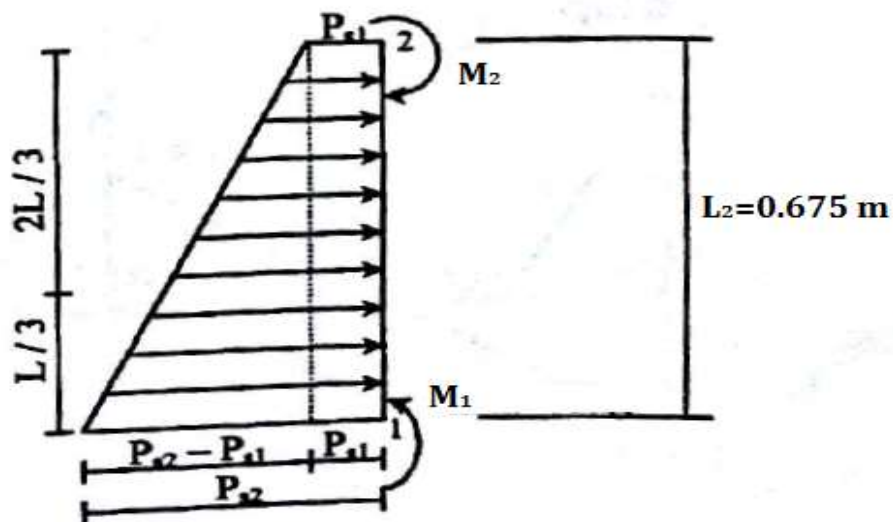


Figura 20: Esfuerzos en el tramo 1 – 2 marco rígido. (Fuente: Elaboración propia)

$$V_{12} = (716.95 * 0.675)/2 + [(1345.45 - 716.95) * 0.675]/6 + (327.12 - 134.18)/0.675$$

$$V_{12} = 598.52 \text{ kg}$$

$$V_{21} = (716.95 * 0.675)/2 + [(1345.45 - 716.95) * 0.675]/3 + (134.18 - 327.12)/0.675$$

$$V_{21} = 97.54 \text{ kg}$$

$$V_{14} = -(R_T * L_1)/2 + (M_1 + M_4) / L_1$$

$$V_{14} = -(8948 * 0.85)/2 + (134.18 - 134.18)/0.85$$

$$V_{14} = -3802.90 \text{ kg}$$

$$V_{41} = -(8948 * 0.85)/2 + (134.18 - 134.18)/0.85$$

$$V_{41} = -3802.90 \text{ kg}$$

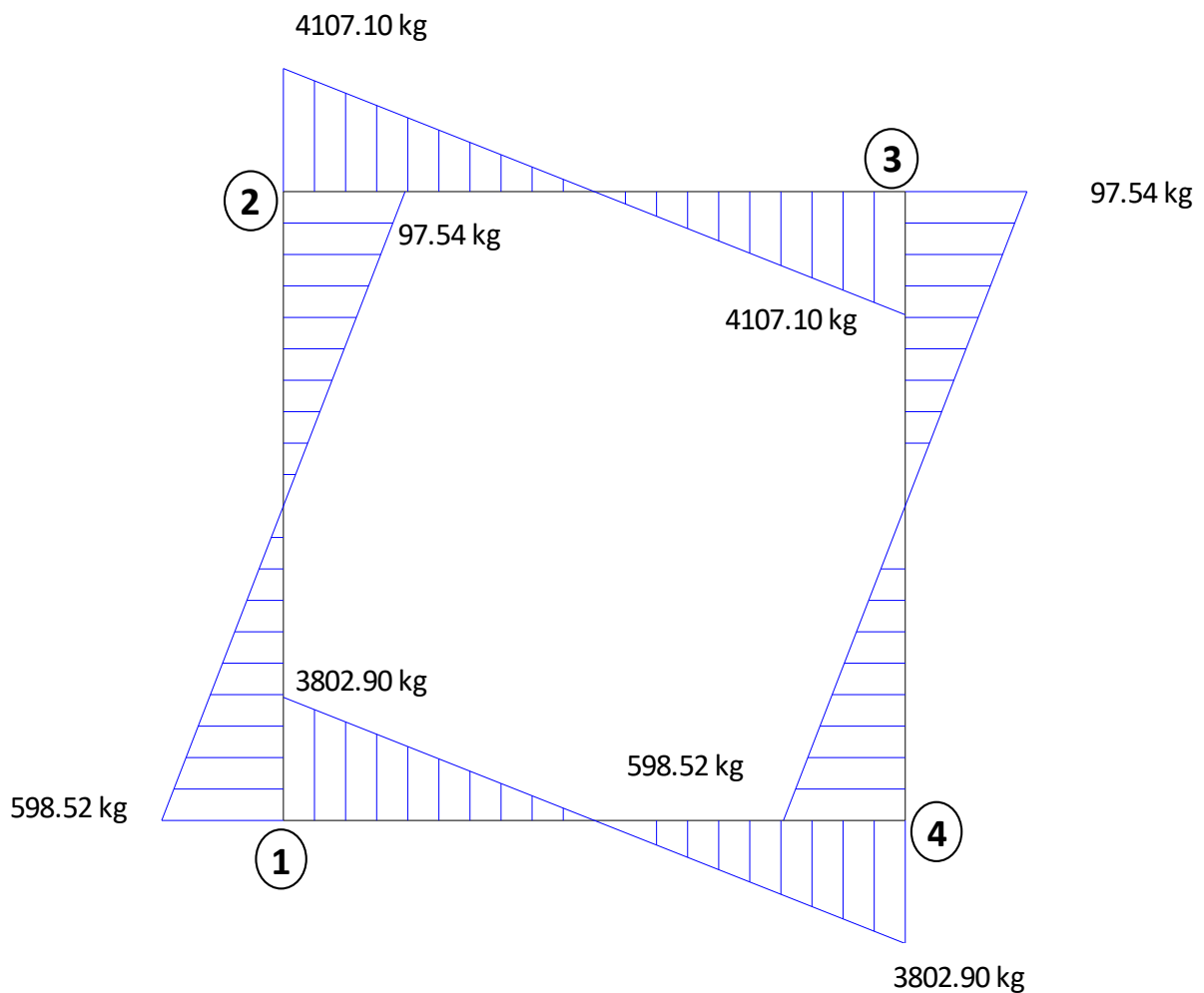


Figura 21: Diagrama de esfuerzos cortantes del marco rígido. (Fuente: Elaboración propia)

Momentos Máximos Positivos ($M_{m\acute{a}x}$).

Losa Superior e Inferior:

Según el siguiente gráfico, tenemos:

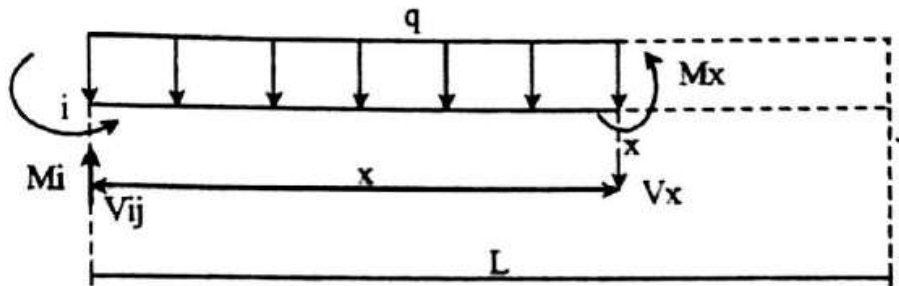


Figura 22: Esfuerzos en la losa del marco rígido a una distancia "x". (Fuente: Elaboración propia)

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)

$$M_{m\acute{a}x} = V_{ij} \left(\frac{V_{ij}}{q} \right) - \frac{qV_{ij}^2}{2q^2} - M_i$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{V_{ij}^2}{2q} - M_i \dots \dots (40)$$

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:

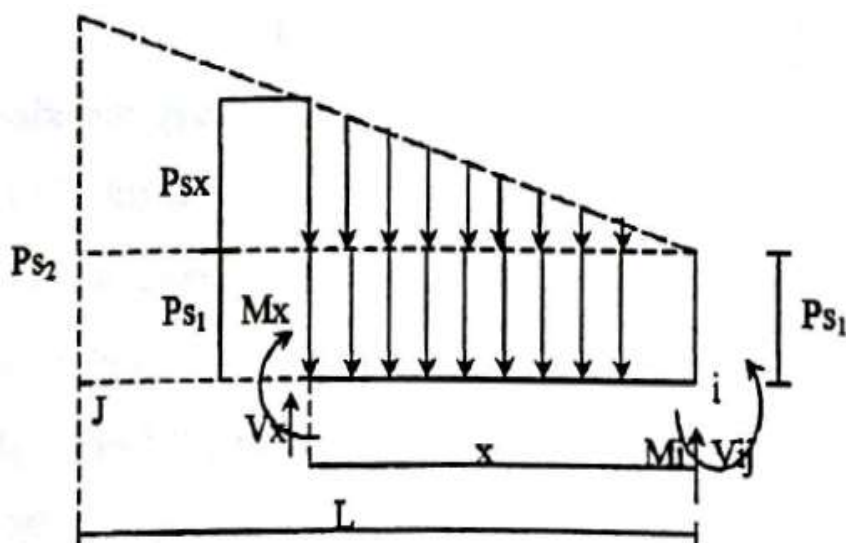


Figura 23: esfuerzos en las paredes del marco rígido a una distancia "x". (Fuente: Elaboración propia)

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=

$$Ps_1 = 716.95 \text{ kg/m}^2$$

$$Ps_2 = 1345.45 \text{ kg/m}^2$$

$$V_{ij} = V_{21} = 97.54 \text{ kg}$$

$$M_i = M_2 = 327.12 \text{ kg-m}$$

$$L = 0.675\text{m}$$

Sustituyendo en la ecuación (44)

$$X = \frac{716.95 \pm \sqrt{716.95^2 - \frac{2(716.95 - 1345.18)97.54}{0.675}}}{\frac{(716.95 - 1345.18)}{0.675}}$$

$$X = 0.126 \text{ m}$$

$$M_{\max} = -320.83 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

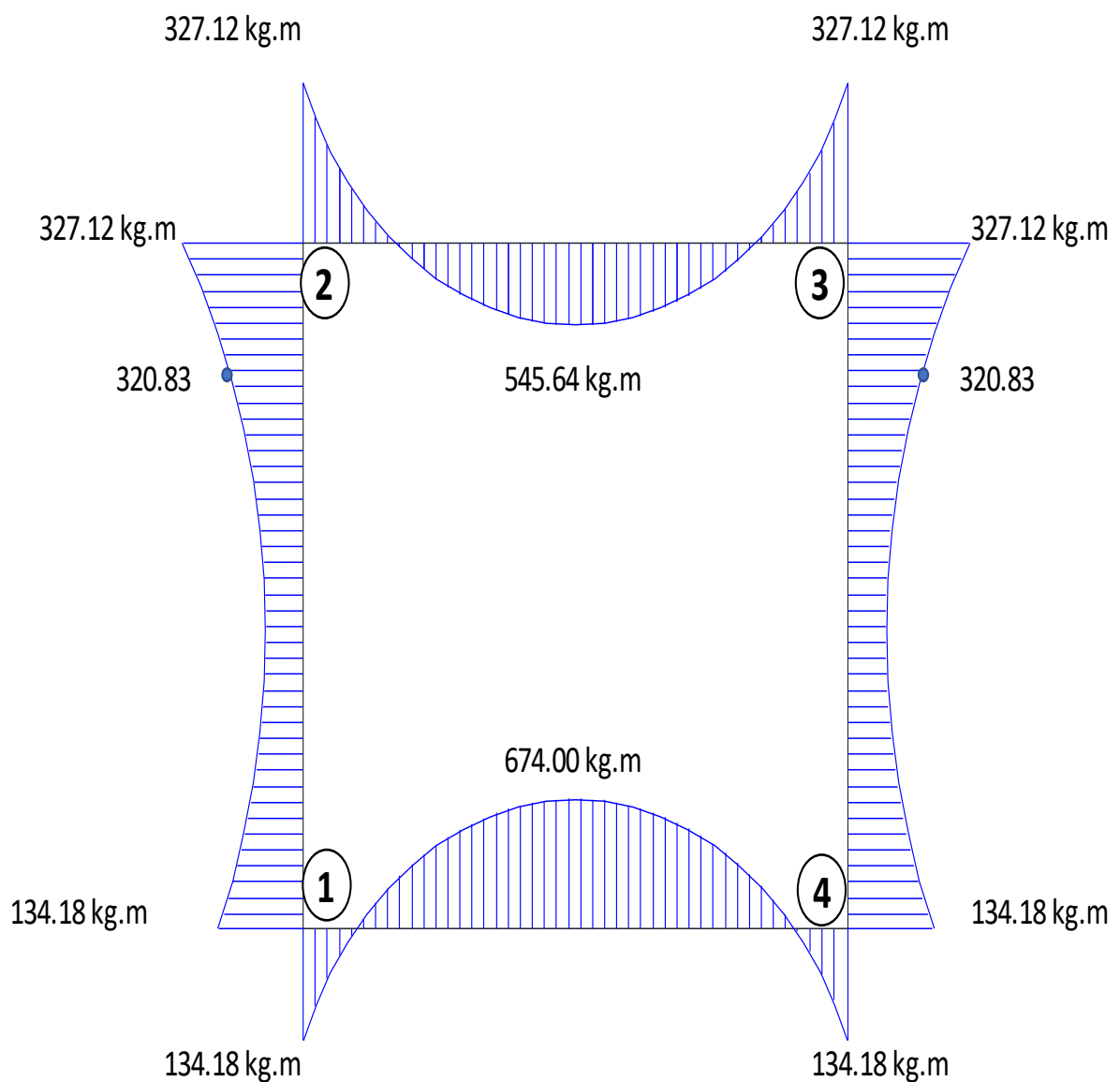


Figura 24: Diagrama de momentos del marco rígido. (Fuente: Elaboración propia)

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)

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

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

$$V_u = 1.8V_{23}$$

$$V_u = 1.8(4107.10)$$

$$V_u = 7392.78 \text{ kg}$$

Según la ecuación 33:

$$T_u = \frac{V_u}{bd}$$

$$T_u = \frac{7392.78}{100 * 10.37}$$

$$T_u = 7.13 \text{ kg/cm}^2$$

Según la ecuación 34:

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

$$T_c = 0.50 * 0.85\sqrt{210}$$

$$T_c = 6.19 \text{ kg/cm}^2$$

Luego según la ecuación 36 debe cumplirse:

$$T_u < T_c$$

$$7.13 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > 6.19 \text{ kg/cm}^2$$

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 $a = 0.240 \text{ cm}$

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

$$A_s = \frac{588.82 * 100}{0.90 * 4200(15.37 - \frac{0.240}{2})}$$

$$A_s = 1.022 \text{ cm}^2$$

Refuerzo Mínimo ($A_{s_{\min}}$)

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

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

$$A_{s_{\min}} = 2.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} > A_s = 1.022 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{Usar: } A_s = 2.61 \text{ cm}^2$$

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)

$$M_u = 1.8M$$

$$M_u = 1.8(545.64)$$

$$M_u = 982.15 \text{ kg} - \text{m}$$

Asumiendo refuerzo de $\Phi 1/2"$ (1.27cm)

$$d = 20 - (4 + \frac{1.27}{2})$$

$$d = 15.37 \text{ cm}$$

Para $a = 0.403 \text{ cm}$

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

$$A_s = \frac{982.15 * 100}{0.90 * 4200(15.37 - \frac{0.403}{2})}$$

$$A_s = 1.713 \text{ cm}^2$$

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.

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

$$S_{1/2} = \frac{100 * 1.29}{2.61} = 49.4 \text{ cm}$$

$$S_{3/8} = \frac{100 * 0.71}{2.61} = 27.2 \text{ cm}$$

$$\text{Usar : } \Phi 3/8" @ .275 \text{ m}$$

Refuerzo en la Losa Inferior.

Verificación del esfuerzo cortante:

Asumiendo refuerzo de $\Phi 1/2"$ (1.27cm)

$$d = 20 - (4 + \frac{1.27}{2})$$

$$d = 15.37 \text{ cm}$$

$$V_u = 1.8V_{14}$$

$$V_u = 1.8(3802.90)$$

$$V_u = 6845.22 \text{ kg}$$

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:

$$T_c = 0.50\phi\sqrt{f'c}$$

$$T_c = 0.50 * 0.85\sqrt{210}$$

$$T_c = 6.19 \text{ kg/cm}^2$$

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)

$$M_u = 1.8M$$

$$M_u = 1.8(134.18)$$

$$M_u = 241.52 \text{ kg - m}$$

Asumiendo refuerzo de Φ 1/2" (1.27cm)

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

$$d = 11.87 \text{ cm}$$

Para $a = 0.127 \text{ cm}$

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

$$A_s = \frac{241.52 * 100}{0.90 * 4200 \left(11.87 - \frac{0.127}{2}\right)}$$

$$A_s = 0.541 \text{ cm}^2$$

Refuerzo Mínimo ($A_{s_{\min}}$)

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

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

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

$$A_{s_{\min}} > A_s = 0.541 \text{ cm}^2$$

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

Espaciamiento del refuerzo.

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

$$S_{1/2} = \frac{100 * 1.29}{2.02} = 63.4 \text{ cm}$$

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

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

Refuerzo en la Cara Interior (Centro de losa)

$$M_u = 1.8M$$

$$M_u = 1.8(674.00)$$

$$M_u = 1213.20 \text{ kg} - \text{m}$$

Asumiendo refuerzo de $\Phi 1/2"$ (1.27cm)

$$d = 20 - \left(4 + \frac{1.27}{2}\right)$$

$$d = 15.37 \text{ cm}$$

Para $a = 0.499 \text{ cm}$

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

$$A_s = \frac{1213.20 * 100}{0.90 * 4200 \left(15.37 - \frac{0.499}{2}\right)}$$

$$A_s = 2.123 \text{ cm}^2$$

Refuerzo Mínimo ($A_{s_{\min}}$)

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

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

$$A_{s_{\min}} = 2.61 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{\min}} > A_s = 2.123 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \text{Usar: } A_s = 2.61 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento del refuerzo.

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

$$S_{1/2} = \frac{100 * 1.29}{2.61} = 49.4\text{cm}$$

$$S_{3/8} = \frac{100 * 0.71}{2.61} = 27.2\text{cm}$$

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.

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

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

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

Usar : $\emptyset 3/8'' @ .40m$

Nota:

El acero por temperatura en la sección transversal, no se calcula debido a que el acero diseñado en 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:

$$T_c = 0.50\emptyset\sqrt{f'c}$$

$$T_c = 0.50 * 0.85\sqrt{210}$$

$$\mathbf{T_c = 6.19 \text{ kg/cm}^2}$$

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

$$M_u = 1.8M$$

$$M_u = 1.8(320.83)$$

$$M_u = 577.49 \text{ kg} - \text{m}$$

Asumiendo refuerzo de Φ 1/2" (1.27cm)

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

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

Para $a = 0.353 \text{ cm}$

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

$$A_s = \frac{577.49 * 100}{0.90 * 4200 \left(10.37 - \frac{0.353}{2}\right)}$$

$$A_s = 1.499 \text{ cm}^2$$

Refuerzo Mínimo ($A_{s_{min}}$)

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

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

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

$$A_{s_{min}} > A_s = 1.499 \text{ cm}^2$$

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

Espaciamiento del refuerzo.

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

$$S_{1/2} = \frac{100 * 1.29}{1.56} = 82.7 \text{ cm}$$

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

$$\text{Usar : } \Phi 3/8" @ .45 \text{ m}$$

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

Según la Ecuación 25

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

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

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

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

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

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

Disposición del acero en la alcantarilla

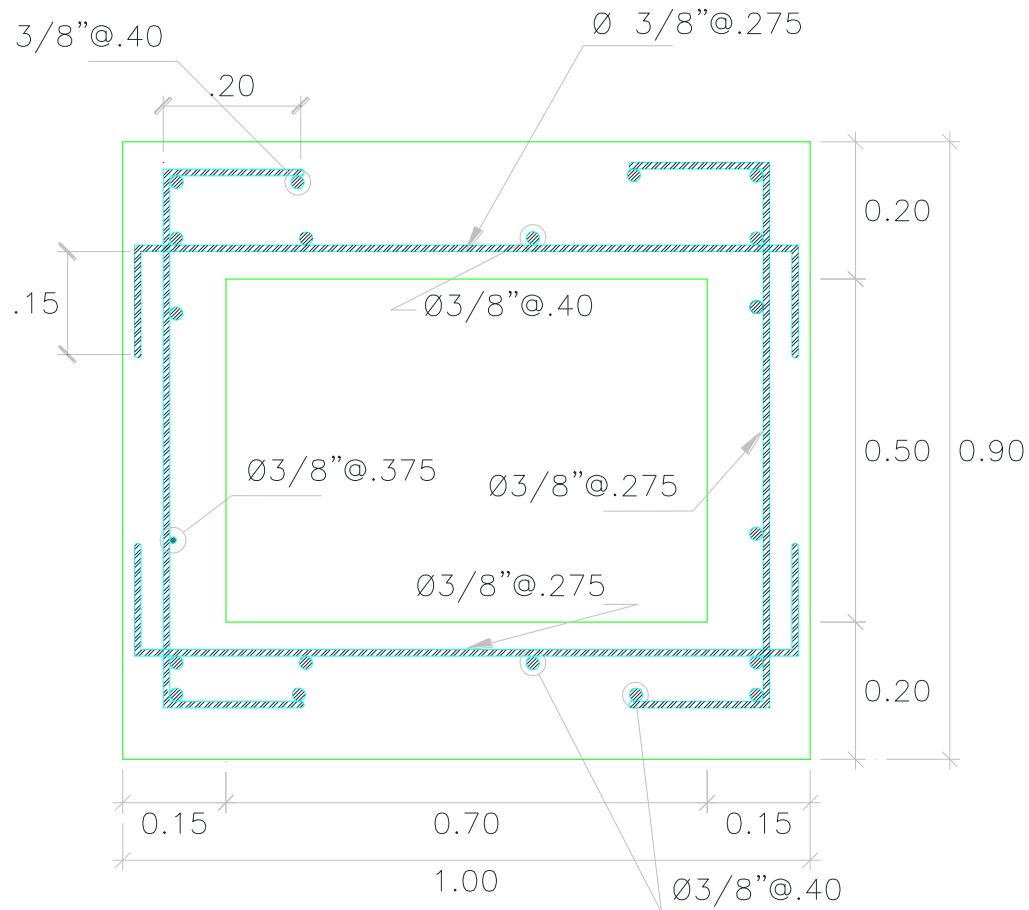


Figura 25: Disposición del acero en la alcantarilla. (Fuente: Elaboración propia)

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_t)	
Suelo Seco	$\sigma_t = 0.80 \text{ kg/cm}^2$

Diseño estructural de alcantarillas (1.00x0.70)

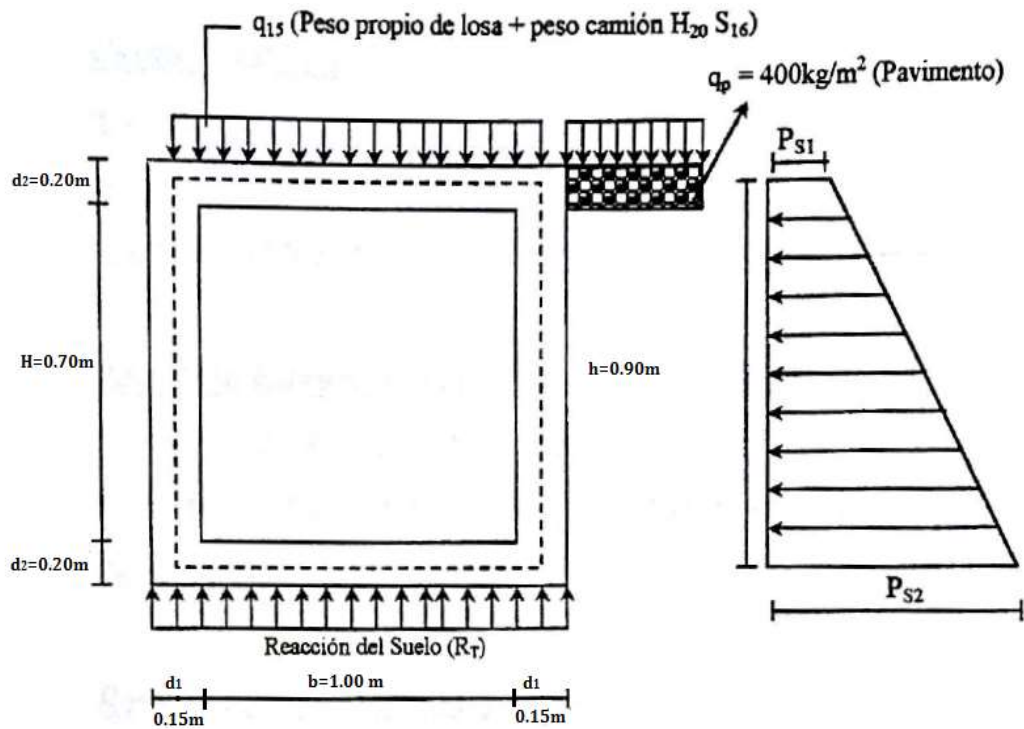


Figura 26: Sistemas de cargas en las alcantarillas. (Fuente: Elaboración Propia)

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 $H_{20} S_{16}$, donde la carga transmitida por cada rueda posterior es de $P_L = 8000\text{ kg}$, Luego:

$$q_v = \frac{P_L}{(b + d_2) * 1.00}$$

$$q_v = \frac{8000}{(1.00 + 0.20) * 1.00}$$

$$q_v = 6666.67 \text{ kg/m}^2$$

Carga Total (q_{LS})

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

$$q_{LS} = 480 + 6666.67$$

$$q_{LS} = 7146.67 \text{ kg/m}^2$$

Peso de la Estructura (P_E):

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

$$P_E = 2400(2 * 0.15 * 0.70 + 2 * 0.20 * 1.00) + 8000$$

$$P_E = 9464 \text{ kg}$$

Reacción del Terreno (R_T)

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

$$R_T = \frac{9464}{(2 * 0.15 + 1.0) * 1.00}$$

$$R_T = 7280 \text{ kg/m}^2$$

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:

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

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

$$K_a = 0.5088$$

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

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

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

$$P_{s1} = K_a \gamma_s h_{s/c}$$

$$P_{s1} = 0.5088 * 1830 * 0.77$$

$$P_{s1} = 716.95 \text{ kg/m}^2$$

$$Ps_2 = K\alpha\gamma_s(h + h_{s/c})$$

$$Ps_2 = 0.5088 \times 1830(0.90 + 0.77)$$

$$Ps_2 = 1554.94 \text{ kg/m}^2$$

Diagrama de esfuerzos en el marco rígido (alcantarilla).

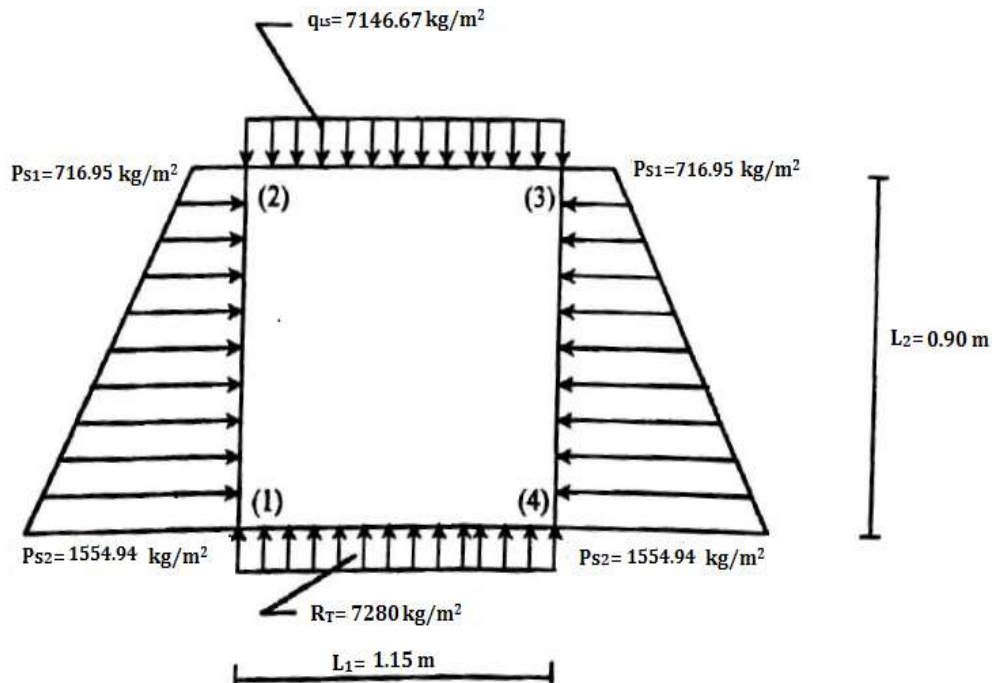


Figura 27: diagrama de esfuerzos en el marco rígido (alcantarilla). (Fuente: Elaboración propia)

Momentos de Empotramientos (M°_{ij})

Los valores de "w" y "L" son tomados de la figura anterior.

Losa Superior (M°_{23})

$$M^{\circ}_{23} = -M^{\circ}_{32} = \frac{q_{LS} * L_1^2}{12}$$

$$M^{\circ}_{23} = -M^{\circ}_{32} = \frac{7146.67 * 1.15^2}{12}$$

$$M^{\circ}_{23} = -M^{\circ}_{32} = 787.62 \text{ kg - m}$$

Losa Inferior (M°_{14})

$$M^{\circ}_{14} = -M^{\circ}_{41} = -\frac{R_T * L_1^2}{12}$$

$$M^{\circ}_{14} = -M^{\circ}_{41} = -\frac{7280 * 1.15^2}{12}$$

$$\mathbf{M^{\circ}_{14} = -M^{\circ}_{41} = -802.32 \text{ kg} - \text{m}}$$

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}):

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

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

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

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

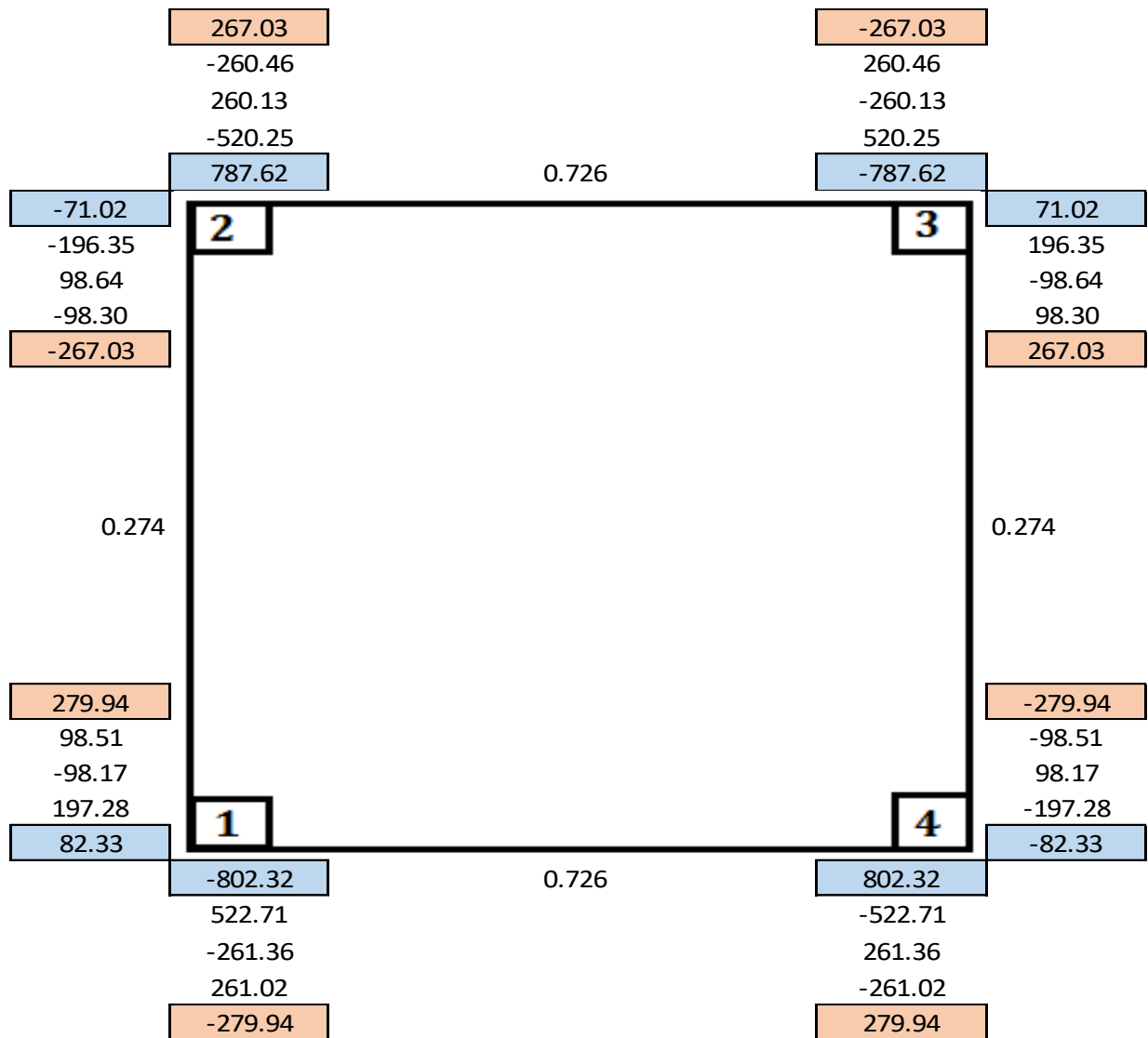


Figura 28: Análisis estructural del marco rígido por el método de Hardy Cross. (Fuente: Elaboración propia)

$$MF_{1-2} = 279.94 \text{ kg} - \text{m}$$

$$MF_{1-4} = -279.94 \text{ kg} - \text{m}$$

$$MF_{2-1} = -267.03 \text{ kg} - \text{m}$$

$$MF_{2-3} = 267.03 \text{ kg} - \text{m}$$

$$MF_{3-2} = -267.03 \text{ kg} - \text{m}$$

$$MF_{3-4} = 267.03 \text{ kg} - \text{m}$$

$$MF_{4-3} = -279.94 \text{ kg} - \text{m}$$

$$MF_{4-1} = 279.94 \text{ kg} - \text{m}$$

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.

$$V_{23} = (q_{LS} * L_1)/2 + (M_2 - M_3)/L_1$$

$$V_{23} = (7146.67 * 1.15)/2 + (267.03 - 267.03)/1.15$$

$$V_{23} = 4109.34 \text{ kg}$$

$$V_{32} = (7146.67 * 1.15)/2 + (267.03 - 267.03)/1.15$$

$$V_{32} = 4109.34 \text{ kg}$$

$$V_{12} = (P_{S1} * L_2)/2 + [(P_{S2} - P_{S1}) * L_2]/6 + (M_2 - M_1)/L_2$$

$$V_{21} = (P_{S1} * L_2)/2 + [(P_{S2} - P_{S1}) * L_2]/3 + (M_1 - M_2)/L_2$$

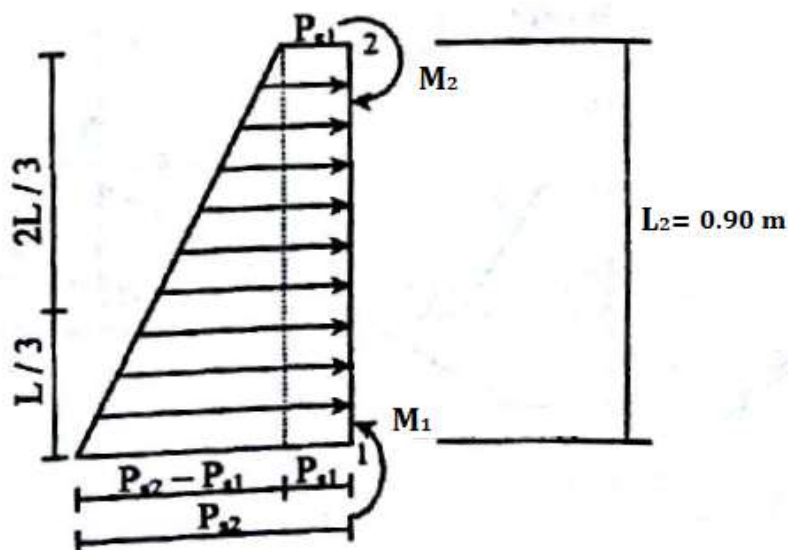


Figura 29: Esfuerzos en el tramo 1 – 2 marco rígido. (Fuente: Elaboración propia)

$$V_{12} = (716.95 * 0.90)/2 + [(1554.94 - 716.95) * 0.90]/6 + (267.03 - 279.94)/0.9$$

$$\mathbf{V_{12} = 433.99 \text{ kg}}$$

$$V_{21} = (716.95 * 0.90)/2 + [(1554.94 - 716.95) * 0.90]/3 + (279.94 - 267.03)/0.9$$

$$\mathbf{V_{21} = 588.37 \text{ kg}}$$

$$V_{14} = -(R_T * L_1)/2 + (M_1 + M_4) / L_1$$

$$V_{14} = -(7280 * 1.15)/2 + (279.94 - 279.94)/1.15$$

$$\mathbf{V_{14} = -4186 \text{ kg}}$$

$$V_{41} = -(7280 * 1.15)/2 + (279.94 - 279.94)/1.15$$

$$\mathbf{V_{41} = -4186 \text{ kg}}$$

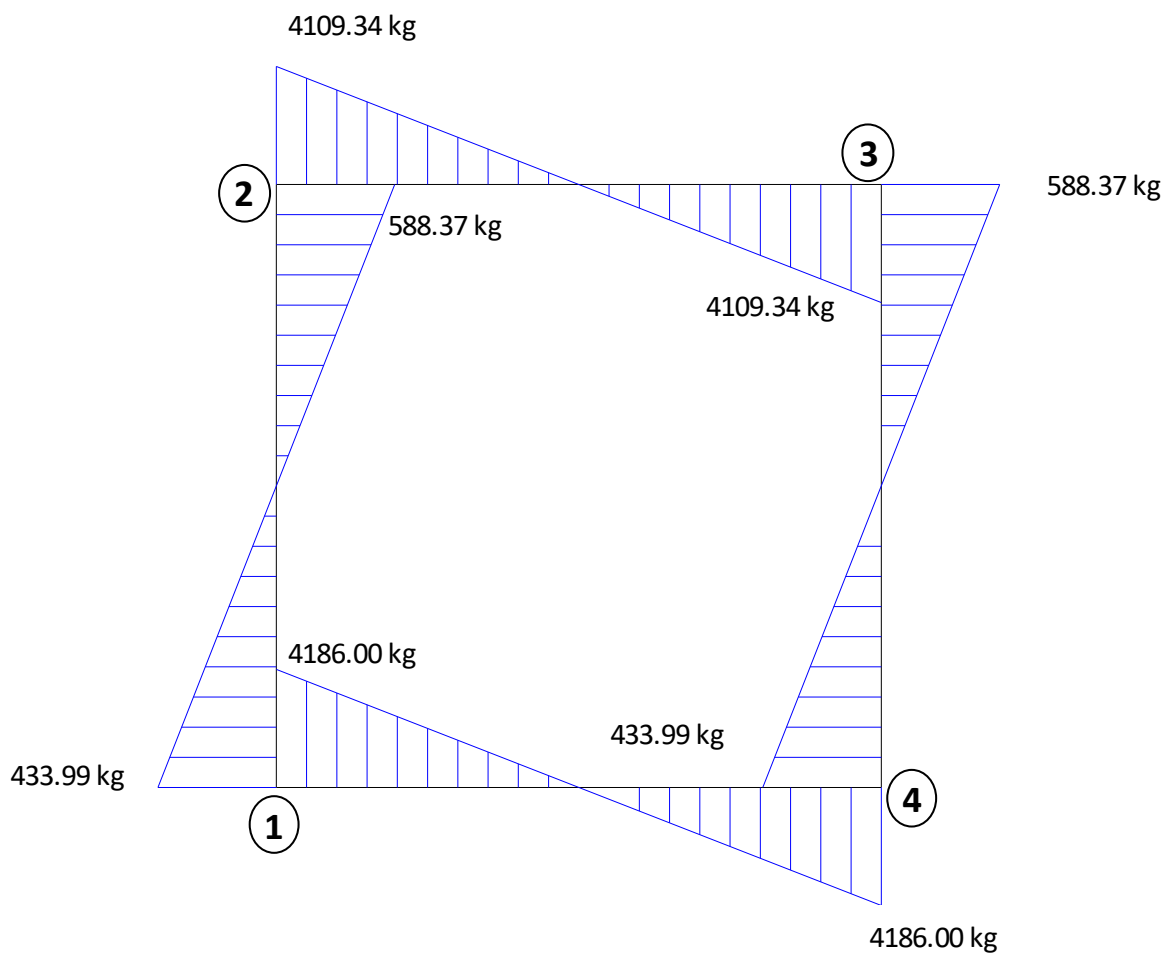


Figura 30: Diagrama de esfuerzos cortantes del marco rígido. (Fuente: Elaboración propia)

Momentos Máximos Positivos ($M_{m\acute{a}x}$).

Losa Superior e Inferior:

Según el siguiente gráfico, tenemos:

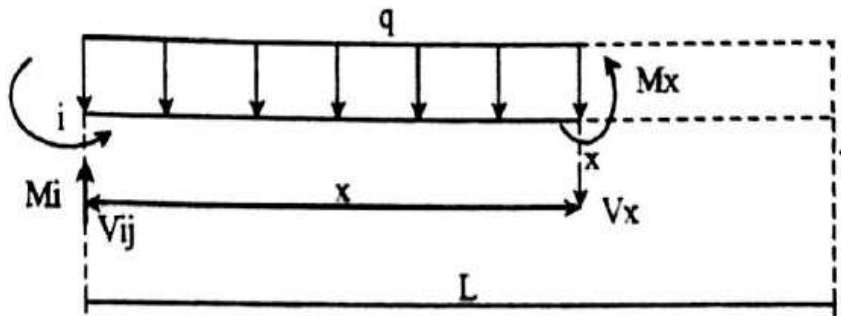


Figura 31: Esfuerzos en la losa del marco rígido a una distancia "x". (Fuente: Elaboración propia)

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

$$M_{\text{máx}} = \frac{V_{23}^2}{2q_{LS}} - M_2$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{4109.34^2}{2(7146.7)} - 267.03$$

$$M_{\text{máx}} = 914.40 \text{ kg} - \text{m}$$

Losa Inferior

$$M_{\text{máx}} = \frac{V_{41}^2}{2R_T} + M_4$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{4186^2}{2(7280)} + 279.94$$

$$M_{\text{máx}} = -1483.42 \text{ kg} - \text{m}$$

En las paredes:

Según la figura siguiente:

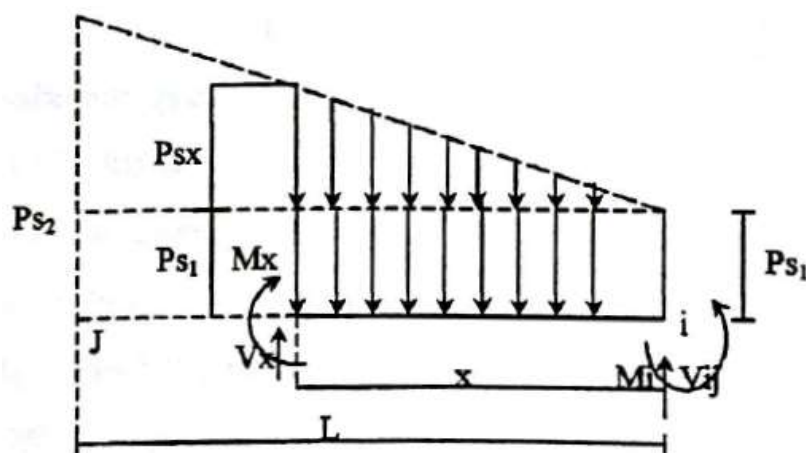


Figura 32: Esfuerzos en las paredes del marco rígido a una distancia "x".

(Fuente: Elaboración propia)

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=

$$Ps_1 = 716.95 \text{ kg/m}^2$$

$$Ps_2 = 1554.94 \text{ kg/m}^2$$

$$V_{ij} = V_{21} = 588.37 \text{ kg}$$

$$M_i = M_2 = 267.03 \text{ kg-m}$$

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

Sustituyendo en la ecuación (44)

$$X = \frac{716.95 \pm \sqrt{716.95^2 - \frac{2(716.95 - 1554.94)588.37}{0.90}}}{\frac{(716.95 - 1554.94)}{0.90}}$$

$$X = 0.59 \text{ m}$$

$$M_{\max} = -76.55 \text{ kg} - \text{m}$$

Diagrama de momentos del marco rígido.

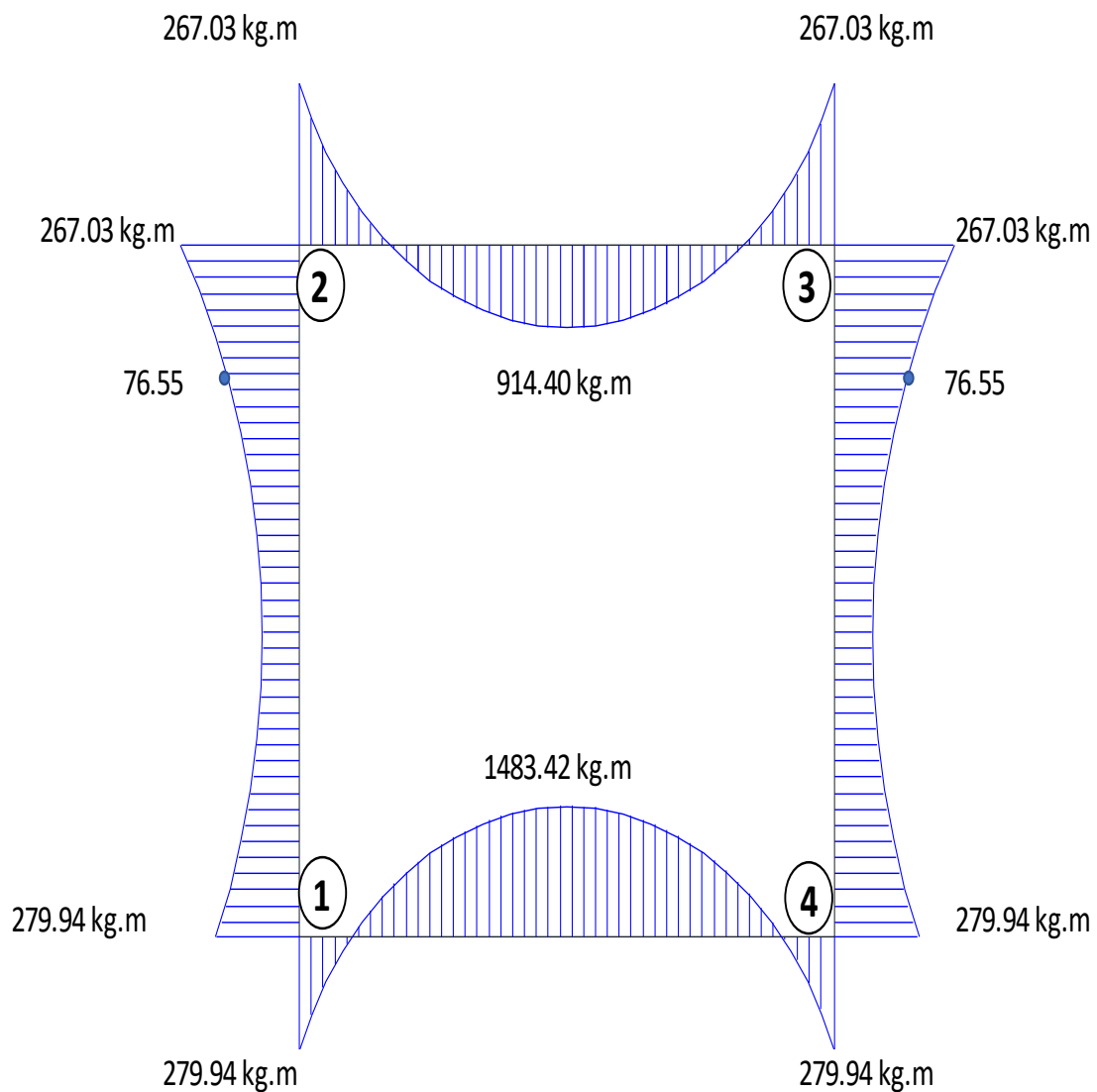


Figura 33: Diagrama de momentos del marco rígido. (Fuente: Elaboración propia)

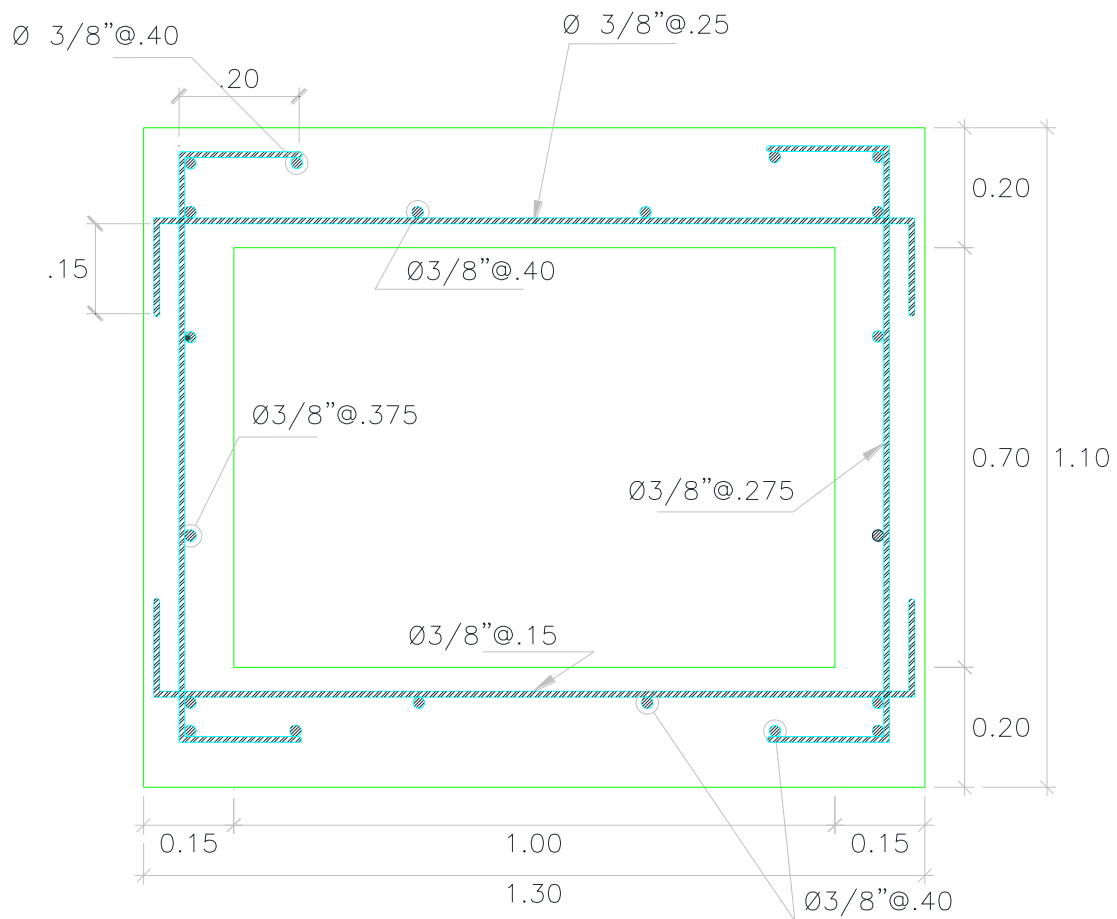


Figura 34: Disposición del acero en la alcantarilla. (Fuente: Elaboración propia)

Especificaciones Técnicas	
$f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$	
$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$	
- Recubrimientos	
Paredes	$r = 4.0$
cm	
Losa: Cara inferior	$r = 7.5 \text{ cm}$
Cara superior	$r = 4.0 \text{ cm}$
- Capacidad Portante del Suelo (σ_t)	
Suelo Seco $\sigma_t = 0.80 \text{ kg/cm}^2$	

CAPÍTULO IV

RESULTADOS Y DISCUSIÓN

4.1. 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 158.33 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 ésta manera el valor de 58.19 mm/hr. La cual nos permitió determinar el Caudal de agua que es necesario drenar por cada uno de los tramos del sistema.

4.2. Áreas colectoras de lluvias

Para la determinación de ésta 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 ésta manera equitativamente.

Los resultados obtenidos por procedimiento se presentan en el Cuadro N° 12; con un área de manzanas igual a 224,156.726 m² y área de calles igual a 61,616.566 m²; y detalladas en el Plano PAC.

4.3. 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).

4.4. 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 los Cuadros N° 14 y N° 15 respectivamente

4.4.1. Caudales de escurrimiento de colectores, cunetas, y alcantarillas

Los caudales de escurrimientos en colectores, cunetas, y alcantarillas se presentan en el Cuadro N° 17 y va de 0.009 a 1.152 m³/s.

4.4.2. 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 el Cuadro N° 17.

4.5. Dimensionamiento de colectores, cunetas y alcantarillas

Para el dimensionamiento de colectores, cunetas y alcantarilla se utilizó el Software de H CANALES de Máximo Villón, calculando las dimensiones de las cunetas por el caudal a conducir por ellas, estas dimensiones se encuentran plasmadas en Tabla 18.

4.5.1. Longitud de colectores

La longitud total de Colectores es de 2853.50 metros lineales, que se indican en el Tabla 18.

4.5.2. Longitud de cunetas

La longitud total de cunetas es de 5721.21 metros lineales, y se presenta detallada en el Cuadro N° 18.

4.5.3. Longitud de alcantarillas

La longitud total de Alcantarillas es de 318.30 metros lineales, que se indican en el Cuadro N° 18.

4.5.4. Obras complementarias

Se han proyectado 09 obras de entrega de agua, la cual se ha considerado el emboquillado de piedra.

4.6. 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 $\sigma_t = 0.80 \text{ kg/cm}^2$, los cuales fueron tomado como datos para la realización de los cálculos estructurales.

4.7. 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 el Cuadro N° 18.

En el Cuadro N° 18 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.

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 $0.70 * 0.50$ y $1.00 * 0.70$ mts 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 28.58 Ha, 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 una obra de arte típica en las zonas de entrega, que consiste en un emboquillado de piedra típica.

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 $H_{\text{mim}}=0.20\text{mt}$, 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.

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.

4.8. Selección de alternativa

El diseño hidráulico y estructural del drenaje pluvial urbano de la localidad de Fausa Sapina 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 los ríos cercanos.

4.9. Contrastación de hipótesis

Se ha contrastado la hipótesis del estudio determinando que el diseño hidráulico y estructural del drenaje Pluvial urbano de la localidad de Fausa sapina, 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 la mejor alternativa 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 la localidad de Fausa Sapina Provincia del Dorado y Región San Martín

El diseño hidráulico estructural del sistema de drenaje pluvial de la Localidad de Fausa Sapina , 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 éste 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 conducidas e instaladas a las cunetas proyectadas a través de tuberías PVC - SAP, dentro del espacio destinados 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 arrojio 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

- Antonio Carpio, Henry, (2011): *Tesis sobre propuesta de diseño del drenaje pluvial, alcantarillado sanitario y planta de tratamiento para las aguas residuales del casco urbano y colonia.*
- Beltrán Juárez, José Rafael, (2010): *Tesis en investigación sobre “propuesta de mejoramiento del drenaje pluvial de la planta de tratamiento de aguas residuales”.*
- Cahuana Andia, Agustín, & Yugar Morales, Weimar, (2009): *Material De Apoyo Didáctico Para La Enseñanza Y Aprendizaje De La Asignatura De Hidrología CIV-233.Cochabamba – Bolivia.*
- Cámara Peruana de la Construcción. (1997): *"Reglamento Nacional de Construcciones". Décima Sexta Edición en español. Impreso en Perú.*
- Chereque Moran, Wendor. (1989): *Hidrología. Segunda Impresión. Lima – Peru.*
- De León acosta, Erik Braulio, (2009): *Tesis en investigación sobre “proyecto para la rehabilitación del drenaje pluvial en motozintla Chiapas, Mexico.*
- Delgado Ramírez, José Fernando & Sánchez Pérez, LLeny; (2003) *Tesis sobre “Diseño Hidráulico y Estructural del Drenaje Pluvial Urbano del Sector Progreso – Margen Izquierda Quebrada Choclino en la Banda de Shilcayo”.*Tarapoto.
- Gálvez Álvarez, Hugo Alejandro, (2004): *Tesis en investigación sobre “planificación y diseño de los sistemas de drenaje sanitario y pluvial de la cabecera municipal de pasaco, Jutiapa”, México.*
- García Rico, Elmer, (1987): *"Manual de Diseño Hidráulico de Canales y Obras de Arte", Primera Edición Derechos Reservados. Chiclayo – Perú.*
- Granda Acha, Rudy Rolandy, (2013) *“Tesis en análisis numérico de la red de drenaje pluvial de la urb. Angamos”.*
- Ibáñez García, Hemando y Bartra Peso, Óscar, (1995): *Tesis "Saneamiento Básico y Pluvial de la Ciudad Universitaria", San Martín, Tarapoto- Perú.*
- López Cualla, Ricardo Alfredo, (1999) *"Diseño de Acueductos y Alcantarillados", Segunda Edición. Impreso en Colombia 1999. Editorial Escuela Colombiana de Ingeniería alfa omega editor, S. A. de CV.*
- Marín, Carlos; Menjivar, Máximo & ZAVALETA, José, Tesis, (2012): *“Diseño y Construcción de un Canal Hidráulico de Pendiente Variable para uso Didáctico e Investigación”.* El Salvador.

- Monsal ve Sáenz, Germán, (1999): "*Hidrología en la Ingeniería*". Segunda Edición en español. Impreso en 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.
- Morales Uchofen, Walter, (1990): "*Infraestructura de Riego*", Parte - I. Chiclayo – Perú.
- Ponce V Aldeiglesias, Rosa, (1996): "*Expediente Urbano de Tarapoto*", Informe Final. Tarapoto Agosto.
- Ranald V. Giles, (1969): "*Mecánica de los Fluidos e hidráulicas*", Segunda Edición en español. Impreso en Colombia. Editorial Me Graw-Hill.
- Reyes Carrasco, Luis V. (1992): "*Hidrología Básica*", Primera Edición. Impreso en Lima-Perú.
- Rojas Rubio, Hugo, (2010): "*Manual del Curso de Irrigación y Drenaje*". Primera Edición. Chimbote – Perú.

ANEXOS

ANEXO 1: Estudio de suelos

PLANOS